МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ. ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 14

Київ – КНУБА – 2024

Наукове фахове видання / Scientific edition
ISSN 2522-4182

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

Збірник наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». Випуск 14.
Головний редактор О.Д.Журавський. К.:КНУБА, 2024. 170 с. DOI:10.32347/2522-4182.14.2024

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

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

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

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

Scientific articles journal «Building Constructions. Theory and practice». Issue 14.
Chief editor O. Zhuravskyi. K. : KNUCA, 2024. 170 p. DOI:10.32347/2522-4182.14.2024

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

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

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

Редакційна колегія

Журавський О.Д., д.т.н., професор – *головний редактор* (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Чернишев Д.О**., д.т.н., професор – *заступник головного редактора* (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Колякова В.М**., к.т.н., доцент – *відповідальний секретар* (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Азізов Т.Н**., д.т.н., професор (Уманський державний педагогічний університет ім.П.Тичини); **Бабич Є.М.**, д.т.н., професор (Національний університет водного господарства та природокористування); **Бамбура А.М**., д.т.н., професор (Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій); **Барабаш М.С**., д.т.н., доцент (Національний авіаційний університет); **Білик С.І**., д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Demchyna Bohdan**., prof. Dr.hab. (Panstwowej Wyzszej Szkole Techniczno-Ekonomicznej im.ks. Bronislawa Markiewicza w Jaroslawiu); **Kinasz R. -** professor (Full), PhD. D.Sc. Eng. (AGH University of Science and Technology, Faculty of Civil Engineering and Resource Management, Krakow, Poland; **Клименко Є.В**., д.т.н., професор (Одеська державна академія будівництва та архітектури); **Клімов Ю.А**., д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Ковальчук О.Ю. -** к.т.н., старший науковий співробітник, проректор з наукової роботи та інноваційного розвитку КНУБА; **Kovler K. -** PhD,Asos. prof. Faculty of Civil and Environmental Engineering, Technion, Haifa, Israel; **Кріпак В.Д.,** к.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Нікіфорова Т. Д**., д.т.н., професор, (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури); **Павліков А.М**., д.т.н., професор (Полтавський національний технічний університет ім. Ю.Кондратюка); **Савицький М.В**., д.т.н., професор (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури); **Stemberk Peter -** Ph.D., D.Eng. Чеський технічний університет.

Рекомендовано до видання вченою радою Київського національного університету будівництва і архітектури, протокол № 23 від 28.06. 2024 року.

Recommended for publication by the Academic Council of Kyiv National University of Construction and Architecture, Protokol No. 28 of 23.06. 2024

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

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

ЗМІСТ

КЛІМОВ Юлій, СМОРКАЛОВ Дмитро
Експериментальні дослідження міцності залізобетонних елементів при дії поперечних сил 4

САВИЦЬКИЙ Микола, СМИРНОВ Антон
Властивості вторинних крупних заповнювачів, отриманих в результаті подрібнення бетонних відходів . 19

МИХАЙЛОВСЬКИЙ Денис, КОМАР Микола, КОМАР Олег
Аналіз напружено-деформованого стану плит з перехресно-клеєної деревини підсилених композитними стрічками 29

КРІПАК Володимир, КОЛЯКОВА Віра, ШПАКОВА Ганна
Забезпечення стійкості глибоких котлованів висотних споруд 41

ДЕМЧИНА Богдан, ВОЗНЮК Леонід, БУРАК Дмитро, ЩЕРБАКОВ Сергій
3D друк балок із можливістю влаштування поперечного армування, враховуючи особливості роботи будівельного принтера 57

ШЕХОВЦОВ Владислав, ФЕСЕНКО Олег, МАЛАХОВ Віктор, БОНДАРЕНКО Олексій
Відновлення із надбудовою житлових будинків масових серій 1960-х років зі збірного залізобетону 67

ОЛЕКСІЄНКО Олена, ВЕРГУН Лєна
Вплив умов нанесення герметизуючих полімерних матеріалів на стійкість до деформацій герметика до склофібробетону 79

ТОНКАЧЕЄВ Віталій, МАЛИШКО Дмитро ЛАВРІНЕНКО Людмила
Чисельне моделювання вітрового впливу на конструкції стадіону в модулі Rwind програмного комплексу Dlubal Rfem 89

НУЖНИЙ Валерій, ДАУРОВ Михайло
Розрахунок баштової споруди на витривалість з врахуванням вихрового збудження 102

ЗОРЯ Олена, ТЕРНОВЦЕВ Олексій, ЦИГАНОК Микола
Дослідження процесу видалення із води сірководню гідроелеватором 114

БЕРДНИК Оксана, МАКАРЕНКО Валерій, АМЕЛІНА Наталія
Дослідження взаємозв'язку між межею міцності І тривалою втомленістю сталевої арматури залізобетонних конструкцій тривалого терміну експлуатації в агресивних середовищах 125

СКОРУК Олег
Тріщиноутворення різних типів тонких плит при рівномірно-розподіленому навантаженні 136

РОМАШКІНА Марина, ПІСАРЕВСЬКИЙ Богдан, ЖУРАВЛЬОВ Олексій
Розрахунок будівлі на вплив дії повітряної ударної хвилі прямим динамічним методом з використанням ПК ЛІРА-САПР 147

МИХАЙЛОВСЬКИЙ Денис, СКЛЯРОВ Ігор, СКЛЯРОВА Тетяна
Особливості визначення розрахункової довжини положистих арок з клеєної деревини 161

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.4-18
УДК 624.012.26

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПРИ ДІЇ ПОПЕРЕЧНИХ СИЛ

Юлій КЛІМОВ[1], Дмитро СМОРКАЛОВ[2]

[1,2] Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1]yuliiklymov@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-4275-7058
[2]smorkalov.dv@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0001-7890-2686

Анотація. Майже всі залізобетонні конструкції в той чи іншій мірі працюють на сприйняття поперечних сил, а відповідні розрахунки є визначальними при призначенні розмірів поперечного перерізу і поперечного армування конструкцій. При цьому розрахунки міцності при дії поперечних сил базуються на конкретних видах руйнування і залежать, в першу чергу, від схеми (виду) навантаження. Одним з таких видів руйнування є руйнування внаслідок зрізу бетону стиснутої зони над похилою тріщиною, що проходить від опори до зосередженої сили, яка розташована на відстані 1…2,5d (d – робоча висота перерізу) від опори.

Внаслідок відсутності достатньої кількості експериментальних досліджень такого виду руйнування, на практиці застосуються достатньо наближені методи розрахунку, які не враховують напружено-деформованого стану при руйнуванні в зоні дії поперечних сил внаслідок зрізу бетону стиснутої зони над похилою тріщиною.

У статті наведені методика, склад і результати експериментальні дослідження залізобетонних балок двох серій (з поперечною і без поперечної арматури) при дії поперечних сил.

Проведені дослідження включали в себе встановлення характеру тріщиноутворення, напружено-деформованого стану і міцності елементів при руйнуванні внаслідок зрізу бетону стиснутої зони над похилою тріщиною і зв'язку з іншими можливими видами руйнування – по похилій полосі і внаслідок роздроблення бетону стиснутої зони над похилою тріщиною.

Встановлені основні закономірності розвитку тріщин, напруженого-деформованого стану і міцності елементів, що руйнуються внаслідок зрізу бетону стиснутої зони над похилою тріщиною.

.

© Ю. КЛІМОВ, Д. СМОРКАЛОВ, 2023



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



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

Представлені висновки і перспективи по-дальших досліджень залізобетонних конструкцій, які руйнуються в зоні дії поперечних сил внаслідок зрізу бетону стиснутої зони

Ключові слова. Поперечна сила; похилий переріз; міцність залізобетонних елементів; зріз бетону; тріщиностійкість; похила тріщина; напружено-деформований стан; форми руйнування.

ВСТУП

Існуючі методи розрахунків на дію поперечних сил (за похилими перерізами), незважаючи на велику кількість проведених досліджень [1-14 та ін.], все ще залишаються недосконалими, не в повній мірі відображають реальний напружено-деформований стан елементів, не враховують або враховують наближено вплив цілого ряду факторів.

До числа основних причин ситуації, що склалася, можна віднести: складність проблеми, неоднозначність сприйняття поперечних сил різними елементами і істотними відмінностями в їх напружено-деформованому стані, характері тріщино-утворення і руйнування; різноманіття конструктивних факторів і факторів зовнішньої дії, які впливають на міцність елементів.

В результаті проведених експеримен-тальних досліджень встановлено, що характер руйнування елементів в зоні дії поперечних сил, зазвичай, залежить від схеми навантаження елемента. Так, при розташуванні зосередженої сили на відстані меншій ніж 1…1,2d (d – робоча висота перерізу) має місце руйнування у похилій полосі між опорою і зосередженою силою, при відстані у межах 1…2,0(2,5)d– внаслідок зрізу бетону стиснутої зони над похилою тріщиною, а при відстані більше ніж 2,2…2,5d – внаслідок роздроблення бетону стиснутої зони над похилою тріщиною.

До цього часу, основна увага при проведенні експериментально-теоретичних досліджень приділялося елементам, які руйнувалися внаслідок роздроблення бетону у похилій полосі і роздроблення бетону над похилою тріщиною. Це знайшло своє відображення і у методах розрахунку за чинними нормативними документами [15, 16, 17, 18, 19, 20], у яких розрахунок проводиться окремо для елементів з розташування зосередженої сили до опори на відстані 0,5…2,0d та елементів з більшою відстанню до зосередженої сили. У першому випадку, це так звані короткі елементи, які руйнуються по похилій полосі, а у другому при відстані більшій ніж 2,0d розрахунок проводиться за методом фермової аналогії, який в основному орієнтований на руйнування внаслідок роздроблення бетону над похилою тріщиною і не враховує особливостей руйнування від зрізу бетону, хоча на нього і розповсюджується.

Що ж стосується руйнування внаслідок зрізу бетону над похилою тріщиною, то експериментальним дослідженням цієї проблеми приділялося не достатньо уваги, що унеможливило відповідного врахування у методах розрахунку.

У цій статті наведені результати експериментальних досліджень тріщино-утворення, напружено-деформованого стану і міцності елементів при руйнуванні внаслідок зрізу бетону стиснутої зони над похилою тріщиною, а також зв’язку цього виду руйнування з іншими видами - по похилій полосі і внаслідок роздробленні бетону над похилою тріщиною.

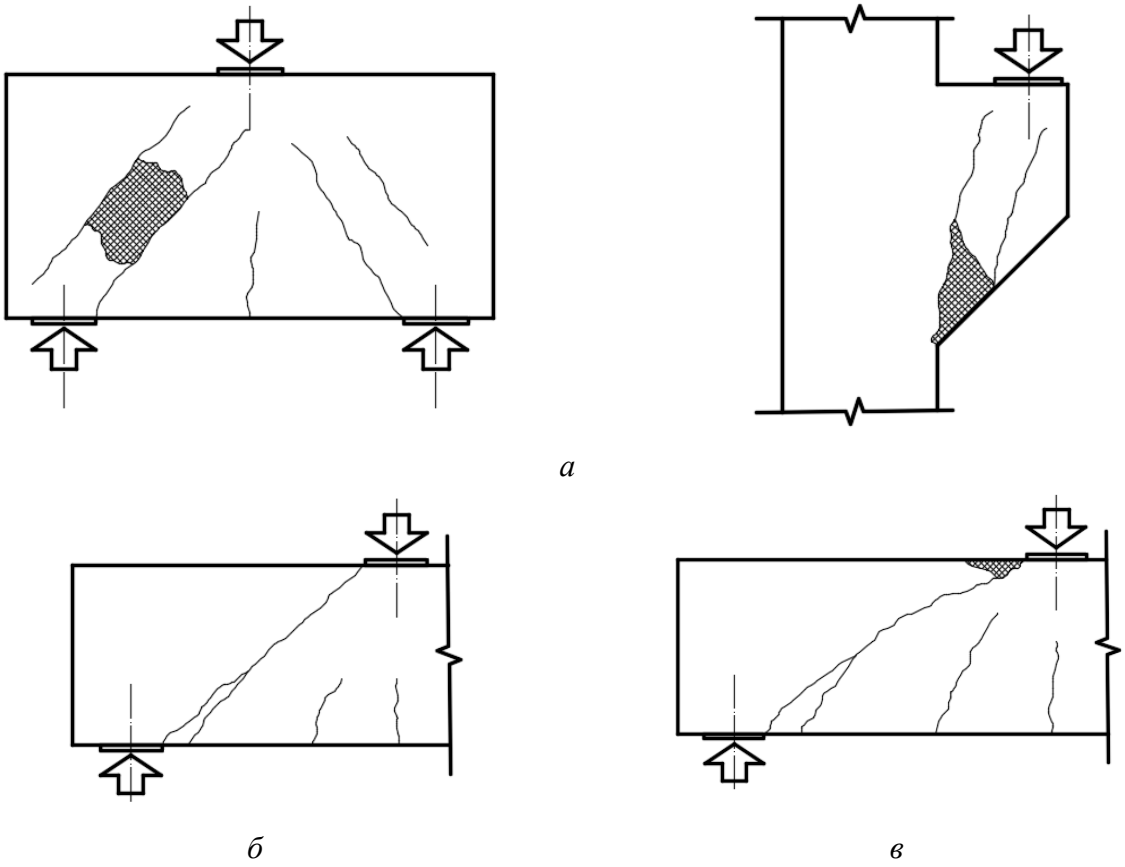
ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Основними видами руйнування залізобетонних елементів в зоні дії поперечних сил, на яких базуються відповідні методи розрахунку, є (рис.1):

- руйнування внаслідок роздроблення бетону у похилій полосі між опорою і зосередженою силою (рис.1, а);
- руйнування внаслідок зрізу бетону стиснутої зони над похилою тріщиною (рис.1, б);
- руйнування внаслідок роздроблення бетону над похилою тріщиною (рис.1,в).

З аналізу рис.1 випливає, , що в залежності від схеми навантаження при роботі елементів на сприйняття поперечних сил, відрізняються не тільки види руйнування, а й характер тріщиноутворення, напружено-деформований стан елементів і вплив на міцність різних факторів. Наприклад, при руйнуванні по похилій полосі (рис.1,а) інтенсивність вертикального поперечного армування майже не впливає на несучу здатність і більш ефективним є горизонтальне розташування арматури по висоті, при тому, що вплив поперечного армування вертикальними хомутами для випадків руйнування від зрізу (рис.1,б) і роздроблення бетону над похилою тріщиною (рис.1,в) є чи найбільш значним.

До цього часу майже не проводилося взаємопов'язаних експериментальних досліджень міцності елементів при різних видах руйнування, тому відповідні комплексні дослідження зміни напружено-деформованого стану і міцності елементів при різних видах руйнування і переході від однієї форми руйнування до іншої залишаються актуальною задачею.



а

б *в*

Рис. 1. Основні види руйнування залізобетонних елементі в зоні дії поперечних сил:
а – внаслідок роздроблення бетону у похилій полосі між опорою і зосередженою силою;
б - внаслідок зрізу бетону стиснутої зони над похилою тріщиною;
в – внаслідок роздроблення бетону над похилою тріщиною

Fig. 1. The main scheme of destruction of reinforced concrete elements in in the zone of action of transverse forces:
a – as a result of crushing of concrete in an inclined strip between the support and the concentrated force;
b - as a result of shearing of the concrete of the compressed zone above the inclined crack;
c – as a result of crushing of concrete over an inclined crack

Об'єкт дослідження – залізобетонні балки при дії поперечних сил.

Метою роботи є отримання експериментальних даних щодо характеру тріщиноутворення, напружено-деформованого стану і міцності елементів при руйнуванні внаслідок зрізу бетону стиснутої зони над похилою тріщиною і зв'язку з іншими можливими видами руйнування – по похилій полосі і внаслідок роздроблення бетону стиснутої зони над похилою тріщиною.

Задачі дослідження:

- отримати експериментальні дані щодо характеру тріщиноутворення, напружено-деформованого стану і міцності залізобетонних балок при руйнуванні внаслідок зрізу бетону стиснутої зони над похилою

тріщиною, а також зміни несучою здатності при переході до інших можливих форм руйнування - по похилій полосі і роздробленні бетону над похилою тріщиною;

- отримати експериментальні данні при руйнуванні внаслідок зрізу бетону стиснутої зони щодо деформацій бетону у перерізах балки, деформацій поздовжньої і поперечної арматури, прогинів, кутів повороту балок на опорі, кутів повороту частин балки, що розділена похилою тріщиною, і зсуву між ними.

Предмет дослідження

Експериментальні дослідження включали в себе випробування 24 балок прямокутного поперечного перерізу з розмірами 100x200x1200 мм поділених на дві серії, відповідно, 9 балок-близнюків у 1 серії без поперечного армування і 3 балки-близнюки у 2 серії з поперечним армуванням вертикальними хомутами. Конструкція експериментальних балок, розташування тензорезисторів на бетоні і арматурі наведена на рис. 2.

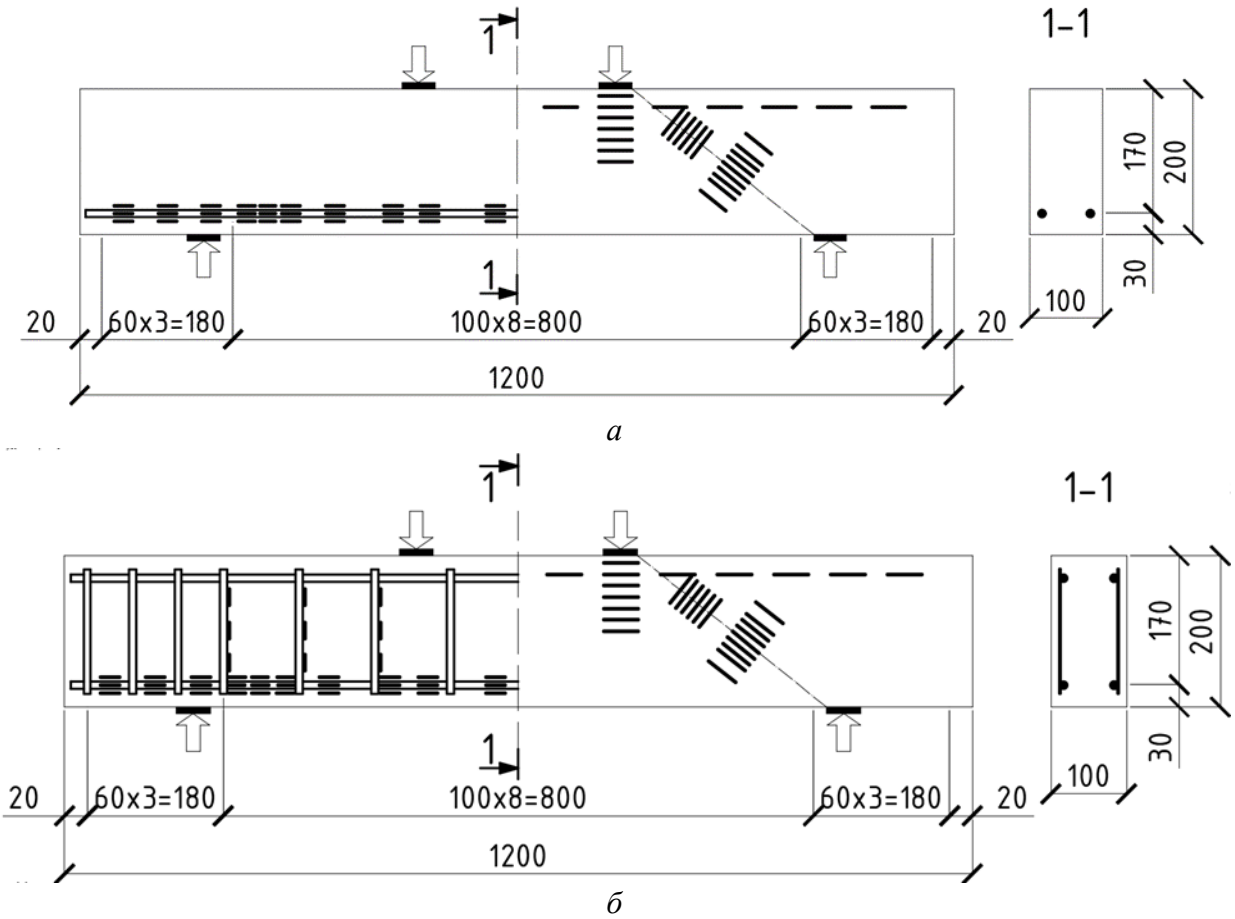


Рис. 2. Конструкція експериментальних балок, розташування тензорезисторів на бетоні і арматурі:
а – балки 1 серії (без поперечної арматури),
б – балки 2 серії (з поперечною арматурою)

Fig. 2. Design of experimental beams, location of strain gauges on concrete and reinforcement:
a – beams of the 1st series (without transverse reinforcement),
b – beams of the 2nd series (with transverse reinforcement)

Балки виготовлялися з важкого бетону, міцнісні та деформативні характеристики якого визначалися при випробуванні спеціальних зразків (кубів, призм, балочок, вісімок) та складали: f_c = 40,5 МПа; f_{ct} = 2,85 МПа; E_{cm} = 36,3·10^3 МПа.

Поздовжнє армування балок у розтягнутій зоні здійснювалося 2Ø 16 400С (f_y = 440

МПа), а поперечне (для балок 2 серії) - двозрізними хомутами Ø6А240С (f_y = 285 МПа), встановленими з кроком І00 мм.

Розташування прогиномірів та індикаторів при проведенні випробувань балок наведена на рис. 3.

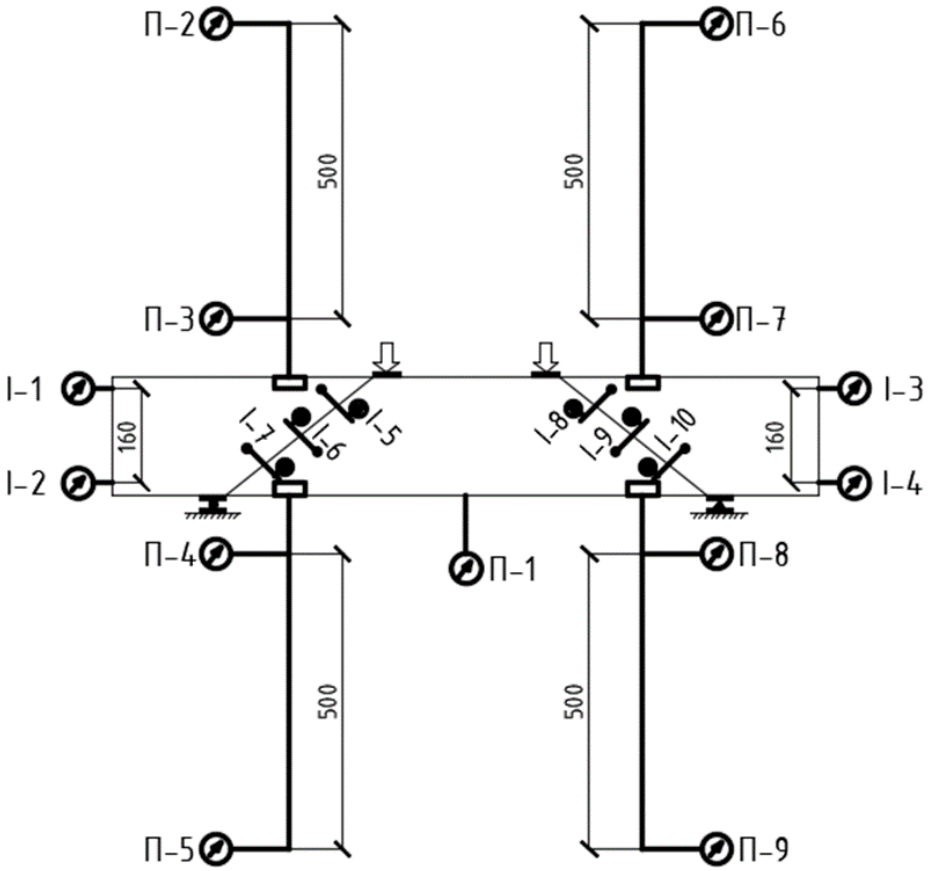


Рис. 3. Розташування прогиномірів та індикаторів
Fig. 3. Location of deflection gauges and indicators

Балки випробовувалися як однопрольотні (l_0=850 мм) вільнооперті, завантажені двома симетрично розташованими зосередженими силами (рис.2,3).

У якості факторів, що варіюються при проведенні випробувань, була прийнята відносна відстань від опори до зосередженої сили a/d (прольот зрізу, a — відстань від опори до сили, d – робоча висота).

У першій серії балок довжина прольоту зрізу змінювалася в широких межах від 0,8 до 2,5 d з тим, щоб, по-перше, простежити основні закономірності опору на діапазоні можливого руйнування в результаті зрізу, а по-друге - встановити межі цього діапазону та переходу до інших форм руйнування - роздроблення бетону над похилою тріщиною або в похилій смузі між опорою та вантажем. У діапазоні a=(0,8...2,2)d крок зміни довжини прольоту зрізу становив 0,2d , остання пара балок-близнюків серії випробовувалась однією зосередженою силою при $a = l_0/2 = 2{,}5\ d$.

Балки другої серії випробовувалися тільки в області руйнування від зрізу бетону над похилою тріщиною при прольотах зрізу, відстань від опори до зосередженої сили при цьому становила a/d =1,2 , a/d =1,5 і a/d =1,8

Напружено-деформований стан бетону, поздовжньої та поперечної арматури у прольоті зрізу дослідних балок досліджувався

за допомогою тензорезисторів (рис.2 і 3) на бетоні з базою 50 мм, а на арматурі – 20 мм.

Деформації бетону вимірювалися в найбільш характерних зонах: вздовж крайньої стиснутої фібри; у стиснутій зоні нормального перерізу в кінці прольоту зрізу; у стиснутій зоні на продовженні критичної похилої тріщини; у середній частині балок у перерізі нормальному до прямої, що з'єднує осі опорної та вантажного площадок. Передбачалося, і це було зафіксовано в експерименті, що похила критична тріщина пройде від внутрішньої грані опорної до зовнішньої грані площадки прикладання зосередженої сили.

Деформації поздовжньої арматури вимірювалися по всій довжині прольоту зрізу, при цьому для оцінки нагельного ефекту тензорезистори встановлювалися на верхній, нижній фібрах і по осі стрижнів. Деформації поперечної арматури вимірювалися ланцюжком тензорезисторів, встановлених по доважені стрижнів.

Для оцінки характеру деформування балок за допомогою прогиномірів (П) та індикаторів (І) з ціною розподілу 0,001 мм вимірювалися (див. рис. 3):

- вертикальні переміщення у середині прольоту (П-І);
- кути повороту частин балок, що були розділені критичною похилою тріщиною (П-2, П-3, П-4, П-5 і П-6, П-7, П-8, П-9);
- кути повороту торців балки на опорі (І-1 , І-2 і І-3, І-4);
- відносний зсув уздовж критичної похилої тріщини частин балок, розділений критичною похилою тріщиною (І-5...І-10). •

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ ТА РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

У процесі випробувань балок першої серії були зафіксовані три характерні форми руйнування – роздроблення бетону в похилій смузі між опорою і зосередженим навантаженням при $a/d < 1{,}0$, зріз бетону стиснутої зони над похилою тріщиною в діапазоні $1{,}0 < a/d < 2{,}0$, роздроблення бетону над похилою тріщиною при $a/d > 2{,}0$ (рис.4).

Усі балки другої серії руйнувалися від зрізу бетону над похилою тріщиною (рис.4).

Наявність поперечної арматури не вносило принципових змін у загальну картину тріщиноутворення, руйнування і напружено-деформований стан балок, що руйнуються при зрізі бетону стиснутої зони.

При руйнуванні внаслідок зрізу критична похила тріщина утворювалася при навантаженні 0,27... 0,51 від руйнівного відразу на великій довжині - від розтягнутої грані приблизно до середини висоти перерізу балок, розвиваючись надалі вздовж прямої, що з'єднує грані опорної площадки і площадки прикладання зосередженої сили. При навантаженні 0,7...0,8 від руйнуючої розвиток тріщини у напрямку стиснутої грані припинявся.

Руйнування балок носило крихкий характер і відбувалося в результаті миттєвого розвитку критичної похилої тріщини до стиснутої грані, що супроводжувався відділенням приопорної частини балок і її помітним зміщенням вздовж тріщини щодо прогонової частини.

Ширина розкриття критичної похилої тріщини безпосередньо перед руйнуванням складала 0,4...0,8 мм.

Дослідні залежності навантаження утворення критичної похилої тріщини та міцності балок від довжини прольоту зрізу представлені на рис.4.

В результаті узагальнення та аналізу проведених експериментів була встановлена наступна загальна картина напружено-деформованого стану бетону, поздовжньої та поперечної арматури та характеру деформування дослідних балок у прольоті зрізу (рис.5, 6, 7, 8).

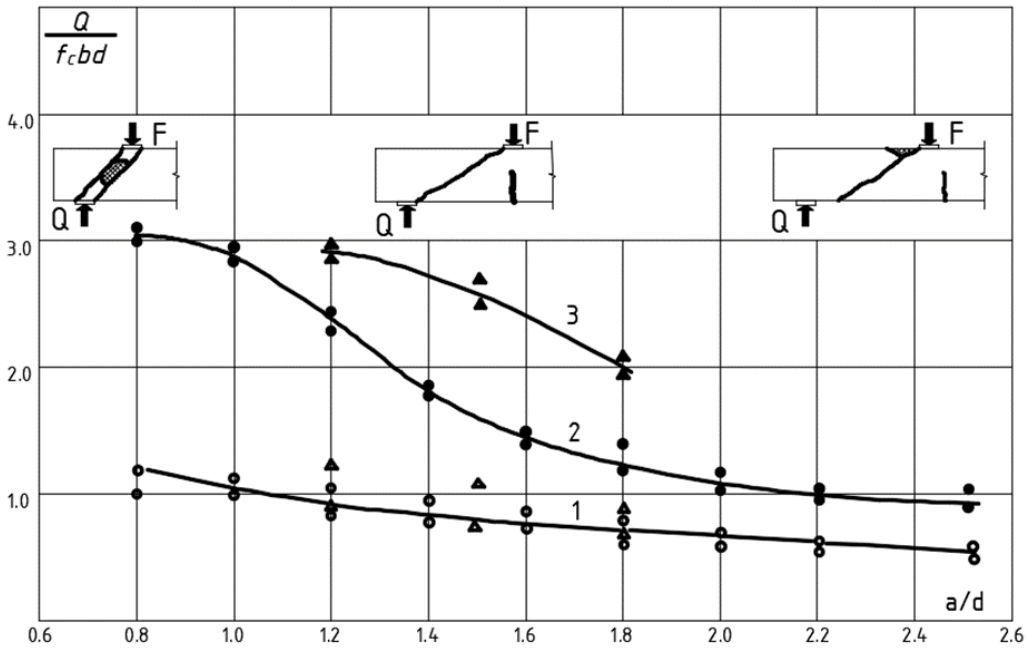


Рис. 4. Залежність навантаження утворення критичної похилої тріщини у балках 1-шої і 2-гої серії (1) і міцності балок 1 серії (2) і балок 2 серії (3) від прольоту зрізу.

Fig. 4. The load dependence of the formation of a critical inclined crack of beams 1 and 2 of series (1) and the bearing capacity of experimental beams of series 1 (2) and beams of series 2 (3) by reinforcement from the section span

До утворення критичної похилої тріщини деформації бетону по висоті стиснутої зони нормального перерізу, що проходить в кінці прольоту зрізу, розподілялися відповідно до гіпотези плоских перерізів, а вздовж стиснутої фібри - відповідно до епюри згинальних моментів. У бетоні стиснутої зони похилого перерізу, що збігається з передбачуваною критичною похилою тріщиною, епюра деформацій була близька до трикутної з максимальними значеннями біля зовнішньої грані площадки прикладання зосередженої сили. Зі збільшенням довжини прольоту зрізу висота стиснутої зони в цьому перерізі зростала і становила (0,29...0,53)*d*. У перерізі, нормальному до прямої, що з'єднує осі опорної і площадки прикладання зосередженої сили, була двозначною з деформаціями стиску в середній частині та розтягування по краях.

Після утворення та в процесі розвитку критичної похилої тріщини епюри деформацій у бетоні стиснутої зони на її продовженні та у нормальному перерізі, що проходить наприкінці прольоту зрізу, зберігали трикутний вигляд. У перерізі нормальному до прямої, що з'єднує осі опорного площадки з площадкою прикладання зосередженої сили, область деформацій стиснення зменшувалася, а їх значення збільшувалися. По мірі зменшення довжини прольоту зрізу та наближення до області руйнування в результаті роздроблення бетону в похилій смузі між опорою та зосередженою силою цей процес проходив інтенсивніше. Якісні зміни у процесі розвитку критичної похилої тріщини зазнавала епюра деформацій крайньої стиснутої фібри дослідних балок. Практично відразу після утворення тріщини поблизу площадки прикладання зосередженої сили починала формуватися область концентрації деформацій, за межами якої останні різко зменшувалися.

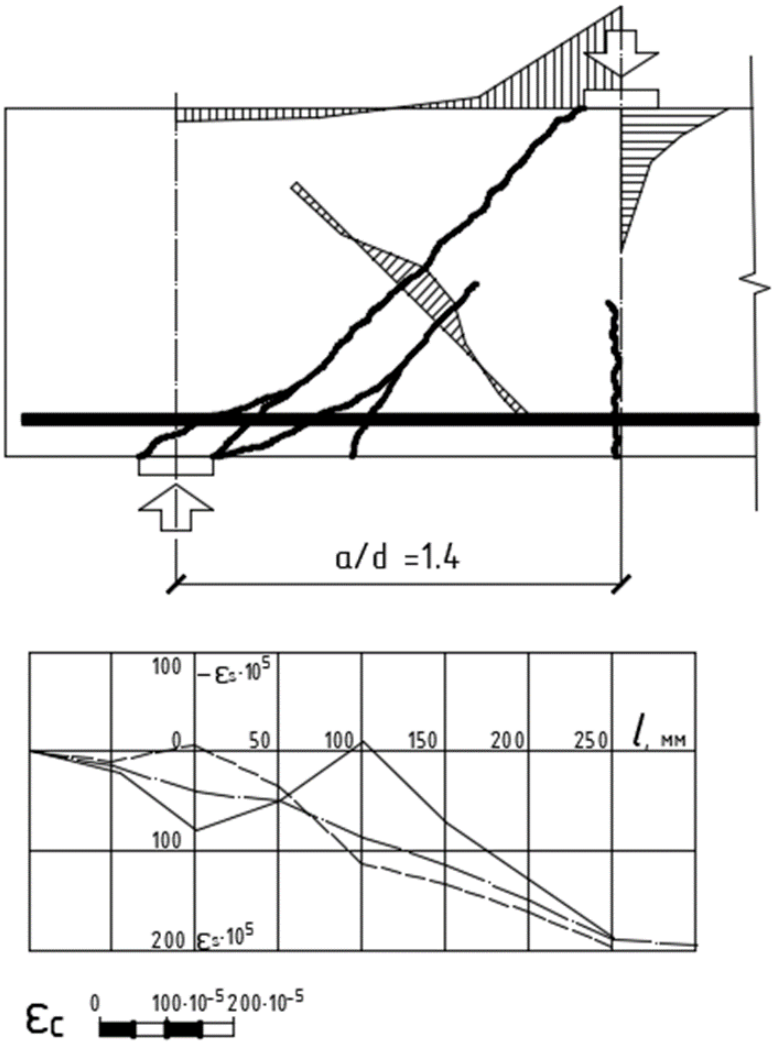


Рис. 5. Напружено-деформований стан бетону, повздовжньої арматури балок 1 серії (без поперечної арматури)

Fig. 5. Stress-strain state of concrete, longitudinal reinforcement of beams of series 1 (without transverse reinforcement)

Описаний вище напружено-деформований стан бетону зберігався до стадії руйнування балок, який характеризувалася (рис.5, 6):

- трикутною епюрою деформацій і близькою до трикутної епюрою напружень, побудованої за дослідною залежністю σ_c - ε_c у бетоні стиснутої зони нормального перерізу в кінці прольоту зрізу з максимальними значеннями на стиснутій фібрі меншими граничних f_c
- наявністю стискаючих напружень у похилому перерізі на продовженні критичної похилої тріщини;
- наявністю зони концентрації деформацій крайньої стиснутої фібри в області розташування вершини критичної похилої тріщини.

Поблизу меж області руйнування дослідних балок від зрізу бетону стиснутої зони характер тріщиноутворення та напружено-деформований стан бетону поступово трансформувалися у загальновідомі для руйнування в результаті роздроблення бетону над похилою тріщиною та у похилій смузі між опорою і зосередженою силою.

У першому випадку при прольотах зрізу $a / d = 2,2$ і $a / d = 2,5$ критична похила тріщина розвивалася по траєкторії близької до траєкторії

головних стискаючих напружень, епюра деформацій бетону стиснутої зони у нормальному перерізі мала перелом у вершині тріщини, максимальні деформації стиснутої фібри концентрувалися в області над нею і при руйнуванні були близькі до граничних f_c.

У другому випадку, у балках з прольотами зрізу a/d = I,0 *і* a/d = 0,8 значень близьких до граничних досягали деформації стиснення вздовж прямої, що з'єднує осі опорної і площадки прикладання зосередженого навантаження. При цьому утворювалися дві характерні похилі тріщини, що виділяють з тіла балок смугу бетону між опорою та зосередженою силою.

Деформування поздовжньої та поперечної арматури дослідних балок, що руйнуються при зрізі бетону стиснутої зони, відбувалося відповідно до закономірностей загальних для всіх елементів, що працюють на сприйняття поперечних сил.

У місці перетину критичною похилою тріщиною біля внутрішньої грані опорної площадки в поздовжній арматурі виникало нагельне зусилля, про що свідчила різниця деформацій верхніх та нижніх волокон стержнів. Характерний вигин арматури, за даними тензорезисторів, спостерігався на довжині 56,0...85,0 мм, що відповідало 3,6...5,3 діаметра стрижня. У процесі навантаження по мірі розвитку критичної похилої тріщини осьові деформації поздовжньої арматури за довжиною прольоту зрізу вирівнювалися.

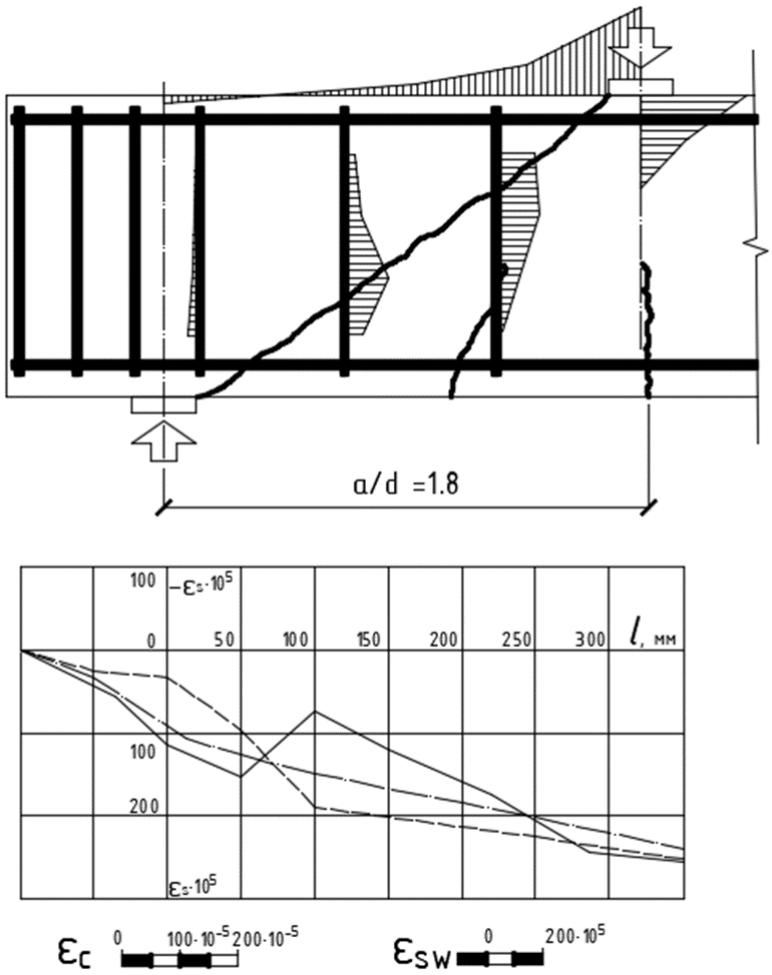


Рис. 6. Напружено-деформований стан бетону, повздовжньої і поперечної арматури балок 2 серії (з поперечною арматурою)

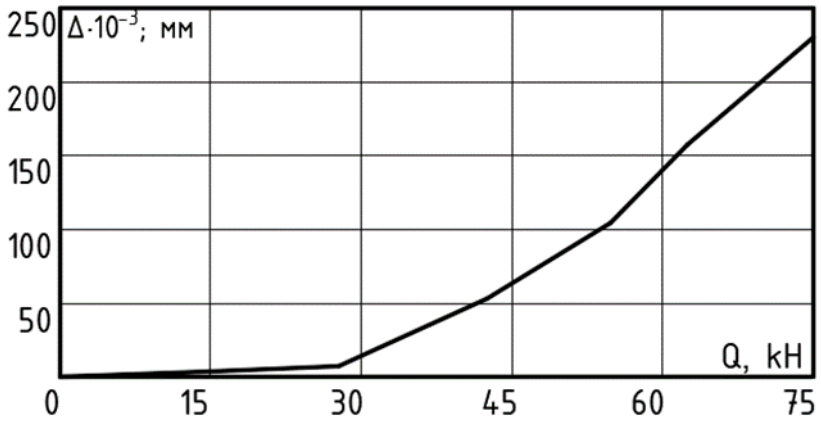
Fig. 6. Stress-strain state of concrete, longitudinal and transverse reinforcement of beams of series 2 (with transverse reinforcement)

На стадії навантаження, що передує руйнуванню, відношення осьових деформацій арматури у місці перетину критичною похилою тріщиною до деформацій в кінці прольоту зрізу становило 0,37...0,55. При цьому максимальні деформації були нижчими від граничних значень, що відповідають досягненню в арматурі межі текучості.

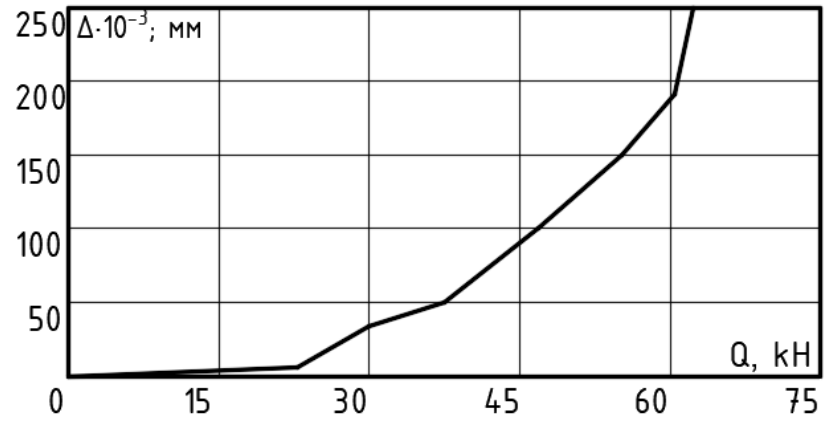
Після утворення критичної похилої тріщини деформації хомутів у місцях перетину тріщиною зі зростанням навантаження збільшувалися практично лінійно, досягаючи на момент руйнування балок значень близьких до граничних. Зона концентрації деформації за довжиною хомутів становила 50...70 мм.

Поблизу меж області руйнування дослідних балок від зрізу бетону стиснутої зони характер тріщиноутворення та напружено-деформований стан бетону поступово трансформувалися у загальновідомі для руйнування в результаті роздроблення бетону над похилою тріщиною та у похилій смузі між опорою та вантажем.

До утворення критичної похилої тріщини, кути повороту при опорної та прогонової частин дослідних балок були близькі один одному, а зміщення між ними практично не було (рис.7, 8).



а



б

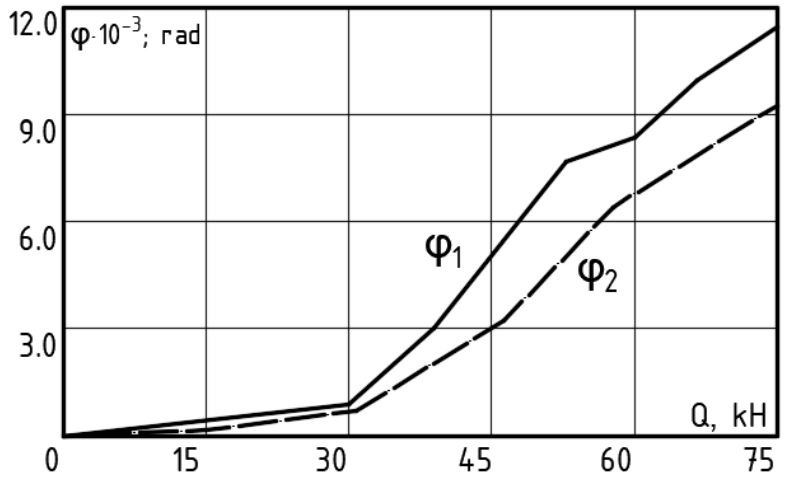
Рис. 7. Деформації зсуву вздовж критичної похилої тріщини балок 1 серії (без поперечного армування) (а) і балок 2 серії (з поперечною арматурою) (б)

Fig. 7. Shear deformations along the critical inclined crack of series 1 beams (without transverse reinforcement) (a) and series 2 beams (with transverse reinforcement) (b)

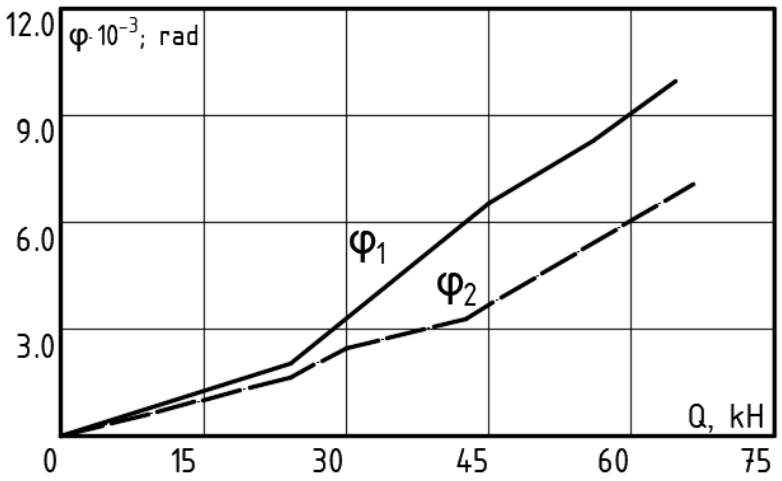
Після утворення критичної тріщини кут повороту приопорної частини зростав інтенсивніше, ніж прогонової. Зі збільшенням навантаження різниця між кутами повороту збільшувалася. (див-рис.8). Цей процес супроводжувався інтенсивним зростанням взаємного зсуву між приопорної та прогонової частинами балок вздовж критичної похилої тріщини (див. рис.7). Виміряні в трьох місцях по довжині тріщини, величини зсувів практично не відрізнялися один від одного.

Порівнюючи результати випробувань балок першої та другої серій при однаковому відносному рівні зовнішнього навантаження (Q_{act} = 0,5...0,7 Q_{ult}), встановлено, що наявність поперечної арматури зменшує різницю кутів повороту приопорної та прогонової частин балок у прольоті зрізу. При інших рівних умовах, зі збільшенням довжини прольоту зрізу різниця між кутами повороту зростає.

На стадії навантаження, що передує руйнуванню, кути повороту приопорної та прогонової частин дослідних балок відповідно становили (7...13) 10^{-3} та (5...10) 10^{-3}.



а



б

Рис. 8. Кути повороту приопорної (φ_1) і прольотної (φ_2) частини балок 1 серії (а) і 2 серії (б)

Fig. 8. Angles of rotation of the support (φ_1) and span (φ_2) parts of the beams of the first (a) and second (b) series

Максимальний зсув $\Delta = (170...240) \cdot 10^{-3}$ мм уздовж критичної похилої тріщини був зафіксований в дослідних балках, що руйнуються при зрізі бетону стиснутої зони.

Якісна сторона описаних вище закономірностей зберігалася за всіх форм руйнування дослідних балок. У кількісному відношенні мінімальні значення різниці кутів повороту та величини зсуву приопорної та прогонової частин були зафіксовані в балках, що руйнуються при роздробленні бетону в похилій смузі між опорою та зосередженою силою.

ВИСНОВКИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Незважаючи на важливість опору залізобетонних конструкцій дії поперечних сил і багаточисленні експериментально-теоретичні дослідження, це питання залишається нагальним і не втрачає своєї актуальності.

Це пов'язано з наявністю різних форм руйнування елементів у зоні дії поперечних сил, істотними відмінностями у напружено-деформованому стані при цих видах руйнування і багатьма факторами, що впливають на міцніть елементів.

З можливих видів руйнування елементів у зоні дії поперчених сил – по похилій полосі між опорою і зосередженою силою, внаслідок зрізу бетону над похилою тріщиною і роздробленням бетону над похилою тріщиною, найменш вивченим, як в експериментально, так і теоретичному плані, є руйнування від зрізу бетону над похилою тріщиною. Цей факт унеможливив врахування цього виду руйнування при розрахунку елементів, в тому числі і за чинними нормативними документами [6, 7, 8].

В рамках цієї роботи проведені експериментальні дослідження характеру тріщиноутворення, напружено-деформованого стану і міцності елементів при руйнуванні внаслідок зрізу бетону стиснутої зони над похилою тріщиною і зв'язку з іншими можливими видами руйнування – по похилій полосі і внаслідок роздроблення бетону стиснутої зони над похилою тріщиною.

Встановлені основні закономірності розвитку тріщин, напруженого-деформованого стану і міцності елементів, що руйнуються внаслідок зрізу бетону стиснутої зони на похилою, тріщиною, а саме:

- критична похила тріщина утворюється при навантаженні 0,27... 0,51 від руйнівного і подальшому розвивається вздовж прямої між гранями опорної площадки і площадки прикладання зосередженого навантаження (рис.5 6);
- руйнування балок носить крихкий характер і відбувається в результаті миттєвого розвитку критичної похилої тріщини до стиснутої грані і супроводжувався відділенням приопорної частини балок і її зсувом вздовж тріщини (рис.7);
- епюра деформацій і відповідних напружень у нормальному перерізі в кінці прольоту зрізу має трикутну форму, де максимальні значення на крайній стиснутій фібрі не досягають граничних значень опору бетону f_c;
- у стиснутій зоні на продовженні критичної похилої тріщини мають місце стискаючі напруження, значення які не досягають граничних значень опору бетону f_c;
- у місці перетину критичною похилою тріщиною біля внутрішньої грані опорної площадки в поздовжній арматурі виникає нагельне зусилля, про що свідчить різниця деформацій верхніх та нижніх волокон стержнів;
- напруження у поздовжній арматурі розтягнутої зони при руйнуванні внаслідок зрізу бетону над похилою тріщиною не досягають граничних і складають 0,8..0,9 від межі текучості арматури;
- напруження у поперечній арматурі в місцях перетину критичною похилою тріщиною близькі до межі текучості арматури (рис.6);
- зсув частин балок розділених критичною похилою тріщиною при руйнуванні внаслідок зрізу бетону над похилою тріщиною складає $\Delta = (170...240)\ 10^{-3}$ мм.

Результати, що були отримані в проведених експериментальних дослідженнях, після відповідного аналізу і узагальнення, у подальшому можуть бути покладені в основу розробки методу розрахунку залізобетонних конструкцій, які руйнуються в зоні дії поперечних сил внаслідок зрізу бетону стиснутої зони.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Kozak O., Zhuravskyi O..** Experimental research of the influence of curved reinforcement steel without adhesion to the concrete on the bearing capacity of inclined sections at post-tensioning // *USEFUL online journal, vol. 2, no. 2, pp. 34–41, Jun. 2018.* https://doi.org/10.32557/useful-2-2-2018-0004
2. **Yoo, M.** Experimental Study on the Shear Strength of Reinforced Concrete Beams with Various I*ntegrated Shear Reinforcements. Materials 2022, 15, 3091.* https://doi.org/10.3390/ma15093091
3. **Thamrin1 R, Haris S , Zaidir.** Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Near Surface Mounted Steel Plates - *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 771 (2020) 012053* https://doi:10.1088/1757-899X/771/1/012053
4. **Umarov S., Mirzababayeva S., Aboba-kirova Z., Goncharova N., Davlyatov S..** Operation of reinforced concrete beams along an inclined section under conditions of one-sided heating / *E3S Web of Conf. Volume 508, 2024. International Conference on Green Energy: Intelligent Transport Systems - Clean Energy Transitions (GreenEnergy 2023)* https://doi.org/10.1051/e3sconf/202450805001
5. **Довженко О.О., Качан Т.Ю., Мальована О.О., Борбич В.Ю**. Результати експериментальних досліджень міцності балок із бетону підвищеної міцності за похилими перерізами // *Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: міжвід. наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво) / ДНДІБК. – К.: НДІБК, 2013. – Вип. 78: В 2 кн. Кн. 1 – С. 565- 571.*
6. **Довженко О.О., Погрібний В.В., Качан Т.Ю., Куриленко О.О.** Експериментальні дослідження роботи бетону стиснутої зони над небезпечною похилою тріщиною // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне, 2009. – Вип. 18. – С. 186-193.*
7. **Dovzhenko O.O., Pohribnyi V.V., Yurko I.A.** Concrete and Reinforced Concrete Strength under Action of Shear, Crushing and Punching Shear // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – Volume 463 (1). – 2018. – 022026.* https://doi.org/10.1088/1757-899X/463/2/022026
8. **Бліхарський З. Я. Вегера П. І.,. Хміль Р.Є.** Експериментальні дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок підсилених системою FRCM / З. Я. Бліхарський, // *Містобудування та територіальне планування. - 2016. - Вип. 61. - С. 27-32*
9. **Максимович С.Б.** Міцність похилих перерізів залізобетонних балок з двозначною епюрою згинальних моментів, завантажених зосередженими силами: *автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» – Львів, 2001. – 14с.*
10. **Стороженко Л.І. Дмитренко А.О., Дмитренко Т.А.** Визначення міцності похилих перерізів у залізобетонних елементах, що згинаються без поперечного армування // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. - 2008.-Випуск 16 ч.2 – С.365- 370.*
11. **Дорофеєв В.С., Карпюк В.М., Петров М.М.** Міцність при опорних ділянок залізобетонних балок при наявності поздовжніх сил. // *Сучасне промислове та цивільне будівництво. – 2009. – Том 5. №4. – С.153-164.*
12. **Noshiravani T.** Experimental investigation on reinforced ultra-high performance fiber-reinforced concrete composite beams sybjected to combined bending and shear. / T. Noshiravani, E. Bruhwiler // *ACI Structural Journal. – 2013. - №110- S22. – P.251-262.*
13. **Дмитренко А.О.** Визначення нагельного зусилля в поздовжній арматурі в місці перетину похилою тріщиною // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. - 2006. – Вип. 14. – С. 170-174.*
14. **VegeraP.I., Khmil R.E., Blikharskiy Z.Y.** Application of different methods of calculation planning research of reinforced concretebeams strengthened by an inclined cross sections /*P.I Vegera, // Теорія і практика будівництва. – 2014. - №781. – С.196-201.*
15. **ДБН В.2.6-98:2009**. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – *Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. 71с.*

16. **ДСТУ Б.В.2.6-156:2010** Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування– *Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. 166с.*
17. **ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010** Еврокод 2 Проектування залізобетонних конструкцій Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд
18. **Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморкалов Д.В.** Розрахунок за міцністю нормальних та похилих до поздовжньої осі перерізів згинальних елементів за ДБН В.2.6-98:2009 // *Навчальний посібник.-К.:КНУБА, 2012. 96 с.*
19. **Скорук, Л.** Особливості розрахунку залізобетонних елементів на дію поперечної сили за різними нормами. *Будівельні конструкції. теорія і практика, (13), 139–148.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.13.2023.139-148
20. **EN 1992-1-1:2004** Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1: *General rules and rules for building, 2014 – 404c.*

REFERENCES

1. **Kozak O., Zhuravskyi. O.** Experimental research of the influence of curved reinforcement steel without adhesion to the concrete on the bearing capacity of inclined sections at post-tensioning // *USEFUL online journal, vol. 2, no. 2, pp. 34–41, Jun. 2018. DOI:* https://doi.org/10.32557/useful-2-2-2018-0004
2. **Yoo, M.** Experimental Study on the Shear Strength of Reinforced Concrete Beams with Various *Integrated Shear Reinforcements. Materials 2022, 15, 3091.* https://doi.org/10.3390/ma15093091
3. **R Thamrin1, S Haris , Zaidir.** Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Near Surface Mounted Steel Plates - IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 771 (2020) 012053 https://doi:10.1088/1757-899X/771/1/012053
4. **S. Umarov, S. Mirzababayeva, Z. Abobakirova, N. Goncharova, S. Davlyatov.** Operation of reinforced concrete beams along an inclined section under conditions of one-sided heating / *E3S Web of Conf. Volume 508, 2024. International Conference on Green Energy: Intelligent Transport Systems - Clean Energy Transitions (GreenEnergy 2023)* https://doi.org/10.1051/e3sconf/202450805001
5. **O.O. Dovzhenko, T.Yu. Kachan, O.O. Malovana, V.Yu. Borbich.** Rezultati eksperimen-talnih doslIdzhen mItsnostI balok Iz betonu pIdvischenoYi mItsnostI za pohilimi pererIzami // *BudIvelnI konstruktsIYi. Naukovo-tehnIchnI problemi suchasnogo zalIzobetonu: mIzhvId. nauk.-tehn. zb. nauk. pr. (budIvnitstvo) / DNDIBK K.: NDIBK, 2013. Vip. 78: V 2 kn. Kn. 1 S. 565-571.*
6. **Dovzhenko O.O., Pohribnyi V.V., Kachan T.Iu., Kurylenko O.O.** Eksperymentalni doslidzhennia roboty betonu stysnutoi zony nad nebezpechnoiu pokhyloiu trishchynoiu // *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy: zb. nauk. pr. – Rivne, 2009. – Vyp. 18. – S. 186-193.*
7. **Dovzhenko O.O., Pohribnyi V.V., Yurko I.A.** Concrete and Reinforced Concrete Strength under Action of Shear, Crushing and Punching Shear // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – Volume 463 (1). – 2018. – 022026.* https://doi.org/10.1088/1757-899X/463/2/022026
8. **Blikharskyi Z. Ya. Vehera P. I.,. Khmil R.Ie.** Eksperymentalni doslidzhennia nesuchoi zdatnosti pokhylykh pereriziv zalizobetonnykh balok pidsylenykh systemoiu FRCM / Z. Ya. Blikharskyi, // *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia. - 2016. - Vyp. 61. - S. 27-32*
9. **Maksymovych S.B.** Mitsnist pokhylykh pereriziv zalizobetonnykh balok z dvoznachnoiu epiuroiu zghynalnykh momentiv, zavantazhenykh zo-seredzhenymy sylamy: avtoref. dys. na zdobuttia nauk. stupenia kand. tekhn. nauk: spets. 05.23.01 *«Budivelni konstruktsii, budivli ta sporudy» – Lviv, 2001. – 14c.*
10. **Storozhenko L.I. Dmytrenko A.O., Dmytrenko T.A.** Vyznachennia mitsnosti pokhylykh pe-reriziv u zalizobetonnykh elementakh, shcho zghy-naiutsia bez poperechnoho armuvannia // *Resur-soekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy: Zbirnyk naukovykh prats. - 2008.-Vypusk 16 ch.2 – S.365- 370.*
11. **Dorofeiev V.S., Karpiuk V.M., Petrov M.M.** Mitsnist pry opornykh dilianok zalizobetonnykh balok pry naiavnosti pozdovzhnikh syl. // *Suchasne promyslove ta tsyvilne budivnytstvo. – 2009. – Tom 5. №4. – S.153-164.pusk 16 ch.2 – S.365- 370.*
12. **Noshiravani T.** Experimental investigation on reinforced ultra-high performance fiber-reinforced concrete composite beams sybjected to combined bending and shear. / T. Noshiravani, E. Bruhwiler // *ACI Structural Journal. – 2013. - №110- S22. – P.251-262.*
13. **Dorofeiev V.S., Karpiuk V.M., Petrov M.M**.

Mitsnist pry opornykh dilianok zalizobetonnykh balok pry naiavnosti pozdovzhnikh syl. // *Suchasne promyslove ta tsyvilne budivnytstvo. – 2009. – Tom 5. №4. – S.153-164.pusk 16 ch.2 – S.365- 370.*

14. **VegeraP.I., Khmil R.E., Blikharskiy Z.Y.** Application of different methods of calculation planning research of reinforced concretebeams strengthened by an inclined cross sections /P.I Vegera, // *Теорія і практика будівництва. – 2014. - №781. – С.196-201.*
15. **DBN V.2.6-98:2009.** Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni kons-truktsii. Osnovni polozhennia. – *Minrehion Ukrainy. Kyiv, 2011. 71s.*
16. **DSTU-B.V.2.6-156:2010** Betonni ta zalizobetonni konstruktsii z vazkogo betonu. Pravyla proektuvannya – *Minrehion Ukrainy. Kyiv, 2011. 166s.*
17. **DSTU-N B EN 1992-1-1:2010** Evrokod 2 Proektuvannya zalizobetonnih konstrukcij Chastina 1-1. Zagalni pravila i pravila dlya sporud
18. **Murashko L.A., Koliakova V.M., Smorkalov D.V.** Rozrahunok za micnistyu normalnih ta pohilih do pozdovzhnoyi osi pereriziv zginalnih elementiv za DBN V.2.6-98:2009 // *Navchalnij posibnik.-K.:KNUBA, 2012. 96 s.*
19. **Skoruk, L.** OsoblivostI rozrahunku zalIzobetonnih elementIv na dIyu poperechnoYi sili za rIznimi normami. *BudIvelnI konstruktsIYi. teorIya I praktika, (13), 139–148.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.13.2023.139-148
20. **EN 1992-1-1:2004** Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1: *General rules and rules for building, 2014 – 404c.*

EXPERIMENTAL RESEARCH OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS UNDER THE ACTION OF TRANSVERSE FORCES

Yulii KLYMOV,
Dmytro SMORKALOV

Summary. Almost all reinforced concrete structures to one degree or another work on the perception of shear forces, and the corresponding calculations are decisive when determining the dimensions of the cross section and shear reinforcement of structures. At the same time, strength calculations under the action of shear forces are based on specific types of destruction and depend, first of all, on the scheme (type) of loading. One of these types of failure is the failure due to shearing of concrete in the compressed zone, which occurs along a diagonal crack that runs from the support to the concentrated force, which is located at a distance of 1...2.5d (d - the working height of the section).

Due to the lack of a sufficient number of experimental studies of this type of failure, sufficiently approximate calculation methods are used in practice, which do not take into account the stress-strain state during failure in the zone of action of shear forces due to shearing of concrete in the compressed zone.

The article presents the methodology, composition and results of experimental studies of reinforced concrete beams of two series (with transverse and without transverse reinforcement) on the effect of transverse loading.

Within the framework of this work, experimental studies of the nature of crack formation, stress-strain state and strength of elements during failure due to shearing of concrete in the compressed zone above an inclined crack and the connection with other possible types of failure - along an inclined strip and due to crushing of the concrete of the compressed zone above the inclined crack.

The main regularities of the development of cracks, the stress-strain state and the strength of the elements destroyed due to the shearing of concrete in the compressed zone above the inclined crack have been established.

Conclusions and prospects for further research of reinforced concrete structures, which are destroyed in the area of action of transverse forces, are presented.

Keywords. Shear force; inclined section; strength of reinforced concrete elements; section of concrete; crack resistance; inclined crack; stress-deformed state; forms of failure.

Стаття надійшла до редакції 10.05.2024

..

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.19-28
УДК 691.323

ВЛАСТИВОСТІ ВТОРИННИХ КРУПНИХ ЗАПОВНЮВАЧІВ, ОТРИМАНИХ В РЕЗУЛЬТАТІ ПОДРІБНЕННЯ БЕТОННИХ ВІДХОДІВ

Микола САВИЦЬКИЙ[1], Антон СМИРНОВ[2]

[1,2] Український державний університет науки і технологій
2, вул. Лазаряна, Дніпро, Україна, 49010
[1] ms@pdaba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0003-4515-2457
[2]smyrnov.anton@pdaba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0002-2500-2323

Анотація. За даними Київської школи економіки станом на січень 2024 року збитки від руйнувань і пошкоджень будівель і споруд внаслідок військових дій в Україні становлять щонайменше 75 мільярдів доларів. Тепер підрядні організації, які здійснюють ліквідацію наслідків збройної агресії, зобов'язані вжити заходів щодо повторного використання будівельного сміття. Враховуючи наявність природного щебеню в бетонному брухті, постає питання про можливість використання такого брухту після подрібнення та сортування в якості вторинного крупного заповнювача для бетону. При проектуванні бетонної суміші необхідно знати такі характеристики заповнювачів, як гранулометричний склад, насипна густина, середня густина зерен, порожнистість, міцність.

З метою визначення характеристик вторинного крупного заповнювача, отриманого з подрібненого бетону на місцевих матеріалах розроблено три суміші бетону та виготовлено з них серії зразків-кубів. У відповідному віці зразки вихідного бетону подрібнювалися за допомогою лабораторної щокової дробарки.

Результати ситового аналізу показали, що несортовані суміші дрібної та крупної фракцій не відповідають вимогам національних стандартів через великий вміст крупних фракцій. При цьому в цілому гранулометричний склад лише крупних фракцій відповідає вимогам стандартів в Україні. Отримані насипна густина та середня густина зерен відрізняються в різних фракціях з великою дисперсією навіть в межах однієї фракції. Зі зменшенням розмірів зерен міцність заповнювача знижується. Таким чином, основним чинником, який має вирішальний вплив на властивості вторинних заповнювачів та бетону з такими заповнювачами, є наявність залишкового розчину. Чим менша фракція щебеню, тим вищий вміст залишкового розчину, аж до окремих зерен, які повністю складаються з нього. Тому одним із методів поліпшення властивостей ВКЗ є зниження вмісту залишкового розчину.



Микола САВИЦЬКИЙ
професор кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, д.т.н., професор



Антон СМИРНОВ
аспірант кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій

Ключові слова. Вторинний крупний заповнювач; рециклінг; залишковий розчин; зерновий склад; насипна густина; середня густина; дробильність.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Згідно з розрахунками Київської школи економіки [1] станом на січень 2024 р. прямі втрати України від руйнувань та пошкоджень будівель і споруд в результаті бойових дій становлять не менше 75 млрд. доларів США. Відповідно під час післявоєнної відбудови велика кількість пошкоджених та зруйнованих об'єктів підлягатиме частковому демонтажу та знесенню.

© М.САВИЦЬКИЙ, А.СМИРНОВ, 2024

В результаті цього країна зіткнеться з проблемою утворення мільйонів тон будівельних відходів. Враховуючи значний рівень наповненості існуючих полігонів задля запобігання екологічного лиха доцільним є повторне застосування матеріалів з відходів, утворених після демонтажу.

На сьогодні в Україні вже введені в дію нормативні вимоги, які регламентують повторне застосування будівельних відходів, в тому числі в якості сировини для виробництва будівельних матеріалів [2, 3].

За даними, наведеними в [4, 5], щорічно в Києві на полігони вивозиться близько 300 тис.т. тільки бетонного та залізобетонного брухту, вміст якого в загальному обсязі будівельних відходів складає більше 50%.

Незважаючи на високу енергоємність виробництва, бетон залишається найпоширенішим будівельним матеріалом. Враховуючи наявність в бетонному брухті, утвореному після демонтажу будівель і споруд, натурального щебеню, постає питання можливості застосування подрібненого бетону і під час нового будівництва. Найбільш очевидним є варіант використання подрібнених бетонних відходів в якості крупного заповнювача для виробництва нових бетонів.

Під час проєктування складу бетонної суміші необхідно враховувати такі параметри крупних заповнювачів, як зерновий склад, насипна густина, середня густина зерен, порожнистість, міцність. Зазначені властивості визначають масовий вміст компонентів бетонної суміші, а також впливають на її характеристики (водо-цементне співвідношення (В/Ц), рухливість, густину тощо) [6]. Відсутність нормативно-технічної бази в області випробувань та застосування щебеню, отриманого в результаті подрібнення бетонних відходів, а також необхідність врахування його особливостей під час розрахунку складу бетону обумовлюють актуальність дослідження.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Щебінь, отриманий в результаті подрібнення бетонного брухту (рециклінговий щебінь) у випадку застосування його для виготовлення бетону є вторинним крупним заповнювачем (ВКЗ). ВКЗ являє собою двофазну систему, яка складається з натурального заповнювача (щебеню або гравія) та залишкового розчину, приклеєного до крупного заповнювача [7]. Таким чином, в бетоні з використанням рециклінгового щебеню з'являються дві додаткові фази (залишковий розчин та міжфазна транзитна зона (МТЗ) між ним і натуральним заповнювачем) та одна видозмінена (МТЗ між новим розчином та ВКЗ) (рис. 1).

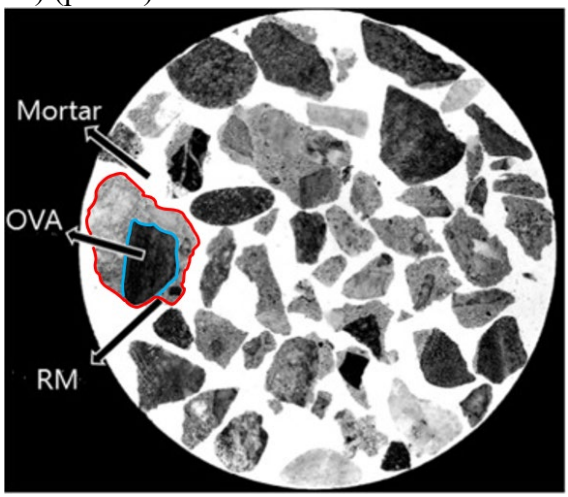


Рис.1. Зображення зразка бетону з ВКЗ [8]: *OVA* – натуральний заповнювач; *RM* – залишковий розчин; *Mortar* – новий розчин; *червона лінія* – МТЗ між ВКЗ та новим розчином; *синя лінія* – МТЗ між натуральним заповнювачем та залишковим розчином.

Fig.1. The view of concrete sample on recycled coarse aggregate (RCA) [5]: *OVA* – original virgin aggregate; *RM* – residual mortar; *red line* – interfacial transit zone (ITZ) between RCA and mortar; *blue line* – ITZ between OVA and RM.

Як відомо, механічні властивості бетону, як неоднорідного матеріалу, визначаються взаємодією його складових. А отже, властивості компонентів бетонної суміші мають безпосередній вплив на характеристики затверділого бетону. Наявність додаткових фаз в крупному заповнювачі збільшують неоднорідність бетонної суміші і, як наслідок, зменшують прогнозованість характеристик готового бетону [9].

В дослідженнях [10, 11, 12] автори зазначають, що за умови використання якісного та добре відсортованого ВКЗ суттєві погіршення характеристик бетону відсутні. До цього ж висновку щодо позитивного впливу якісного сортування заповнювача приходять і Річардсон та ін. [13]. За результатами їх експерименту встановлено, що проста заміна природного заповнювача на ВКЗ без ретельного сортування та коректування на етапі розрахунку складу бетонної суміші призводить до неконтрольованого зменшення густини суміші, утворення пор та значного зменшення міцності затверділого бетону. Але критерії якісного сортування, необхідні співвідношення фракцій в зазначених роботах не наведені.

За результатами аналізу міцності в дослідженнях [14, 15, 16] встановлена залежність механічних характеристик бетону з переробленим заповнювачем від характеристик бетону, який піддавався подрібненню для отримання вторинного заповнювача. Зазначається, що на властивості бетону з ВКЗ мають вплив В/Ц, міцність та тип заповнювачів бетону-джерела.

Для врахування впливу менш жорсткого залишкового розчину на характеристики ВКЗ та бетону з ВКЗ в роботі [17] запропонований метод визначення вмісту залишкового розчину. Суть методу зводиться до відділення залишкового розчину від натурального щебеню шляхом комбінованої дії декількох циклів заморожування та відтанення зразків ВКЗ та просочування їх в розчині сульфату натрію. Ці ж автори запропонували й інший метод, заснований на комп'ютерній обробці та аналізі контрастних зображень спилів зразків бетону з ВКЗ на білому цементі з подальшою побудовою 3D-моделей [18]. Суттєвим недоліком зазначених методів є тривалий термін випробувань, причому в лабораторних умовах.

Для розрахунку складу важкого бетону найбільш поширеним в Україні є розрахунково-експериментальний метод, який покладений в основу національних стандартів [19] та [6]. Згідно з цим методом вміст заповнювачів в бетонній суміші залежить безпосередньо від їх фізичних характеристик, а їх вплив на міцність та легкоукладальність суміші виражений шляхом введення коефіцієнтів та поправок до них. В своїх роботах [20, 21] Дворкін Л. Й. та ін. наводять значення цих коефіцієнтів та поправок, а також деякі емпіричні вирази для їх визначення, що залежать від походження, крупності, чистоти та інших властивостей заповнювачів.

Отже, для оцінки можливості застосування ВКЗ в умовах його великої неоднорідності та коректного розрахунку складу бетону з ВКЗ важливо визначити фактичні характеристики крупного заповнювача.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою даної роботи є визначення характеристик щебеню, отриманого з подрібненого бетону на місцевих матеріалах.

Для визначення зернового складу, насипної густини, середньої густини зерен, порожнистості, міцності щебеню, отриманого з подрібненого бетону, розраховані три склади бетону-джерела та виготовлені з них серії зразків-кубів по 9 штук. Кожного складу виготовлено по 3 серії для випробування та подрібнення у віці 28, 90 та 180 діб. Для розрахунку складів бетонних сумішей використовувались наступні матеріали:

- портландцемент ПЦ II/Б-Ш-400 виробництва Heidelbergcement, м. Кривий Ріг: дійсна густина $\rho_ц$=3,1 г/см^3, насипна густина $\rho_{н.ц.}$=1,2 г/см^3, нормальна густота цементного тіста 26%;
- пісок: модуль крупності M_k=1,39, що відповідає групі дуже дрібних пісків, середня густина $\rho_п$=2,65 г/см^3, насипна густина $\rho_{н.п.}$=1,61 г/см^3;
- щебінь гранітний: зерновий склад відповідає табл. 1 [22], середня густина $\rho_щ$=2,6 г/см^3, насипна густина $\rho_{н.щ.}$=1,51 г/см^3, марка за дробильністю 1200.

З урахуванням зазначеного вище після усіх коригувань отримані склади бетонної суміші (на 10 л), що наведені у табл. 1.

Табл. 1. Розрахунок складу бетону-джерела
Table 1. Design of origin concrete mix proportion

Маркування складу	С1	С2	С3
Клас міцності	С16/20	С20/25	С25/30
Цемент, г	3430	4530	5370
Вода, г	2200	2470	2560
В/Ц	0,64	0,55	0,48
Пісок, г	4050	3730	3390
Щебінь, г	13430	12120	11520

Бетонна суміш виготовлялась вручну. Ущільнення суміші в формах здійснювалось на вібростолі. Після розпалублення зразки поміщались в сушильну шафу з нормальними умовами для тверднення протягом заданого періоду.

Для визначення міцності випадковим чином з кожного складу бетону-джерела відібрані по 3 зразки. Випробування зразків на міцність на стиск виконувалось на гідравлічному пресі П-125 згідно з [23]. Обробка результатів та визначення міцності виконувались у відповідності до [24]. Результати випробування наведені у табл. 2.

Табл. 2. Результати випробувань бетону-джерела
Table 2. Origin concrete test results

Номер складу	Вік випробування та подрібнення, діб	Середня густина, г/см3	Середня міцність, *fc.cube*, МПа	Коефіцієнт варіації, %	Міцність *fcm*, МПа
1	2	3	4	5	6
С1	28	2,33	22,1	5,8	20,7
С2	28	2,36	30,7	3,7	28,7
С3	28	2,28	26,2	5,0	24,4
С1	90	2,38	29,4	13,0	23,0
С2	90	2,31	30,6	5,0	28,6
С3	90	2,32	36,0	8,2	32,9
С1	180	2,36	29,5	2,1	27,5
С2	180	2,32	34,8	2,8	32,5
С3	180	2,34	36,6	8,0	33,6

Подрібнення зразків бетону-джерела виконувалось на лабораторній щоковій дробарці зі складним обертанням. Оскільки розмір вхідного отвору дробарки становить 70 мм, зразки, що не випробовувались на пресі, були попередньо розколоті на фрагменти з максимальним розміром 50-60 мм. Для подальших випробувань використовувались саме розколоті зразки, виходячи з міркування, що такий метод руйнування з точки зору впливу на структуру матеріалу найближчий до реальних методів демонтажу будівель і споруд (рис. 2). Після подрібнення кожна суміш окремо розфасована в мішки і позначена за наступною схемою: ХХ/YY/К, де ХХ – номер складу, з якого отримана суміш, YY – вік, в якому зразки бетону-джерела та подрібнені суміші випробовувались, К – показник, що вказує на зразки бетону-джерела, розколоті перед подрібненням на копрі.

Зерновий склад отриманої після подрібнення суміші визначався згідно з п.4.3 [25]. Для розсіювання застосовувався стандартний набір сит з круглими та квадратними отворами.

За результатами визначення зернового складу побудовані криві розсіювання суміші дрібних (до 5 мм) та крупних фракцій (більше 5 мм) для кожної суміші, отриманої після подрібнення (рис. 3). Як видно з графіка нефракціоновані суміші дрібних та крупних фракцій не відповідають вимогам [6] (не знаходяться між кривими А та В) через великий вміст крупної фракції.

На рис. 4 показані криві розсіювання тільки крупних фракцій (більше 5 мм), нанесені на стандартний графік. З цього графіка можна зробити висновок про в цілому відповідність суміші лише крупних фракцій (тобто ВКЗ) вимогам будівельних стандартів в Україні.



а *б* *в*

Рис.2. Підготовка зразків бетону-джерела до подрібнення:
а – випробуваний на пресі зразок бетону-джерела з порушеною структурою;
б - розколотий на фрагменти зразок бетону-джерела без порушення структури;
в - лабораторна щокова дробарка зі складним обертанням.

Fig.2. Preparation of origin concrete samples for grinding:
a – a sample of origin concrete with a broken structure tested on a press;
b- a sample of origin concrete broken into fragments without disturbing the structure;
c- laboratory jaw crusher with complex rotation

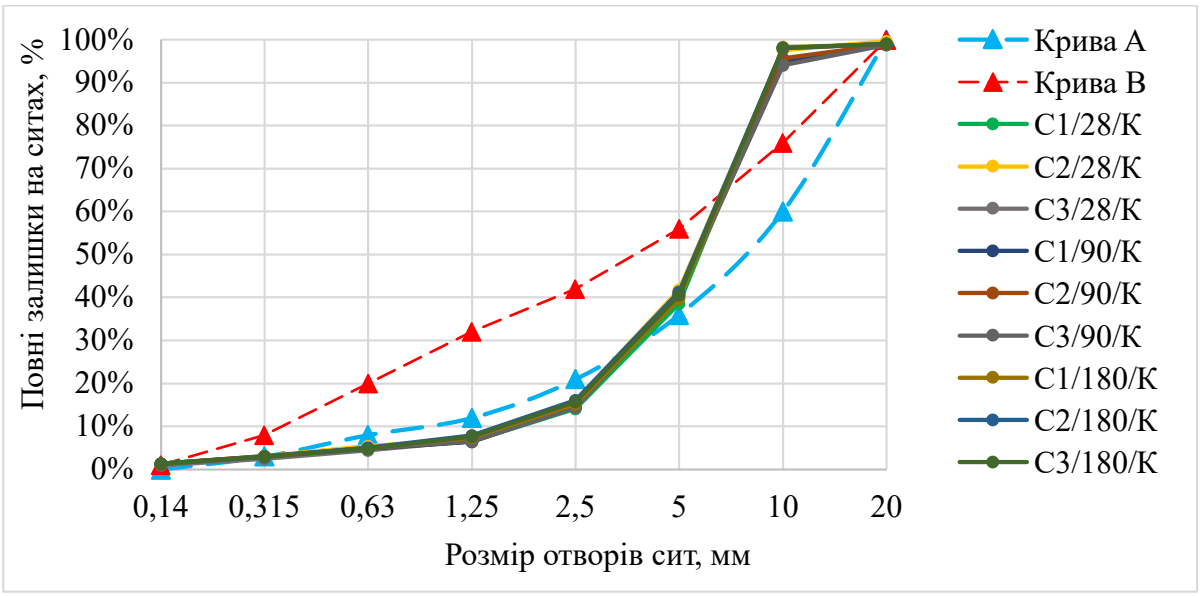


Рис.3. Криві розсіювання отриманих після подрібнення сумішей
Fig.3. Screening curves of the mixes obtained after griding

Насипна густина $\rho_н$, г/см^3, визначалася за методикою, наведеній в п. 4.17 [25]. Враховуючи обмежену кількість матеріалу для випробування фракції 5-10 мм застосовувався циліндр об'ємом 1 л, для фракції 10-20 мм – циліндр об'ємом 2 л. Для кожної фракції виконувалось 3 вимірювання.

Через наявність пористого залишкового розчину на зернах ВКЗ для визначення середньої густини $\rho_к$, г/см^3, використовувався метод, наведений у п. 4.16 [25]. Згідно з цим методом відібрані довільним чином і попередньо зважені проби з деякою кількістю зерен занурювались на 1-2 с у розплавлений парафін і після цього охолоджувались на повітрі. В подальшому зерна з парафіном зважувались і поміщались в колбу з попередньо визначеним об'ємом води в ній. Зміна об'єму води в колбі і є об'ємом зерен, покритих парафіном.

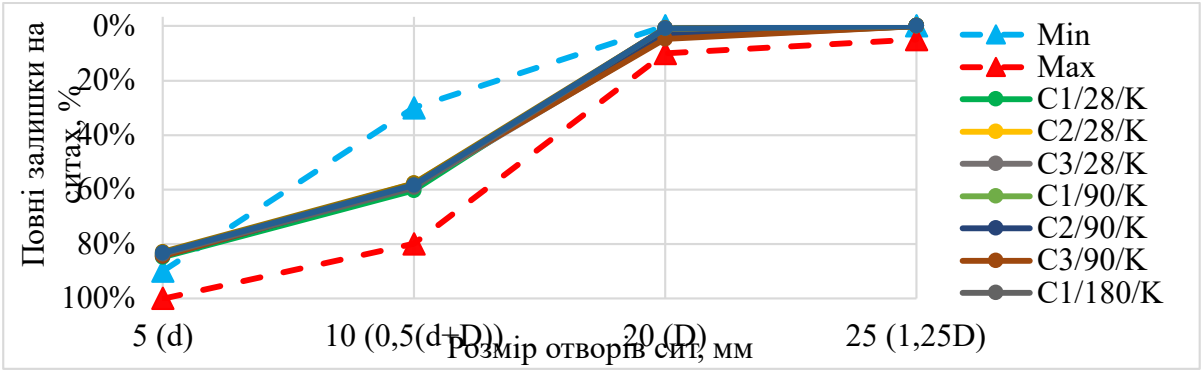


Рис.4. Криві розсіювання крупних фракцій на стандартному графіку
Fig.4. Standard Coarse Aggregate Screening Graph

За отриманими значеннями насипної та середньої густин визначалась порожнистість:

$$V_{\text{п}} = \left(1 - \frac{\rho_{\text{н}}}{\rho_{\text{к}}}\right) \cdot 100 \qquad (1)$$

Міцність крупного заповнювача за дробильністю визначалась у відповідності до п. 4.8 [25] у сталевому циліндрі з внутрішнім діаметром 75 мм на пресі гідравлічному ПСУ-10.

Кожна фракція випробовувалась окремо. Результати визначення насипної густини, середньої густини зерен, порожнистості, міцності за дробильністю для кожної фракції наведені в табл. 3, 4.

.

Табл. 3. Результати випробувань фракцій 5-10 мм
Table 3. Test results of fraction 5-10 mm

Суміш	Вміст фракції, %	Насипна густина, г/см^3	Середня густина зерен, г/см^3	Порожнистість, %	Дробильність, %
С1/28/К	28,8	1,07	2,37	54,85	18,6
С2/28/К	31,0	1,06	2,29	53,71	19,3
С3/28/К	29,8	1,06	2,35	54,89	17,2
С1/90/К	31,2	1,07	2,38	55,04	17,2
С2/90/К	30,8	1,07	2,32	53,88	21,0
С3/90/К	31,0	1,07	2,33	54,08	20,2
С1/180/К	29,2	1,10	2,36	53,39	19,8
С2/180/К	30,4	1,07	2,29	53,28	18,1
С3/180/К	29,8	1,05	2,34	55,13	15,6

Табл. 4. Результати випробувань фракцій 10-20 мм
Table 4. Test results of fraction 10-20 mm

Суміш	Вміст фракції, %	Насипна густина, г/см^3	Середня густина зерен, г/см^3	Порожнистість, %	Дробильність, %
1	2	3	4	5	6
С1/28/К	70,1	1,24	2,52	50,79	11,6
С2/28/К	66,5	1,21	2,44	50,41	14,1
С3/28/К	64,9	1,24	2,48	50,00	13,0
С1/90/К	64,1	1,27	2,53	49,80	14,5
С2/90/К	65,4	1,21	2,49	51,41	17,4
С3/90/К	63,3	1,22	2,46	50,41	15,7
С1/180/К	70,0	1,25	2,55	50,98	14,9

Продовження табл. 4
Continuation of Table 4

1	2	3	4	5	6
С2/180/К	68,5	1,20	2,45	51,02	15,6
С3/180/К	69,1	1,20	2,51	52,19	14,2

Отримані насипні та середні густини зерен різних фракцій суттєво відрізняються, що очевидно пояснюється різним вмістом залишкового розчину – чим менший розмір зерен, тим більший вміст більш легкого залишкового розчину в зернах цієї фракції, тим менші насипна та середня густини

Враховуючи, що міцність заповнювача є характеристикою матеріалу (гірської породи), за результатами випробувань ВКЗ побудований графік залежності дробильності щебеню від середньої густини зерен (рис. 5). З графіка видно, що міцність ВКЗ збільшується разом зі збільшенням густини зерен (крупності фракції).

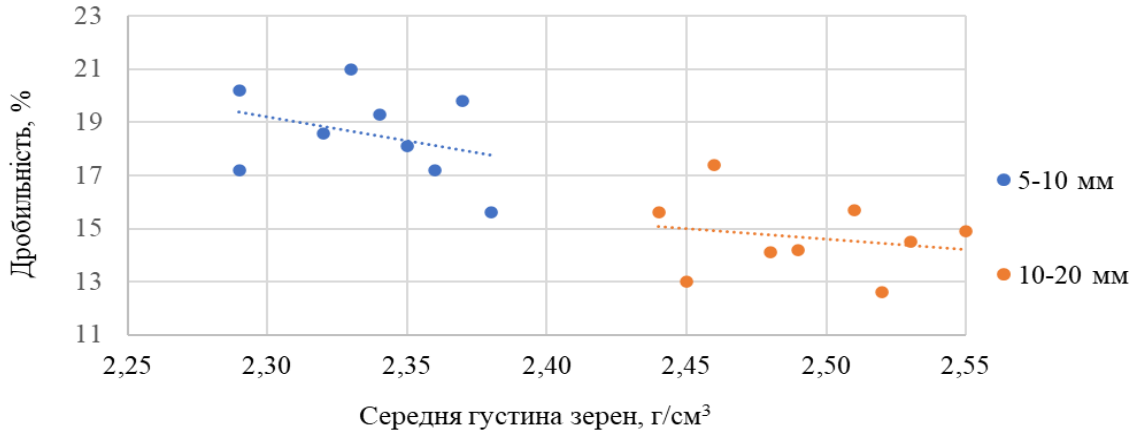


Рис.5. Графік залежності між дробильністю та середньою густиною зерен
Fig.5. Graph of dependence of aggregate crushing value on specific density

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

За результатами дослідження не встановлені кореляції між складом, віком та міцністю бетону-джерела та щебеню, отриманого після його подрібнення.

Головним чинником, що має визначальний вплив на властивості вторинних заповнювачів та бетонів з їх використанням, є наявність залишкового розчину на зернах щебеню. При чому його вміст на кожному окремому зерні не є постійним навіть в межах однієї фракції, що призводить до значної дисперсії величин середньої густини зерен. За результатами дослідження встановлений факт зменшення середньої та насипної густин, а також міцності заповнювача зі зменшенням крупності фракції.

Зерновий склад тільки крупної фракції, отриманої після подрібнення бетонних відходів, в цілому відповідає вимогам нормативної документації. Але зважаючи на зменшення густини та міцності заповнювача разом із зменшенням розмірів зерен, під час виготовлення бетонної суміші для утворення суміші заповнювачів доцільним виглядає ручне дозування (в лабораторних умовах) або використання дозаторів (на виробництві) за умови забезпечення вмісту менших фракцій на рівні, що дозволить отримати максимальні насипну густину та щільність пакування зерен (наприклад, згідно з [6] у двофракційній суміші заповнювача допускається вміст меншої фракції на рівні 20-25%). В цьому контексті необхідно звернути увагу на досить високу, порівняно з натуральним щебенем, порожнистість. Об'єм порожнин між зернами очевидно пов'язаний з підвищеною лещадністю зерен через особливості процесу подрібнення в щоковій дробарці.

Крім того, візуально виявлені зерна з увігнутою формою, які сприяють зниженню щільності пакування.

Також під час подрібнення в щоковій дробарці під впливом стискаючих зусиль відбувається порушення структури матриці розчину. В результаті деякі зерна при збереженні форми стають дуже слабкими – їх руйнування можливе навіть руками. Під час дослідження була утворена пробна суміш ВКЗ шляхом змішування окремих фракцій в планетарному міксері. Після просіювання отриманої суміші щебеню частка зерен, що пройшла крізь сито з отворами 5 мм, становила більше 5%. При цьому до змішування частка таких зерен в кожній фракції не перевищувала 1% за масою. З огляду на це доцільно здійснювати додаткове просіювання готової суміші ВКЗ, що утворена шляхом дозування окремих фракцій, з подальшим видаленням дрібної фракції, або застосовувати поправку, що враховує підвищену водопотребу заповнювача.

Отже, одним з методів поліпшення властивостей бетонних сумішей з ВКЗ є зменшення вмісту залишкового розчину. В подальшому необхідні дослідження впливу методів та кількості стадій подрібнення брухту на якісні характеристики вторинного щебеню, а також розробка методів врахування особливостей переробленого крупного заповнювача під час проектування складів бетонних сумішей.

ЛІТЕРАТУРА

1. З**віт про прямі збитки інфраструк**тури від руйнувань внаслідок військової агресії Росії проти України станом на початок 2024 року. – *К: КШЕ, 2024. – 38 с.*
2. **Порядок виконання робіт з демонтаж**у об'єктів, пошкоджених або зруйнованих внаслідок надзвичайних ситуацій, воєнних дій або терористичних актів: *Постанова Кабінету Міністрів України від 19.04.2022 №474*.
3. **Порядок поводження з відходами**, що утворились у зв'язку з пошкодженням (руйнуванням) будівель та споруд внаслідок бойових дій, терористичних актів, диверсій або проведенням робіт з ліквідації їх наслідків: *Постанова Кабінету Міністрів України від 27.09.2022 №1073*.
4. **Морковська Н. Г., Абделрахем А.** Переробка будівельних відходів, що утворюються в Україні. *//Комунальне господарство міст. – 2019. – Т. 1 – № 147. – С. 210–214.*
5. **Попович О. Р., Захарко Я. М., Мальований М.** Проблеми утилізації та переробки будівельних відходів. *//Вісник Національного університету "Львівська політехніка". – 2013. – № 755. – С. 321–324.*
6. **ДСТУ-Н Б В.2.7-299:2013.** Настанова щодо визначення складу важкого бетону. *– К.: Мінрегіон України, 2014. – 87 с.*
7. **Савицький М. В., Смирнов А. С.** Особливості використання подрібненого бетонного брухту в якості крупного заповнювача для бетону. *//Український журнал будівництва та архітектури. – Д.:ПДАБА, 2023 – № 6 (018) – С. 111-117.*
8. **Yang S., Lee H.** *Mechanical properties of recycled aggregate concrete proportioned with modified equivalent mortar volume method for paving applications. Constr. Build. Mater., 136 (2017), pp. 9-17.*
9. **Smyrnov A.S., Savytskyi M. V., Myslytska A. O.** Properties of Recycled Coarse Aggregates Made of Concrete Waste. *//Матеріали науково-практичної конференції «Просування енергоефективності та підготовка фахівців для відбудови України». м. Дніпро, 13.03.2024 р. – с. 12-15.*
10. **Buttler A. M., Machado E. F.** Properties of Concrete with Recycled Concrete Coarse Aggregates. *ACI Spec. Publ., vol. 229, pp. 497–510, 2005.*
11. **De Brito J., Silva R. V.** Current Status on the Use of Recycled Aggregates in Concrete: Where Do We Go From Here*? RILEM Tech. Lett., pp. 1–5, 2016.*
12. **Limbachiya M. C., Leelawat T., Dhir R. K.** Use of recycled concrete aggregate in high-strength concrete. *//Materials and Structures. – 2000. – Vol. 33, no. 9. – P. 574–580.*
13. **Richardson A.E., Coventry K., Graham S.** Concrete manufacture with un-graded recycled aggregates. *Structural Survey. University of Northumbria, Newcastle upon Tyne, UK, 2009, vol. 27 (1). P.62-70.*
14. **Yang K.-H., Chung H.-S., Ashour A. F.** Influence of Type and Replacement Level of Recycled Aggregates on Concrete Properties. *//ACI Materials Journal. – 2008. – Vol. 105(3). – P. 289-296.*
15. **Ulloa V. A., García-taengua E., Pelufo M., Domingo A., Serna P.** New Views on Effect of Recycled Aggregates on Concrete Compressive Strength. *//ACI Materials Journal. – 2013. – Vol. 110, no. 6. – pp. 687–696.*

16. **Salesa A., Perez-Benedicto J. A., Colorado-Aranguren D., Esteban L. M., Sanz-baldúz L. J., Pedro L. L., Ramis J., Olivares D.** Physico-mechanical properties of multi-recycled concrete from precast concrete industry. *//Journal of Cleaner Production. – 2017. – Vol. 141. – P. 248–255.*
17. **Dean S. W., Abbas A., Fathifazl G., Burkan Isgor O., Razaqpur A. G., Fournier B., Foo S.** Proposed Method for Determining the Residual Mortar Content of Recycled Concrete Aggregates *//Journal of ASTM International. 2008. – Vol. 5, no. 1. – P. 101087.*
18. **Abbas A., Fathifazl G., Burkan Isgor O., Razaqpur A. G., Fournier B., Foo S., Zavadil R.** Quantification of the residual mortar content in recycled concrete aggregates by image analysis *//Materials Characterization. – 2009. – Vol. 60, no. 7. – P. 716–728.*
19. **ДСТУ Б В.2.7-215:2009.** Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу. – К.: Мінрегіон України, 2010.
20. **Дворкін Л. Й.** Проектування складів бетонів (методи, приклади, вправи): навч. посіб. – К.: Вид. дім "Кондор". – 2018. – 613 с.
21. **Дворкін Л. Й., Дворкін О. Л., Гарніцький Ю. В.** Проектування складів бетону із заданими властивостями: навч. посіб. – Р.: РДТУ. – 2000. – 215 с.
22. **ДСТУ Б В.2.7-75-98.** Будівельні матеріали. Щебінь та гравій щільні природні для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій та робіт. Технічні умови. – *К.: Держбуд України, 1999.*
23. **ДСТУ Б В.2.7-214:2009.** Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – *К.: Мінрегіон України, 2010.*
24. **ДСТУ Б В.2.7-224:2009.** Бетони. Правила контролю міцності. – *К.: Мінрегіон України, 2010.*
25. **ДСТУ Б В.2.7-71-98.** Щебінь і гравій із щільних гірських порід і відходів промислового виробництва для будівельних робіт. Методи фізико-механічних випробувань (ГОСТ 8269.0-97). З Поправкою. – *К.: Держбуд України, 1999. – 47 с.*

REFERENCES

1. **Zvit pro priami zbytky** infrastruktury vid ruinuvan vnaslidok viiskovoi ahresii Rosii proty Ukrainy stanom na pochatok 2024 roku. – K: *KShE, 2024. – 38 s.*
2. **Poriadok vykonannia robit** z demontazhu obiektiv, poshkodzhenykh abo zruinovanykh vnaslidok nadzvychainykh sytuatsii, voiennykh dii abo terorystychnykh aktiv: *Postanova Kabinetu Ministriv Ukrainy vid 19.04.2022 №474.*
3. **Poriadok povodzhennia z vidkhodamy, shcho utvorylys** u zviazku z poshkodzhenniam (ruinuvanniam) budivel ta sporud vnaslidok boiovykh dii, terorystychnykh aktiv, dyversii abo provedenniam robit z likvidatsii yikh naslidkiv: *Postanova Kabinetu Minist-riv Ukrainy vid 27.09.2022 №1073.*
4. **Morkovska N. H., Abdelrakhem A.** Pererobka budivelnykh vidkhodiv, shcho utvoriuyutsia v Ukraini. *//Komunalne hospodarstvo mist. – 2019. – T. 1 – № 147. – S. 210–214.*
5. **Popovych O. R., Zakharko Ya. M., Malovanyi M.** Problemy utylizatsii ta pererobky budivelnykh vidkhodiv. *//Visnyk Natsional-noho universytetu "Lvivska politekhni-ka". – 2013. – № 755. – S. 321–324.*
6. **DSTU-N B V.2.7-299:2013.** Nastanova shchodo vyznachennia skladu vazhkoho betonu. *– K.: Minrehion Ukrainy, 2014. – 87 s.*
7. **Savytskyi M. V., Smyrnov A. S.** Osoblyvosti vykorystannia podribnenoho betonnoho brukhtu v yakosti krupnoho zapov-niuvacha dlia betonu. *//Ukrainskyi zhurnal budivnytstva ta arkhitektury. – D.:PDABA, 2023 – № 6 (018) – S. 111-117.*
8. **Yang S., Lee H.** Mechanical properties of recycled aggregate concrete proportioned with modified equivalent mortar volume method for paving applications. *Constr. Build. Mater., 136 (2017), pp. 9-17.*
9. **Smyrnov A.S., Savytskyi M. V., Myslytska A. O.** Properties of Recycled Coarse Aggregates Made of Concrete Waste. *//Materialy naukovo-praktychnoi konferentsii «Prosuvannia enerhoefektyvnosti ta pidhotovka fakhivtsiv dlia vidbudovy Ukrainy». m. Dnipro, 13.03.2024 r. – s. 12-15.*
10. **Buttler A. M., Machado E. F.** Properties of Concrete with Recycled Concrete Coarse Aggregates. *ACI Spec. Publ., vol. 229, pp. 497–510, 2005.*
11. **De Brito J., Silva R. V.** Current Status on the Use of Recycled Aggregates in Concrete: Where Do We Go From Here*? RILEM Tech. Lett., pp. 1–5, 2016.*
12. **Limbachiya M. C., Leelawat T., Dhir R. K.** Use of recycled concrete aggregate in high-strength concrete. *//Materials and Structures. – 2000. – Vol. 33, no. 9. – P. 574–580.*
13. **Richardson A.E., Coventry K., Graham S.** Concrete manufacture with un-graded recycled aggregates. *Structural Survey. University of Northumbria, Newcastle upon Tyne, UK, 2009, vol. 27 (1). P.62-70.*

14. **Yang K.-H., Chung H.-S., Ashour A. F.** Influence of Type and Replacement Level of Recycled Aggregates on Concrete Properties. *//ACI Materials Journal. – 2008. – Vol. 105(3). –P. 289-296.*
15. **Ulloa V. A., García-taengua E., Pelufo M., Domingo A., Serna P.** New Views on Effect of Recycled Aggregates on Concrete Compressive Strength. *//ACI Materials Journal. – 2013. – Vol. 110, no. 6. – pp. 687–696.*
16. **Salesa A., Perez-Benedicto J. A., Colorado-Aranguren D., Esteban L. M., Sanz-baldúz L. J., Pedro L. L., Ramis J., Olivares D.** Physico-mechanical properties of multi-recycled concrete from precast concrete industry. *//Journal of Cleaner Production. – 2017. – Vol. 141. – P. 248–255.*
17. **Dean S. W., Abbas A., Fathifazl G., Burkan Isgor O., Razaqpur A. G., Fournier B., Foo S.** Proposed Method for Determining the Residual Mortar Content of Recycled Concrete Aggregates *//Journal of ASTM International. 2008. – Vol. 5, no. 1. – P. 101087.*
18. **Abbas A., Fathifazl G., Burkan Isgor O., Razaqpur A. G., Fournier B., Foo S., Zavadil R.** Quantification of the residual mortar content in recycled concrete aggregates by image analysis *//Materials Characterization. – 2009. – Vol. 60, no. 7. – P. 716–728.*
19. **DSTU B V.2.7-215:2009.** Budivelni materialy. Betony. Pravyla pidboru skladu. – *K.: Minrehion Ukrainy, 2010.*
20. **Dvorkin L. Y.** Proektuvannia skladiv betoniv (metody, pryklady, vpravy): navch. posib. – *K.: Vyd. dim "Kondor". – 2018. – 613 s.*
21. **Dvorkin L. Y., Dvorkin O. L., Harnitskyi Yu. V.** Proektuvannia skladiv betonu iz zadanymy vlastyvostiamy: navch. posib. – *R.: RDTU. – 2000. – 215 s.*
22. **DSTU B V.2.7-75-98.** Budivelni materialy. Shchebin ta hravii shchilni pryrodni dlia budielnykh materialiv, vyrobiv, konstruktsii ta robit. Tekhnichni umovy. – *K.: Derzhbud Ukrainy, 1999.*
23. **DSTU B V.2.7-214:2009.** Budivelni materialy. Betony. Metody vyznachennia mitsnosti za kontrolnymy zrazkamy. – *K.: Minrehion Ukrainy, 2010.*
24. ***DSTU B V.2.7-224:2009.*** Betony. Pravyla kontroliu mitsnosti. – *K.: Minrehion Ukrainy, 2010.*
25. **DSTU B V.2.7-71-98.** Shchebin i hravii iz shchilnykh hirskykh porid i vidkhodiv promyslovoho vyrobnytstva dlia budivelnykh robit. Metody fizyko-mekhanichnykh vyprobuvan (HOST 8269.0-97). Z Popravkoiu. – *K.: Derzhbud Ukrainy, 1999. – 47 s.*

PROPERTIES OF RECYCLED COARSE AGGREGATES OBTAINED FROM CRUSHED CONCRETE WASTE

Mykola SAVYTSKYI,
Anton SMYRNOV

Summary. According to the Kyiv School of Economics as of January 2024, the losses from the destruction and damage of buildings and structures as a result of military actions in Ukraine amount to at least 75 billion dollars. Now contractors carrying out the liquidation of the consequences of armed aggression are required to take measures to reuse construction waste. Taking into account the presence of natural crushed stone in concrete scrap, the question arises about the possibility of using crushed concrete in new construction. During the design a concrete mixture it is necessary to know such characteristics of aggregates as grain size composition, bulk density, specific density, voids, strength.

Three mixtures of concrete were designed and a series of cube samples were made from them to determine the specified characteristics of recycled coarse aggregate obtained from crushed concrete on local materials. At the appropriate age the samples of origin concrete were crushed using a laboratory jaw crusher.

The results of sieve analyses showed that ungraded mixtures of fine and coarse fractions do not meet the requirements of national standard due to the large content of coarse fractions. At the same time, in general, the granulometric composition of only coarse fractions meets the requirements of standards in Ukraine. The obtained bulk densities and specific densities differ in different fractions with a large dispersion even within the same fraction. The strength of the aggregate decreases with a decrease in grain sizes. Thus, the main factor that has a decisive influence on the properties of RCA and concrete with their use is the presence of residual mortar. The smaller the fraction of the RCA, the higher the residual mortar content, up to individual grains that are entirely composed of it. Therefore, one of the methods of improving the properties of RCA is to reduce the content of the residual mortar.

Key words. Recycled coarse aggregate; recycling; residual mortar; granulometric composition; bulk density; specific density; strength.

Стаття надійшла до редакції 5.05.2024 р.

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14..2024.29-40
УДК 624.011

АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПЛИТ З ПЕРЕХРЕСНО-КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНИМИ СТРІЧКАМИ

Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ[1], Микола КОМАР[2], Олег КОМАР[3]

[1,2,3]Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1] mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0003-3151-8630
[2] komar_man@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0002-3631-8999
[3] komar_oa-2023@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0009-0004-4507-9178

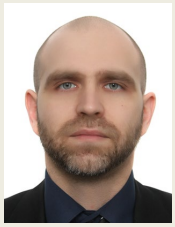
Анотація. В наш час будівельна галузь активно розвивається в різних напрямках. Конструкції з великими поперечними перерізами витісняються аналогами зменшеними в перерізах за допомогою різного типу підсилення.

Плити з перехресно-клеєної деревини (ПКД) або *CLT* (*Cross Laminated Timber*) - це масивний, багатошарово-склеєний будівельний матеріал з деревини. У висотному будівництві споруд та будівель з використанням деревини, плити з ПКД є основними конструкціями для влаштування перекриттів та покриття. Шари пиломатеріалу склеюються між собою під тиском, утворюючи фактично монолітну плиту. Суміжні шари дерев'яних дошок зазвичай укладаються перпендикулярно один одному. Зовнішні шари зазвичай мають однакову орієнтацію, а внутрішні, перпендикулярні зовнішнім, можуть складатися з більш дешевої деревини з метою економії коштів. Найчастіше для виробництва таких плит використовується деревина хвойних порід, як найдоступніша.

Проте виготовлення таких плит потребує значних витрат матеріалів. Тому актуальними є дослідження в сфері підсилення плит з ПКД для зменшення їхнього поперечного перерізу.

Композитні матеріали є передовими у підсиленні конструкцій зараз, оскільки більшість з них мають високу стійкість до різних хімічних впливів, таких як луги, кислоти, хлориди, сульфати, нітрати та інші. Це дозволяє їх використовувати як у промисловому та сільськогосподарському будівництві, де великий вплив зовнішнього середовища на конструкцію підсилену композитними матеріалами, так і в житлових будівлях, без шкоди для жителів.

Після аналізу напружено-деформованого стану шляхом моделювання в програмному комплексі ЛІРА САПР плит з ПКД підсилених композитними стрічками та порівнюючи з аналогічними плитами без підсилення можемо зробити висновки, що такі матеріали можуть, чудово поєднуватись з конструкціями з перехресно-клеєної деревини, дозволяючи збільшити несучу здатність при зменшенні їхнього поперечного перерізу.



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



Микола КОМАР
аспірант кафедри металевих та дерев'яних конструкцій



Олег КОМАР
аспірант кафедри металевих та дерев'яних конструкцій

© Д.МИХАЙЛОВСЬКИЙ, М.КОМАР, О.КОМАР, 2024

Ключові слова. Дерев'яні конструкції; перехресно-клеєна деревина; композитні матеріали; композитні стрічки; напружено-деформо-ваний стан; підсилення.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Cross Laminated Timber (*CLT*), або перехреслено-клеєна деревина (ПКД), виникла у Європі в середині 20-го століття, але його розвиток і популярність значно зросли в останні десятиліття. Початково ПКД була розроблена в Німеччині та Швейцарії як технологія для використання малоцінних частин деревини, таких як малі дерев'яні бруски та щільніші породи дерева.

Перші застосування ПКД були обмеженими, і використовувалися головним чином у промислових та комерційних будівлях, а також у житловому будівництві в Європі. Проте, з розвитком технологій виробництва, стандартів безпеки та усвідомлення важливості сталого будівництва, популярність ПКД почала стрімко зростати.

У 21-му столітті ПКД стала широко використовуваним будівельним матеріалом по всьому світу. Вона знаходить застосування в будівництві житлових будинків, громадських споруд, офісних комплексів та інших проектах. Величезні переваги у міцності, екологічності та швидкості монтажу зробили ПКД привабливим вибором для сучасних будівельних проектів, а його історія продовжує розвиватися з кожним новим застосуванням та технологічним вдосконаленням.

Об'єктом досліджень є плити з ПКД. Для висотного будівництва споруд та будівель з деревини, використання плит з ПКД є основним методом влаштування перекриттів та покриття. Детально про дослідження ПКД плит описано в [1].

Проте розміри ПКД плит можуть бути обмеженими через обмежену можливість транспортування або виробничі обмеження, що може вимагати додаткових з'єднань панелей на місці будівництва. Тому актуальними є дослідження в сфері підсилення таких плит для зменшення їхнього поперечного перерізу.

Композитні матеріали є одними з провідних в підсиленні конструкцій на даний час. В роботах [2-6] доведена доцільність використання таких матеріалів в різних сферах будівництва та детально описане поєднання композитних матеріалів з різного типу конструкціями.

В світі дослідження дерев'яних конструкцій підсилених композитними матеріалами є дуже актуальною темою [7-19]. Проте використання композитних матеріалів з дерев'яними конструкціями практично не досліджені в Україні. Виконані поодинокі дослідження підсилення дерев'яних балок композитною арматурою та композитними стрічками [20-24].

Данні дослідження аналізу напружено-деформованого стану плит з ПКД підсилених композитними стрічками виконуються для вирішення ряду проблем:

1. Аналізу підсилення плит з ПКД композитними стрічками.
2. Дослідження впливу кількості стрічок підсилення на плити різного поперечного перерізу.
3. Поширення використання композитних стрічок з іншими конструкціями клеєної деревини окрім балок.

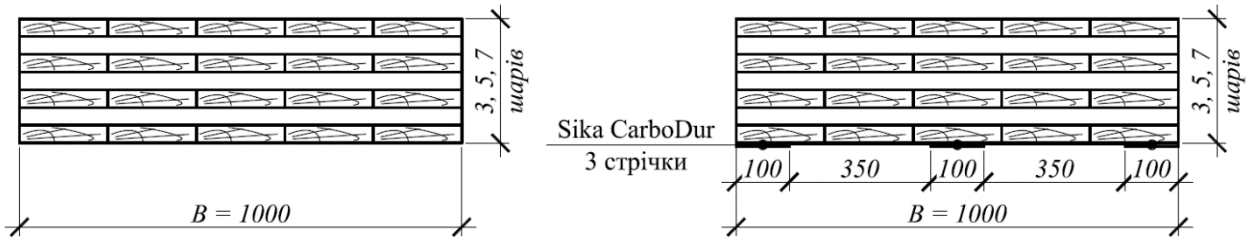
МЕТА РОБОТИ

Дослідити напружено-деформований стан плит з ПКД підсилених композитними стрічками в порівнянні з ПКД плитами без підсилення за допомогою моделювання їх в ПК ЛІРА-САПР із використанням об'ємних СЕ та апробацією результатів через порівняння досліджуваних елементів з різною кількістю шарів самої плити та при різній кількості шарів композитних стрічок..

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Об'єктом чисельних досліджень було обрано плити з ПКД прямокутних поперечних перерізів, склеєних з 3-х, 5-и, 7-и шарів дошок одного класу міцності з підсиленням 3-а (рис. 1 (б)) та 5-а, композитними стрічками (рис. 2 (б)) та без нього (рис. 1.(а), 2 (а)) на двох шарнірних опорах, габаритами B x H =

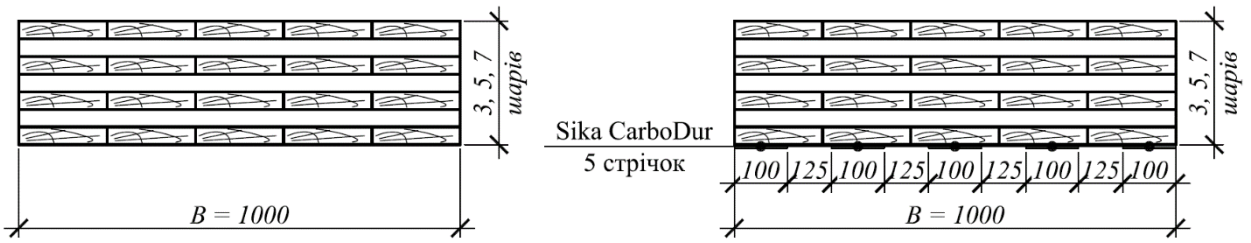
1 м х 4 м, завантажених рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю 1 кН/м.



а *б*

Рис.1. Геометрична схема поперечного перерізу плит з перехресно-клеєної деревини:
а - без підсилення;
б – підсилена 3-а композитними стрічками.

Fig.1. Geometric cross-section scheme of cross-laminated timber panels:
a - without reinforcement;
b – reinforced with 3 composite strips.



а *б*

Рис.2. Геометрична схема поперечного перерізу плит з перехресно-клеєної деревини:
а - без підсилення;
б – підсилена 5-а композитними стрічками

Fig.2. Geometric cross-section scheme of cross-laminated timber panels:
a - without reinforcement;
b – reinforced with 5 composite strips.

В програмному комплексі ЛІРА-САПР змоделювали плити з ПКД, поперечний переріз яких складається з 3-х, 5-и та 7-и шарів дошок деревини одного класу міцності С24, товщиною t = 2 см, які для чисельних досліджень, моделювались об’ємними скінченними елементами СЕ №36. Загальні розміри поперечних перерізів плит прийнято B = 1000 см, H_1 = 6 см, H_2 = 10 см, H_3 = 14 см, відповідно для кількості шарів в перерізі. Механічні властивості (модулі пружності деревини вздовж та поперек волокон, модуль зсуву та коефіцієнти Пуассона) поперечних перерізів плит які з модельовано СЕ №36, задавались окремо для повздовжніх та поперечних шарів дошок.

При моделюванні плит з підсиленням композитними стрічками *Sika CarboDur S*1012, які змодельовано об’ємними СЕ №36, додатково задавались їх механічні характеристики (модуль пружності вздовж волокон, коефіцієнти Пуассона).

За результатами чисельних досліджень МСЕ для плит з ПКД без підсилення композитними стрічками при обраних габаритах та висотою поперечного перерізу що складається з 3-х шарів дошок (H_1 = 6 см), при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м, отримали ізополя вертикальних деформацій (рис. 3) та ізополя максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини (рис. 4).

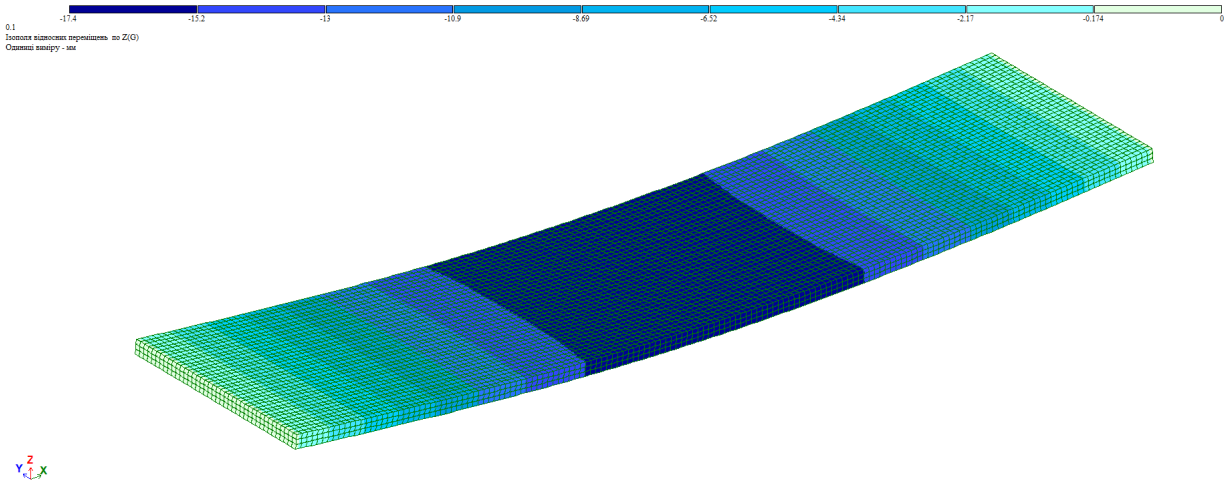


Рис.3. Ізополя вертикальних деформацій плит з ПКД без підсилення композитними стрічками габаритами *B* x *L* = 1 x 4 м та висотою поперечного перерізу що складається з 3-х шарів дошок при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Fig.3. Isopleths of vertical deformations of cross-laminated timber panels without reinforcement with dimensions *B* x *L* = 1 x 4 m and a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards under uniformly distributed load of 1 kN/m.

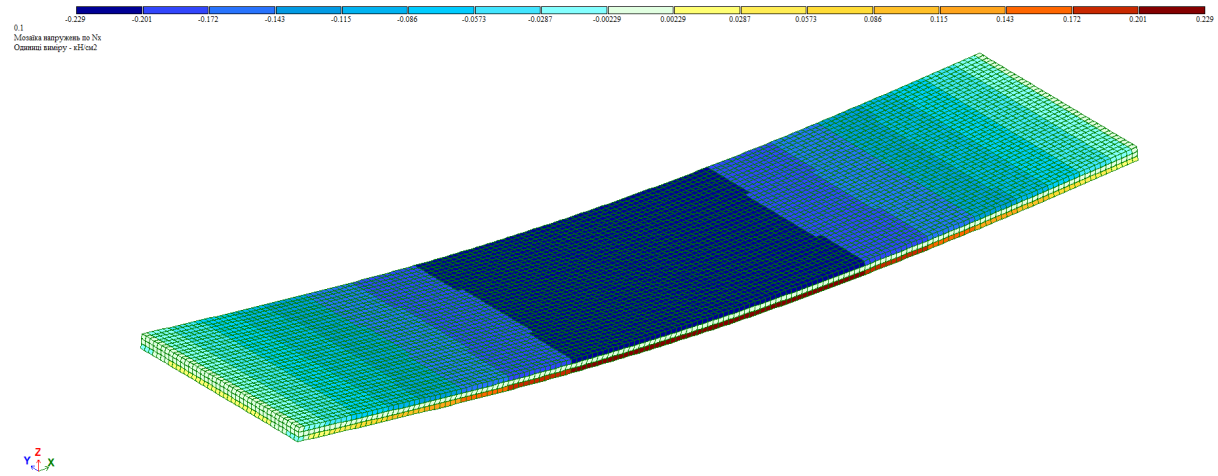


Рис.4. Ізополя максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини плит з ПКД без підсилення композитними стрічками габаритами *B* x *L* = 1 x 4 м та висотою поперечного перерізу що складається з 3-х шарів дошок при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Fig.4. Isopleths of maximum normal stresses along the wood fibers of cross-laminated timber panels without reinforcement with dimensions B x L = 1 x 4 m and a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards under uniformly distributed load of 1 kN/m.

Відповідні ізополя вертикальних деформацій (рис. 5) та максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини (рис. 6) при аналогічному навантаженні плит з ПКД з підсиленням 3-а композитними стрічками.

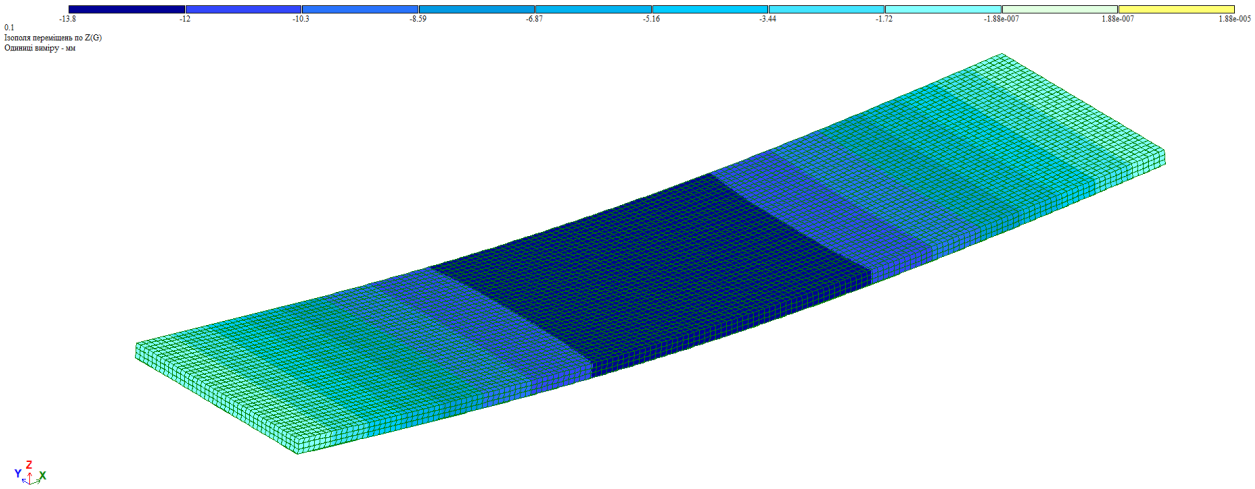


Рис.5. Ізополя вертикальних деформацій плит з ПКД з підсиленням 3-а композитними стрічками габаритами *B* x *L* = 1 x 4 м та висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Fig.5. Isopleths of vertical deformations of cross-laminated timber panels reinforced with 3 composite strips with dimensions B x L = 1 x 4 m and a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards under uniformly distributed load of 1 kN/m

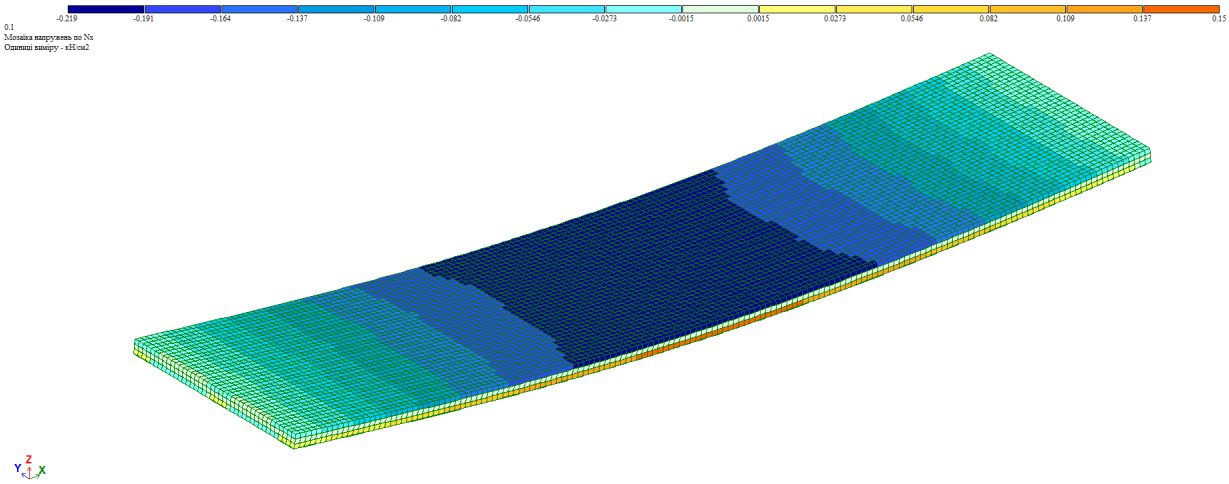


Рис.6. Ізополя максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини плит з ПКД з підсиленням 3-а композитними стрічками габаритами *B* x *L* = 1 x 4 м та висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Fig.6. Isopleths of maximum normal stresses along the wood fibers of cross-laminated timber panels reinforced with 3 composite strips with dimensions B x L = 1 x 4 m and a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards under uniformly distributed load of 1 kN/m.

Повні результати чисельних досліджень МСЕ для плит з ПКД підсилених композитними стрічками та без підсилення висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок, при рівномірно розподіленому навантаженні 1 кН/м представлено в табл. 1.

Табл. 1. Значення вертикальних деформацій w, та максимальних нормальних напружень $\sigma_{m,d}$ для плит з ПКД підсилених композитними стрічками та без підсилення, висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок, при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Table 1. The values of vertical deformations w and maximum normal stresses $\sigma_{m,d}$ for cross-laminated timber panels reinforced with composite strips and without reinforcement, with a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards, under uniformly distributed load of 1 kN/m.

Товщина плити		Три шари дошок (H_1 = 6 см)	
Методики розрахунку	EI (W_x), кНсм^2 (см^3)	w, мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см^2
МСЕ з об'ємними СЕ №36	без підсилення	17,4	0,229
МСЕ з об'ємними СЕ №36	підсилена трьома композитними стрічками	13,8	0,15
Відсоткова різниця		20%	34%

Нижче наведено ізополя вертикальних деформацій (рис. 7) та ізополя максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини (рис. 8) при аналогічному навантаженні на плити з ПКД з підсиленням 5-а композитними стрічками.

Повні результати чисельних досліджень МСЕ для плит з ПКД підсилених 5-ть композитними стрічками та без підсилення, висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок, при рівномірно розподіленому навантаженні 1 кН/м представлено в табл. 2.

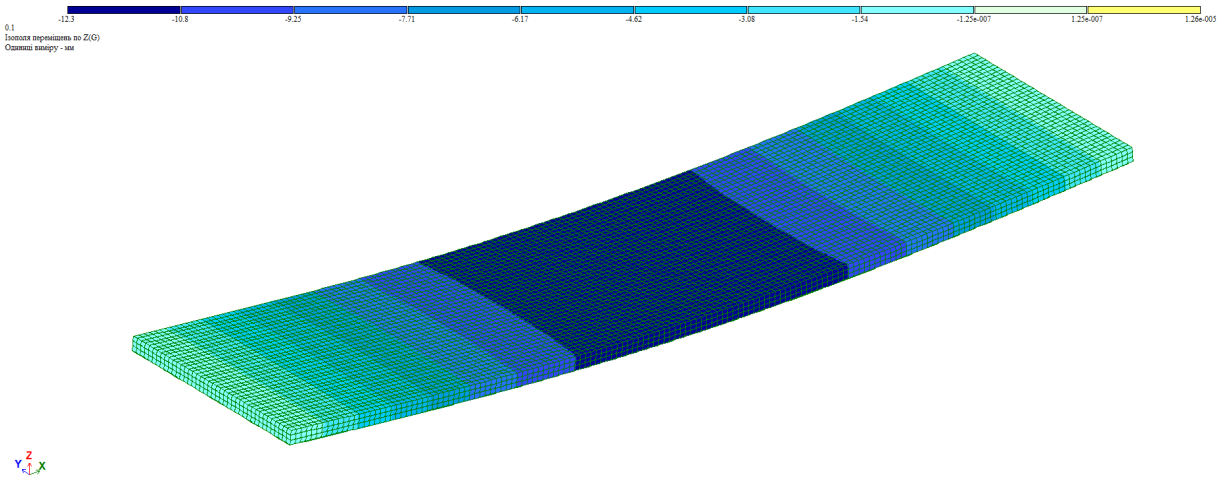


Рис.7. Ізополя вертикальних деформацій плит з ПКД з підсиленням 5-а композитними стрічками габаритами B x L = 1 x 4 м та висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Fig.7. Isopleths of vertical deformations of cross-laminated timber panels reinforced with 5 composite strips with dimensions B x L = 1 x 4 m and a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards under uniformly distributed load of 1 kN/m.

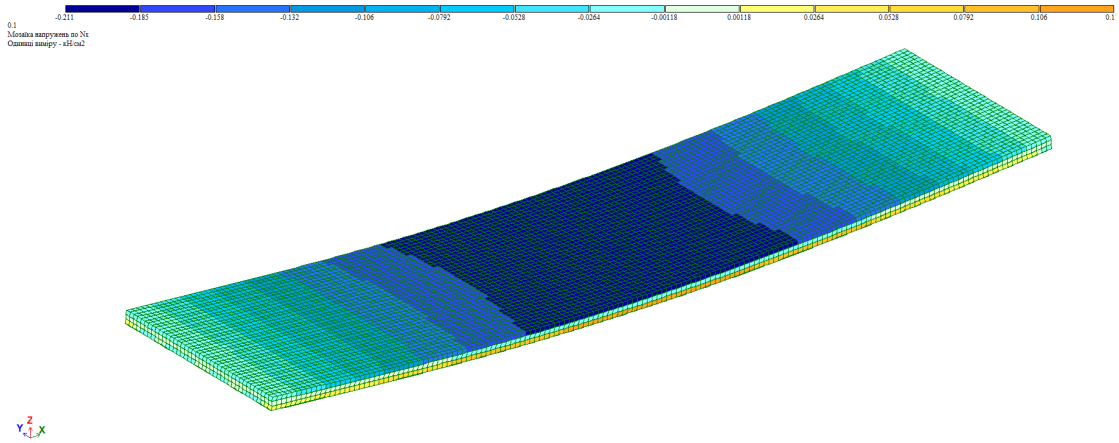


Рис.8. Ізополя максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини плит з ПКД з підсиленням 5-а композитними стрічками габаритами B x L = 1 x 4 м та висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Fig.8. Isopleths of maximum normal stresses along the wood fibers of cross-laminated timber panels reinforced with 5 composite strips with dimensions B x L = 1 x 4 m and a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards under uniformly distributed load of 1 kN/m.

Табл. 2. Значення вертикальних деформацій w, та максимальних нормальних напружень $\sigma_{m,d}$ для плит з ПКД підсилених композитними стрічками та без підсилення, висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок, при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Table 2. The values of vertical deformations w and maximum normal stresses $\sigma_{m,d}$, for cross-laminated timber panels reinforced with composite strips and without reinforcement, with a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards, under uniformly distributed load of 1 kN/m.

Товщина плити		Три шари дошок (H_1 = 6 см)	
Методики розрахунку	EI (W_x), кНсм^2 (см^3)	w, мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см^2
МСЕ з об'ємними СЕ №36	без підсилення	17,4	0,229
МСЕ з об'ємними СЕ №36	підсилена п'ятьма композитними стрічками	12,3	0,118
Відсоткова різниця		29%	48%

З проведених чисельних досліджень зрозуміло, що для досліджуваних плит з клеєної деревини одного класу міцності, висотою поперечного перерізу що складається з 3-х шарів дошок (H_1 = 6 см) з підсиленням 3-а композитними стрічками при рівномірно розподіленому навантажені в 1,0 кН/м, міцність на розтяг збільшується більш ніж на 34%, ніж аналогічні балки без підсилення композитними стрічками. А переміщення таких плит при армуванні 3-а стрічками зменшується більш ніж на 20%. Відповідно для досліджуваних плит підсилених 5-а композитними стрічками при аналогічному рівномірному навантаженні міцність на розтяг збільшується більш ніж на 48%, а переміщення таких плит зменшились більш ніж на 29% відносно не підсилених.

Більш детально розглянемо відсоткове відношення впливу підсилення на плити з ПКД за допомогою діаграм порівняння, де наведені відсотки зменшення вертикальних деформацій після підсилення 3-а та 5-а композитними стрічками (рис. 9) та відсоткове зменшення максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини плит з ПКД після підсилення 3-а та 5-а композитними стрічками (рис. 10).

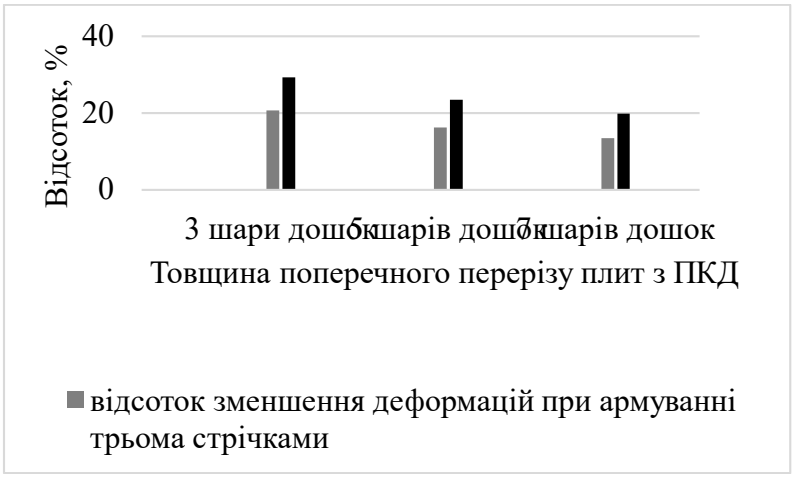


Рис.9. Діаграма відсоткового зменшення вертикальних деформацій після підсилення 3-а та 5-а композитними стрічками плит з ПКД різної товщини поперечного перерізу.

Fig.9. Diagram of the percentage reduction in vertical deformations after reinforcement with 3 and 5 composite strips of cross-laminated timber panels of different thicknesses of the cross-section



Рис.10. Діаграма відсоткового зменшення максимальних нормальних напружень вздовж волокон після підсилення 3-а та 5-а композитними стрічками плит з ПКД різної товщини поперечного перерізу.

Fig.10. Diagram of the percentage reduction in maximum normal stresses along the fibers after reinforcement with 3 and 5 composite strips of cross-laminated timber panels of different thicknesses of the cross-section

З наведених графіків зменшення вертикальних деформацій та максимальних нормальних напружень вздовж волокон після підсилення 3-а та 5-а композитними стрічками плит з ПКД різної товщини поперечного перерізу видно, що при збільшені товщини поперечного перерізу, вплив підсилення на деформації плит з ПКД зменшується від більш ніж 20% до менш ніж 15% при армуванні 3-а композитними стрічками, та від майже 30% до менш ніж 25% при армуванні 5-а композитними стрічками. Щодо зменшення максимальних нормальних напружень вздовж волокон після підсилення, то підсилення 3-а стрічками композитних стрічок зменшує від 35% до майже 20%, а підсилення 5-а композитними стрічками зменшує максимальні нормальні напруження від майже 50% до маже 30%.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Провівши аналіз напружено-деформо-ваного стану шляхом моделювання в програмному комплексі ЛІРА САПР плит з ПКД підсилених композитними стрічками та

порівнюючи з аналогічними плитами без підсилення можна зробити наступні висновки:

1. За розрахунком МСЕ в ПК ЛІРА-САПР плити з ПКД підсилені композитними стрічками з вуглецевих волокон *Sika CarboDur S*1012 мають в середньому на 20% більшу жорсткість та на 32% зменшують нормальні напруження в розтягнутих волокнах деревині від аналогічних плит з ПКД не підсилених композитними стрічками.

2. Підсилення плит з ПКД є більш ефективним для плит з меншим поперечним перерізом та відповідно до потреб будівництва можна збільшувати кількість композитних стрічок, які зменшують деформації та збільшують несучу здатність плит з ПКД.

3. Дані дослідження дозволяють розширити сферу застосування композитних стрічок як для нових плит з ПКД так і для підсилення вже існуючих.

4. В нормативних документах України [21] відсутні вказівки, щодо розрахунку та проектування конструкцій з ПКД підсилених композитними стрічками, тому данні дослідження можна використовувати для подальшої реалізації їх в нормативних документах.

Також, важливо зазначити, що моделювання композитних стрічок в програмному комплексі ЛІРА САПР потребує більш детальних досліджень для одержання точних результатів при їх сумісній роботі з дерев'яними конструкціями.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Михайловський Д. В. (2022)** Розрахунок панельних будинків з поперечно-клеєної деревини. *Монографія - К.: КНУБА, - 220 с.*
2. **Panchenko, O., & Zhuravskyi, O. (2018).** Оцінка міцності закріплення і обгрунтування способу наклеювання та анкерування композитної стрічки на бетон. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (2), 209–218. https://doi.org/10.32347/2522-4182.2.2018.209-218
3. **Yesypenko A., Bondar E., Sinyakin A., Panchenko A., & Pylypchuk O. (2021)** Innovative organizational and technological solutions for extending the operational life of the chimney H = 270m with using "SIKA" materials. *Інноваційні технології в архітектурі і будівництві, 414-420.*
4. **Руднєва І. М. (2021)** Технологічні особливості підсилення металевих конструкцій методом наклеювання високоміцних фіброармованих систем при реконструкції. *Будівельні конструкції. Теорія і практика, (8),* 32 - 43. https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.32-43
5. **Birman V., Huang X., Nanni A., & Tunis G. (2003)** Properties and potential for application of steel reinforced polymer (SRP) and steel reinforced grout (SRG) composites. *Internet. University, of Missouri-Rolla, 27 p.*
6. **Зятюк Ю. Ю. (2016)** Операційність технології виконання робіт при підсиленні дослідних залізобетонних зразків (матеріалами фірми SIKA). *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, 466-475.*
7. **Juliano Fiorelli, & Antonio Alves Dias. (2003)** Analysis of the strength and stiffness of timber beams reinforced with carbon fiber and glass fiber. *Materials Research, Vol.6. (2), 193-202.*
8. **Mascia N. T., Bertoline C. A. A., Baságlia C. D., & Donadon B. F. (2018)** Numerical analysis of glued laminated timber beams reinforced by vectran fibers. *Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 18, (3), p. 359-373.* http://doi.org/10.1590/s1678-6212018000300286
9. **Ümmü K Isleye, Rahim Ghoroubi, Omer Mercimek, Ozgür Anil, & Recep Tugrul. (2021)** Behavior of glulam timber beam strengthened with carbon fiber reinforced polymer strip for flexural loading. *Journal of Reinforced Plastics and Composites, Vol.40 (17-18), - 665-685.* https://doi.org/10.1177/0731684421997924
10. **Kawecki, B., & Sumorek, A. (2022)** Reliability-based numerical analysis of glulam beams reinforced by CFRP plate. *Appl. Sci. 12, 10304.* https://doi.org/10.3390/app122010304
11. **Dániel, H., Habashneh, M. & Rad, M.M. (2022)** Analysis of the strength and stiffness of timber beams reinforced with carbon fiber and glass fiber. *Sci rep 12,* https://doi.org/10.1038/s41598-022-17751-6
12. **Vilela R., Mascia N. T., Donadon B. F., & Soriano J. (2023)** Mechanical performance analysis in bending of glulam beams reinforced with synthetic vectran fibres. *Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 23, (4), p. 289-302. http://dx.doi.org/10.1590/s1678-86212023000400704* .
13. **Çankal D., Şakar G., & Çelik H. K. (2023)** A

criticism on strengthening glued laminated timber beams with fibre reinforcement polymers, numerical comparisons between different modelling techniques and strengthening configurations. *Revista de la construcción. Journal of construction, 22(3), 661-678.* https://doi.org/10.7764/RDLC.22.3.661 .

14. **Hala Younis, Haider Al Abadi, Vipulkumar Ishvarbhai Patel & Hossam Aboel Naga. (2024)** Finite element analysis of fibre reinforced timber beams under flexural loading. *Australian Journal of Structural Engineering.* https://doi.org/10.1080/13287982.2024.2346955

15. **Qing Chun, Koenraad Van Balen & Jianwu Pan. (2014)** Flexural performance of small fir and pine timber beams strengthened with near-surface mounted carbon-fiber-reinforced polymer (nsm cfrp) plates and rods. *International Journal of Architectural Heritage*, 106-117. https://doi.org/10.1080/15583058.2014.971195

16. **Ianasi, A. C. (2015)** On the role of cfrp reinforcement for wood beams stiffness. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 95.* *https://doi.org/10.1088/1757-899x/95/1/012015*

17. **Karagöz Işleyen, Ü., & Kesik, H. İ. (2021)** Experimental and numerical analysis of compression and bending strength of old wood reinforced with cfrp strips. *Structures, 33, 259–271.* https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.04.070

18. **Śliwa-Wieczorek, K., Ostrowski, K. A., JaskowskA-LemańskA, J., & Karolak, A. (2021)** The influence of cfrp sheets on the load-bearing capacity of the glued laminated timber beams under bending test. *Materials, 14 (14), 4019 .* https://doi.org/10.3390/ma14144019

19. **Wdowiak-Postulak A. (2022)** Strengthening of Structural Flexural Glued Laminated Beams of Ashlar with Cords and Carbon Laminates. *Materials, 15 (23), 8303.* https://doi.org/10.3390/ma15238303

20. **Башинський О. І., Боднарчук Т.Б., & Пелешко М.З. (2014)** Несуча здатність та вогнестійкість дерев'яних балок армованих зовнішньою стрічковою арматурою. *Вісник Львівського державного університету безпеки життєдіяльності. № 9. - С. 184-189.*

21. **Сурмай М.І. (2015)** Міцність та деформативність дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою. *Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. 185 с.*

22. **Гомон С., & Поліщук М. (2019)** Влаштування комбінованого армування балок із клеєної деревини. *Вісник Львівського Національного Аграрного Університету Архітектура і сільськогосподарське будівництво № 20 . ст. 44-49.*

23. **Bula, S., & Pelekh, A. (2023)** Comparing the efficiency of strengthening timber beams reinforced with carbon composite rods and plates. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies,5 (7 (125)), 14–22.* https://doi.org/10.15587/1729-4061.2023.287673

24. **Komar M.A., Komar O.A., Mykhailovskyi D.V. (2022)** Engineering method of calculating laminated timber elements reinforced with composite tapes. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles.* (109), 239-262. https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.239-262

25. **ДБН В.2.6-161:2017 (2017)** «Дерев'яні конструкції. Основні положення». Київ, "Укрархбудінформ", 125 с.

REFERENCES

1. **Mykhailovskyi D. V. (2022)** Rozrakhunok panelnykh budynkiv z poperechno-kleienoi derevyny. *Monohrafiia - K.: KNUBA, - 220.*

2. **Panchenko, O., & ZhuravskyI, O. (2018).** Otsinka mitsnosti zakriplennia i obhruntuvannia sposobu nakleiuvannia ta ankeruvannia kompozytnoi strichky na beton. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka,*, (2), 209–218. https://doi.org/10.32347/2522-4182.2.2018.209-218

3. **Yesypenko A., Bondar E., Sinyakin A., Panchenko A., & Pylypchuk O. (2021)** Innovative organizational and technological solutions for extending the operational life of the chimney H = 270m with using "SIKA" materials. *Innovatsiini tekhnolohii v arkhitekturi i budivnytstvi, 414-420.*

4. **Rudnieva I. M. (2021)** Tekhnolohichni osoblyvosti pidsylennia metalevykh konstriksii fibroarovanykh system pry rekonstruktsiI. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka, (8), 32 - 43.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.32-43

5. **Birman V., Huang X., Nanni A., & Tunis G. (2003)** Properties and potential for application of steel reinforced polymer (SRP) and steel reinforced grout (SRG) composites. *Internet. University, of Missouri-Rolla, 27 p*.
6. **Ziatiuk Yu. Yu. (2016)** Operatsiinist tekhnolohii vykonannia robit pry pidsylenni doslidnykh zalizobetonnykh zrazkiv (materialamy firmy SIKA). *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy, 466-475.*
7. **Juliano Fiorelli, & Antonio Alves Dias. (2003)** Analysis of the strength and stiffness of timber beams reinforced with carbon fiber and glass fiber. *Materials Research, Vol.6. (2), 193-202.*
8. **Mascia N. T., Bertoline C. A. A., Baságlia C. D., & Donadon B. F. (2018)** Numerical analysis of glued laminated timber beams reinforced by vectran fibers. *Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 18, (3), p. 359-373.* http://doi.org/10.1590/s1678-6212018000300286
9. **Ümmü K Isleye, Rahim Ghoroubi, Omer Mercimek, Ozgür Anil, & Recep Tugrul. (2021)** Behavior of glulam timber beam strengthened with carbon fiber reinforced polymer strip for flexural loading. *Journal of Reinforced Plastics and Composites, Vol.40 (17-18), - 665-685.* https://doi.org/10.1177/0731684421997924
10. **Kawecki, B., & Sumorek, A. (2022)** Reliability-based numerical analysis of glulam beams reinforced by CFRP plate. *Appl. Sci. 12, 10304.* https://doi.org/10.3390/app122010304
11. **Dániel, H., Habashneh, M. & Rad, M.M. (2022)** Analysis of the strength and stiffness of timber beams reinforced with carbon fiber and glass fiber. *Sci rep 12,* https://doi.org/10.1038/s41598-022-17751-6
12. **Vilela R., Mascia N. T., Donadon B. F., & Soriano J. (2023)** Mechanical performance analysis in bending of glulam beams reinforced with synthetic vectran fibres. *Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 23, (4), p. 289-302.* *http://dx.doi.org/10.1590/s1678-86212023000400704* .
13. **Çankal D., Şakar G., & Çelik H. K. (2023)** A criticism on strengthening glued laminated timber beams with fibre reinforcement polymers, numerical comparisons between different modelling techniques and strengthening configurations. *Revista de la construcción. Journal of construction, 22(3), 661-678.* https://doi.org/10.7764/RDLC.22.3.661 .
14. **Hala Younis, Haider Al Abadi, Vipulkumar Ishvarbhai Patel & Hossam Aboel Naga. (2024)** Finite element analysis of fibre reinforced timber beams under flexural loading. *Australian Journal of Structural Engineering.* https://doi.org/10.1080/13287982.2024.2346955
15. **Qing Chun, Koenraad Van Balen & Jianwu Pan. (2014)** Flexural performance of small fir and pine timber beams strengthened with near-surface mounted carbon-fiber-reinforced polymer (nsm cfrp) plates and rods. *International Journal of Architectural Heritage*, 106-117. https://doi.org/10.1080/15583058.2014.971195
16. **Ianasi, A. C. (2015)** On the role of cfrp reinforcement for wood beams stiffness. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 95.* *https://doi.org/10.1088/1757-899x/95/1/012015*
17. **Karagöz Işleyen, Ü., & Kesik, H. İ. (2021)** Experimental and numerical analysis of compression and bending strength of old wood reinforced with cfrp strips. *Structures, 33, 259–271.* https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.04.070
18. **Śliwa-Wieczorek, K., Ostrowski, K. A., JaskowskA-LemańskA, J., & Karolak, A. (2021)** The influence of cfrp sheets on the load-bearing capacity of the glued laminated timber beams under bending test. *Materials, 14 (14), 4019 .* https://doi.org/10.3390/ma14144019
19. **Wdowiak-Postulak A. (2022)** Strengthening of Structural Flexural Glued Laminated Beams of Ashlar with Cords and Carbon Laminates. *Materials, 15 (23), 8303.* https://doi.org/10.3390/ma15238303
20. **Bashynskyi O. I., Bodnarchuk T.B., & Peleshko M.Z. (2014)** Nesucha zdatnist ta vohnestiikist derevianykh balok armovanykh zovnishnoiu strichkovoiu armaturoiu. *Visnyk lvivskoho derzhavnoho universytetu bezpeky zhyttiediialnosti. № 9. - S. 184-189.*
21. **Surmai M.I. (2015)** Mitsnist ta deformatyvnist doshchatokleienykh balok armovanykh skloplastykovoiu ta bazaltovoiu armaturoiU. *dysertatsiia na zdobuttia naukovoho stupenia kandydata tekhnichnykh nauk. 185 s.*
22. **Homon S., & Polishchuk M. (2019)** Vlashtuvannia kombinovanoho armuvannia balok iz kleienoi derevyny. *Visnyk lvivskoho natsionalnoho ahrarnoho universytetu arkhitektura i silskohospodarske budivnytstvo № 20 . s. 44-49.*

23. **Bula, S., & Pelekh, A. (2023)** Comparing the efficiency of strengthening timber beams reinforced with carbon composite rods and plates. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies,5 (7 (125)), 14–22.* https://doi.org/10.15587/1729-4061.2023.287673

24. **Komar M.A., Komar O.A., Mykhailovskyi D.V. (2022)** Engineering method of calculating laminated timber elements reinforced with composite tapes. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles.* (109), 239-262. https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.239-262

25. **DBN V.2.6-161:2017 (2017)** «Dereviani konstruktsii. Osnovni polozhennia». *Kyiv, "Ukrarkhbudinform", 125 s*

ANALYSIS OF STRESS-STRAIN STATE OF PLATES MADE OF CROSS-LAMINATED TIMBER REINFORCED WITH COMPOSITE TAPES

Denis MYKHAYLOVSKYI,
Mykola KOMAR,
Oleg KOMAR

Summary. In our time, the construction industry is actively developing in various directions. Constructions with large cross-sections are being replaced by counterparts with reduced cross-sections using various types of reinforcement.

Cross-laminated timber (CLT) panels are a massive, multi-layered glued timber construction material. For high-rise building structures and wooden buildings, the use of CLT panels is the primary method for arranging floors and roofs. Layers of timber are glued together under pressure, forming a virtually ready-made panel. The layers of timber lamellas are laid perpendicular to each other, transversely. The outer layers usually have the same orientation, while the internal layers, perpendicular to the outer ones, may consist of cheaper wood to save costs. Most often, softwood is used for the production of such panels as the most affordable.

However, the production of such panels requires significant material costs. Therefore, research in the field of reinforcement of CLT panels to reduce their cross-section is relevant.

Composite materials are leading in structural reinforcement now, as most of them have high resistance to various chemical influences, such as alkalis, acids, chlorides, sulfates, nitrates, and others. This allows them to be used both in industrial and agricultural construction, where there is a significant impact of the external environment on structures reinforced with composite materials, and in residential buildings, without harm to residents.

After analyzing the stress-strain state through modeling in the LIRA CAD software package of CLT panels reinforced with composite strips and comparing them with similar panels without reinforcement, we can conclude that such materials can be excellently combined with cross-laminated timber structures, allowing to increase the load-bearing capacity while reducing their cross-section.

Keywords. Wooden structures; cross-laminated timber; composite materials; composite tapes; stress-strain state; reinforcement.

Стаття надійшла до редакції 17.04.24

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.41-56
УДК624.159

ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ ГЛИБОКИХ КОТЛОВАНІВ ВИСОТНИХ СПОРУД

Володимир КРІПАК[1], Віра КОЛЯКОВА[2], Ганна ШПАКОВА[3]

[1,2,3] Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних сил, Київ, Україна, 03037
[1]kripak.vd@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-6575-5015
[2]koliakova.vm@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0001-6879-8520
[3]shpakova.gv@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0003-2124-0815

Анотація. В умовах сьогодення освоєння підземного простору справедливо можна вважати одним із найважливіших і динамічних напрямків у цивільному та промисловому будівництві на світовому рівні.

В Україні підземне будівництво набуває особливого значення у зв'язку з агресивною війною Росії. Найбільш активно підземні та заглиблені споруди зводять у великих містах та мегаполісах. Основні причини, які обумовлюють необхідність використання підземного простору в містах, включають відсутність вільних територій у межах історично сформованої забудови та вимоги до розвитку міської інфраструктури.

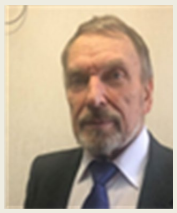
Сьогодні підземний простір використовують не тільки для розміщення інженерних комунікацій і транспортних об'єктів, а й для будівництва громадських комплексів, багатоповерхових підземних гаражів і паркінгів, торгових центрів, а також заглиблених частин житлових і офісних будівель.

Конструктивні рішення для підземних і заглиблених споруд, а також методи їх будівництва залежать від об'ємно-планувальних рішень, призначення, глибини закладення, інженерно-геологічних, кліматичних та сейсмічних умов будівництва, навантажень на поверхню, та близькості інших будівель і споруд.

Сьогодні максимальна глибина котлованів, що проектуються в міських умовах, зазвичай не перевищує 25-30 м, а кількість підземних поверхів складає п'ять-шість.

Зважаючи на зростаючий попит на підземний простір, особливо в густонаселених районах, проектувальники та інженери стикаються з низкою викликів, що потребують інноваційних підходів та сучасних технологій. Це включає використання новітніх методів геотехнічного моделювання, застосування високоякісних матеріалів, що забезпечують довговічність і безпеку конструкцій, та впровадження ефективних систем водовідведення і гідроізоляції.

Особливу увагу слід приділяти питанням безпеки під час будівництва та експлуатації підземних споруд, оскільки вони можуть бути піддані впливу природних і техногенних факторів, таких як підземні води, рух ґрунтів та сейсмічна активність. Важливим аспектом є також забезпечення комфортних умов для людей, які користуються підземними об'єктами, що включає в себе вентиляцію, освітлення та евакуаційні шляхи.



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



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



Ганна ШПАКОВА
професор кафедри будівельних
технологій,
к.т.н., д.е.н., професор.

© В. КРІПАК, В.КОЛЯКОВА, Г.ШПАКОВА, 2024

ISSN 2522-4182

Наукові дослідження та досвід міжнародних проектів демонструють, що правильне використання підземного простору здатне значно підвищити ефективність використання міських територій, сприяти сталому розвитку міст та поліпшенню якості життя їх мешканців. Інвестиції в підземне будівництво стають дедалі більш виправданими з огляду на довгострокові вигоди та необхідність адаптації до умов сучасного урбанізованого середовища.

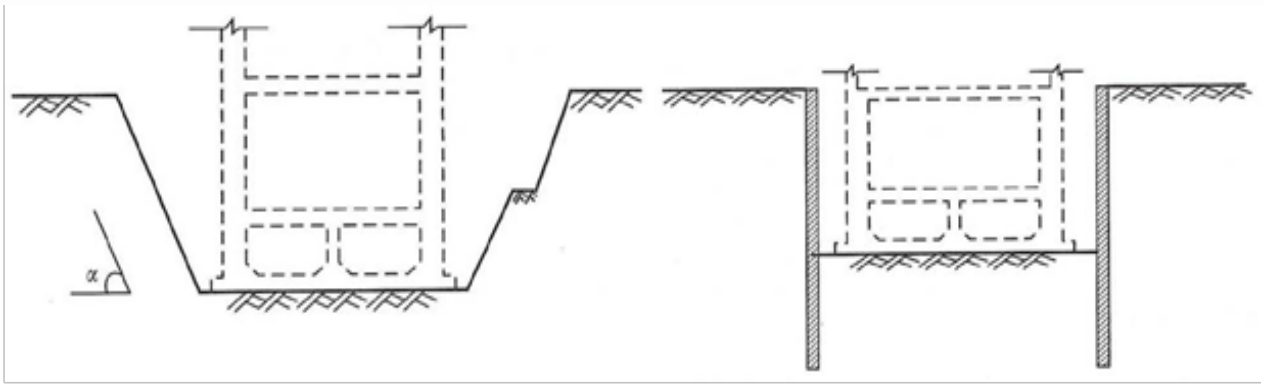
Загалом, підземне будівництво є важливим напрямком, що має значний потенціал для розвитку та вдосконалення у майбутньому, відповідаючи на виклики часу та сприяючи розвитку сучасної інфраструктури.

Ключові слова. Котлован; підземний простір; спускний колодязь; грунтовий анкер; бурові палі; технологія «top-down»; розпірна ферма.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Переважна більшість підземних і заглиблених міських цивільних об'єктів, компактних в плані, а також лінійних споруд невеликої глибини влаштовують відкритим або напівзакритим способом в котлованах. При цьому щорічний обсяг таких проєктів підземного будівництва Україні і за кордоном неухильно зростає, а також збільшуються масштаби будівельних проєктів.

Зведення підземних споруд відкритим способом може здійснюватися як в котловані без кріплення, сторони яких утворені під кутом природного ухилу грунту, так і в котлованах, що підтримуються огороджувальними конструкціями (рис. 1).



а *б*

Рис. 1. Схема будівництва в котловані:
а - з ухилами;
б - з огорожею.

Fig. 1. Construction scheme in an excavation pit:
a - with slopes;
b - with enclosure.

Будівництво котлованів в схилах є найпростішим і, як правило, економічним рішенням, але застосування цього методу зустрічає безліч обмежень, особливо в умовах обмеженої міської забудови. Обмеженням, перш за все, є необхідна глибина котловану. Зі збільшенням глибини закладення необхідно робити більш пологі ухили, займана площа і обсяг вийнятого з котловану грунту значно збільшуються, що робить цей спосіб недоцільним або неможливим через обмеженість ділянки. Грунтові води значно ускладнюють застосування цього методу, так як виникає необхідність використання будівельного зневоднення. Тому котловани в схилах зазвичай влаштовують в місцях при відсутності забудови та з глибоким рівнем грунтових вод.

Ще однією технологією зведення підземних споруд в котловані є спорудження спускного колодязя. Цей спосіб будівництва має на увазі спорудження колодязя на поверхні або в піонерному котлованії, відкритому зверху і знизу. Стінки в нижній частині колодязя оснащуються ріжучою кромкою - ножем. При виїмці грунту всередині колодязя конструкція занурюється в землю під власною вагою або додатковим навантаженням.

У міру занурення стінки колодязя можна нарощувати. Після того, як колодязь занурений на проєктну глибину, влаштовують дно, гідроізоляцію і роблять конструкції всередині колодязя. Як правило, колодязі проектують круглої форми в плані (рис. 2), хоча можлива і інша їх форма.

Конструкція опускних колодязів виконується з монолітного, збірного або збірного монолітного залізобетону. Діаметр може варіюватися від декількох метрів до декількох десятків метрів. Найбільша споруда в світі, побудована методом опускного колодязя, - має діаметр 66 м і глибину занурення 70 м.



Рис. 2. Проходка збірно- монолітного опускного колодязя.
Fig. 2. Passage of a prefabricated monolithic well.

У міських умовах поблизу будівель такий спосіб в даний час зустрічається вкрай рідко у зв'язку з можливістю розвитку просадок існуючих будівель при зустрічі великих включень в грунтах в процесі роботи, наявності слабких і водонасичених грунтів.

Зведення підземних споруд в міських умовах, коли будівельний майданчик тісний і обмежений будівлями і спорудами, підземними комунікаціями, дорогами і об'єктами благоустрою, повинно проводитися не тільки з урахуванням вимог будівельних норм і правил надійності споруджуваних об'єктів, але і з урахуванням вимог щодо мінімізації впливу на існуючі будівлі і геологічне середовище. В умовах обмеженого простору в переважній більшості випадків котловани проєктуються із застосуванням огороджувальних конструкцій, що дозволяють досягти ~~поставлених цілей~~ встановленої мети.

Найпростішою у виконанні і, відповідно, економічною є конструкція огорожі котловану, влаштована з вертикальних сталевих елементів, занурених в землю по контуру котловану. По мірі виїмки грунту в котловані між металевими елементами встановлюється огорожа з дерев'яних дошок або сталевого листа, що запобігає потраплянню грунту в яму.

Як правило, в якості несучих сталевих елементів використовуються труби або двотаврові балки (рис. 3), які занурюються в пробурені свердловини-лідери або задавлюються.

Цей вид огорожі не є водонепроникним, тому якщо він використовується в водонасичених грунтах, потрібно водопониження. У порівнянні з іншими типами огорожі котлованів конструкція із забіркою і більш деформується і менш міцна.



Рис. 3. Огородження котловану зі стальних елементів з забіркою.
Fig. 3. Fencing of the pit from steel elements with a fence.

Як правило, спектр його застосування обмежується глибиною котловану до 10 м, його застосування не рекомендується при наявності водонасичених структурно нестійких грунтів в основі.

Найпростішою у виконанні і, відповідно, економічною є конструкція огорожі котловану, влаштована з вертикальних сталевих елементів, занурених в землю по контуру котловану. По мірі виїмки грунту в котловані між металевими елементами встановлюється огорожа з дерев'яних дощок або сталевого листа, що запобігає потраплянню грунту в яму.

Як правило, в якості несучих сталевих елементів використовуються труби або двотаврові балки (рис. 4), які занурюються в пробурені свердловини-лідери або задавлюються. Цей вид огорожі не є водонепроникним, тому якщо він використовується в водонасичених грунтах, потрібно водопонижения.

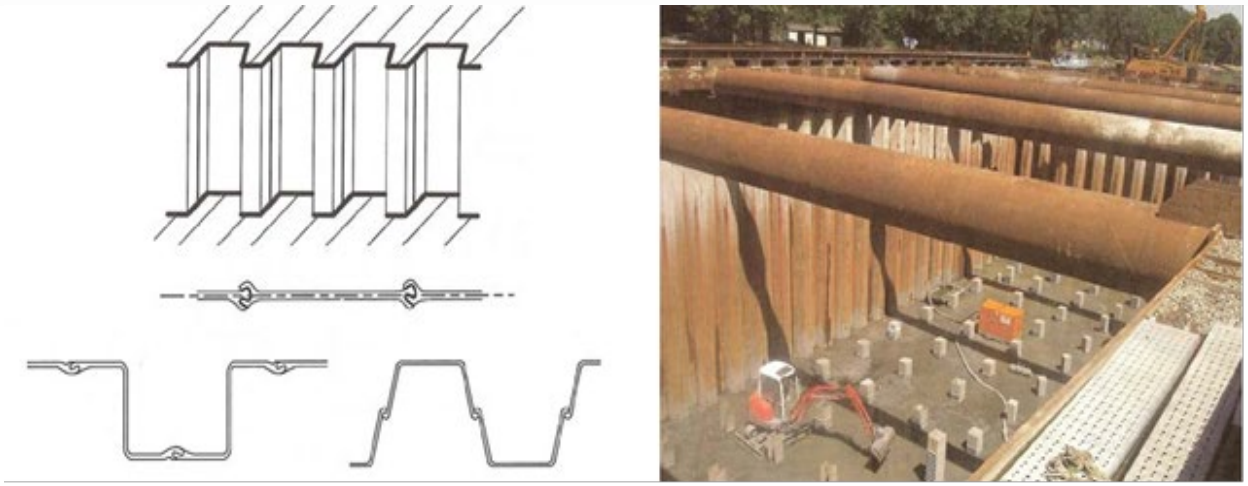


Рис. 4. Шпунтове огородження котловану.
Fig. 4. Sheet pile fencing of the pit.

У порівнянні з іншими типами огорожі котлованів конструкція із забіркою і більш деформується і менш міцна. Як правило, спектр його застосування обмежується глибиною котловану до 10 м, його застосування не рекомендується при наявності водонасичених структурно нестійких грунтів в основі.

В ідеальному випадку котлован повинен поєднувати в собі наступні основні функції:

сприймати бічний тиск грунту, бути непроникною завісою і сприймати гідростатичний тиск грунтових вод, при необхідності сприймати вертикальні навантаження, мінімізувати вплив котловану на навколишні будівлі. Сукупності всіх цих функцій найбільш повно відповідають конструкції, влаштовані методом «стіна в грунті». Зведення огорож котлованів і фундаментів будівель методом «стіна в грунті» передбачає спорудження вузької траншеї необхідної глибини в землі за допомогою спеціальної техніки, стійкість стін якої забезпечується спеціальними розчинами з бентонітових глин.

Після того як виїмка захватки доведена до проектного рівня, в неї занурюють просторовий арматурний каркас. Далі в траншею занурюється труба, в яку подається бетонна суміш, що витісняє на поверхню бентонітовий розчин, що перебував в захватці.

Таким чином, бетонування здійснюється знизу до гори в процесі підйому бетонолитної труби.

Послідовність робіт по влаштуванню «стіна в землі» показана на рис. 5

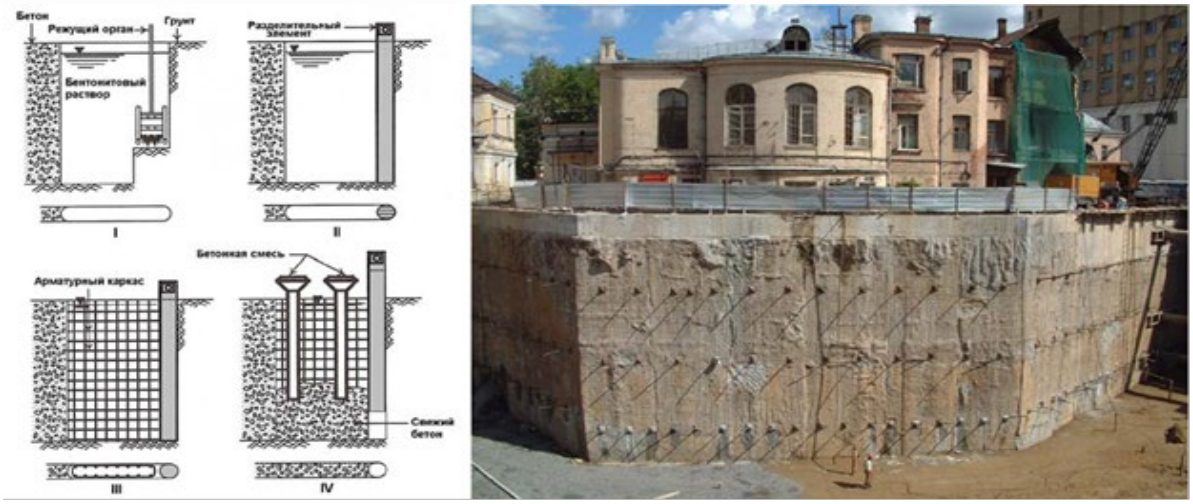


Рис. 5. Послідовність влаштування «стіни в грунті». Приклад влаштування монолітної «стіни в грунті».

Fig. 5. The sequence of installation of the "wall in the ground". An example of a monolithic "wall in the ground".

Крім описаної технології влаштування монолітних залізобетонних «стін в землі», використовують також збірні і збірні монолітні стіни, для зведення яких в траншею занурюють елементи заводського виготовлення. При будівництві підземних споруд широко використовують збірні монолітні «стіни в грунті» з листовою арматурою. Ці конструкції складаються з несучих залізобетонних блоків заводського виготовлення з циліндричними бічними поверхнями, оснащених листовою арматурою з боку підземної споруди, і монолітних неармованих ділянок між ними. В даний час розробляються збірні «стіни в землі» з попередньо напруженою арматурою.

В сучасних умовах «стіна в грунті» є найбільш універсальною конструкцією, яка використовується в підземному будівництві для огорожі котлованів і захисту від грунтових вод. Устаткування провідних світових виробників здатне виготовляти стінки траншей глибиною до 70 м і шириною від 400 до 1200 мм Влаштування траншейних «стін в грунті» в міських умовах все ж має ряд обмежень, пов'язаних в першу чергу з можливістю виходу бентонітового розчину в порожнини в техногенних відкладеннях і макропористих грунтах.

Небезпечно також проникнення глиняної суспензії в інженерні комунікації в безпосередній близькості від них. Недоліком «стіни в грунті» є її висока вартість.

При складній формі конфігурації підземної споруди в плані все більш широке застосування набуває зведення огорож котлованів з буронабивних паль. Якщо рівень грунтових вод розташований нижче дна котловану або передбачається будівельне водопониження, конструкцію, що огороджує котлован, можна виконати з окремо стоячих або дотичних буронабивних паль.

Для монтажу тіла палі використовуються різні технології, найпоширеніша з яких - буріння грунту під захистом інвентарної обсадної труби, бетонування свердловини за допомогою піднятої бетонно-литої труби, занурення арматурного каркаса в «свіжий» бетон.

Для зведення огорож котлованів, як правило, використовують сікучі палі діаметром від 0,6 до 1,2 м, при відсутності грунтових вод застосовують окремі палі менших діаметрів. Досить висока міцність і жорсткість паль дозволяє розробляти під їх захист котловани глибиною до 20-25 м.

До недоліків таких підпірних стінок можна віднести гіршу гідроізоляцію, ніж траншейні «стіни в грунті», а також досить високу вартість. При неякісному виконанні паль в нестійких водонасичених грунтах можливі прориви грунтової маси в котлован через дефектні стики.

В останні роки при будівництві котлованів все частіше стала застосовуватися струменева технологія **(jet-grouting)**. Суть цієї технології полягає в змішуванні грунту з цементним розчином або в повній заміні грунту розчином за допомогою струменя високого тиску. Для цього в свердловини-лідери малого діаметра занурюють гідромонітор з боковим соплом для створення струменя води під високим тиском і торцевим отвором для подачі твердіючого наповнювача. При підйомі бурової штанги включається обертовий гідромонітор, який здійснює розмивання грунту в свердловині під тиском до50 МПа і одночасну подачу цементного розчину. В результаті в грунті утворюється стовп із грунтоцементу діаметром 0,8-1,5 м. (рис.6).

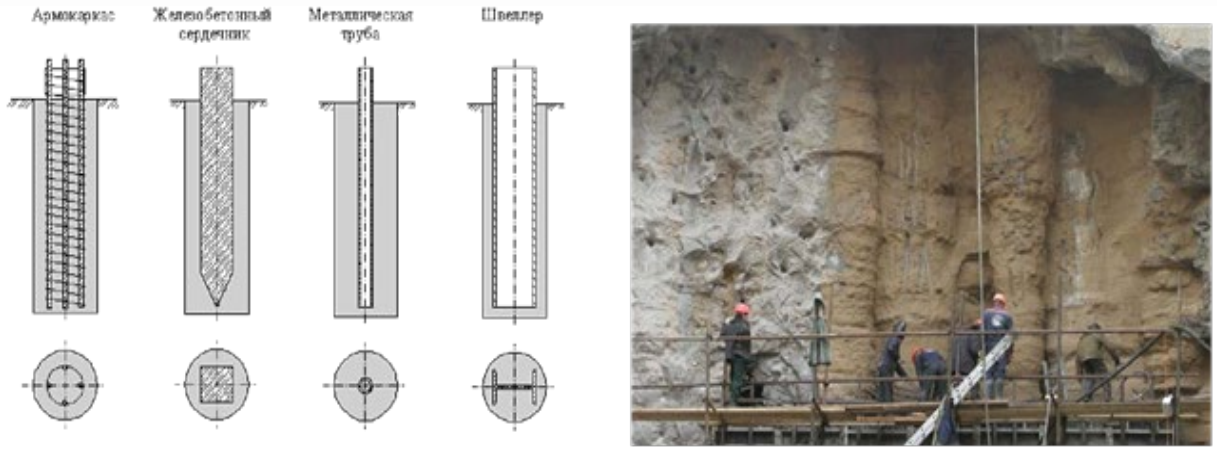


Рис. 6. Огородження котлованів, виконане з використанням струменевої технології.
Fig. 6. Fencing of pits made using jet technology.

Багаторядні струменеві палі також використовуються для зміцнення фундаментів будівель, розташованих на краю котлованів, разом зі створенням масивних підпірних стінок. Приклад такого технічного рішення огорожі котловану, реалізованого на практиці, наведено на рис. 7.

Сучасні технології надають проектувальникам і будівельникам широкий спектр методів влаштування огороджувальних конструкцій котлованів. Кожен з них, має свій ряд переваг і недоліків.

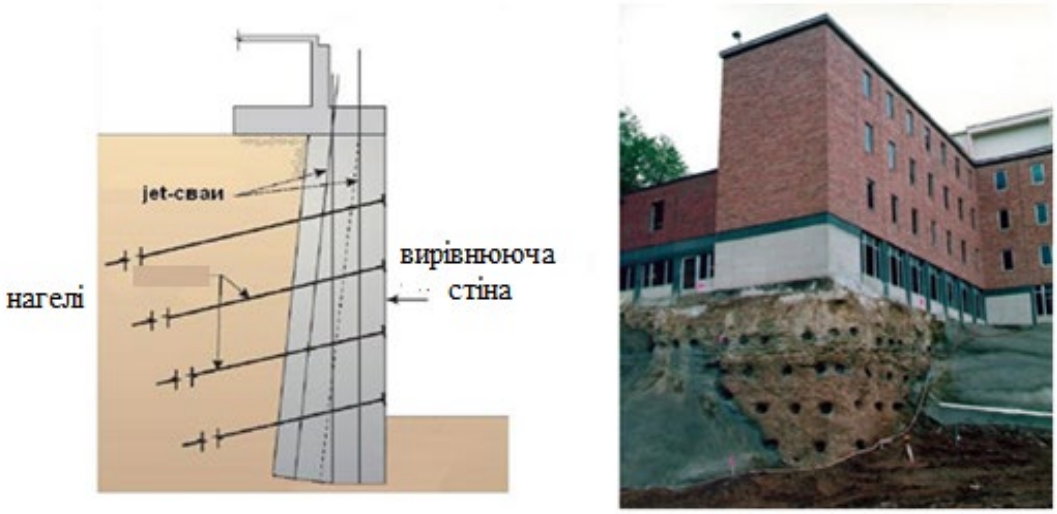


Рис. 7 Огородження котловану, обєднане з функцією підсилення фундаментів.
Fig. 7. Fencing of the pit, combined with the function of strengthening the foundations.

Ефективність використання того чи іншого виду огорожі визначається грунтово-гідрогеологічними умовами, глибиною і розмірами котловану, наявністю навколишніх будівель, споруд і комунікацій. Порівняння узагальнених техніко-економічних показників розглянутих типів огороджувальних конструкцій котлованів представлено на рис. 8.

Тип огорожі	Грунтові умови				Водопроникність	Міцність та жорсткість	Шум та вібрація	Вплив на навколишню забудову	Можлива глибина котловану	Швидкість будівництва	Можливість сприймати навантаження від будівлі	Економічність
	Слабкий грунт	Вологі піски	Водонасичені піски	Гравелисті та скальні грунти								
Огородження з металевих елементів із забіркою												
Шпунтове огородження												
Стіна в грунті												
Огородження з паль												
Огородження з використанням струминної або змішувальної технології												

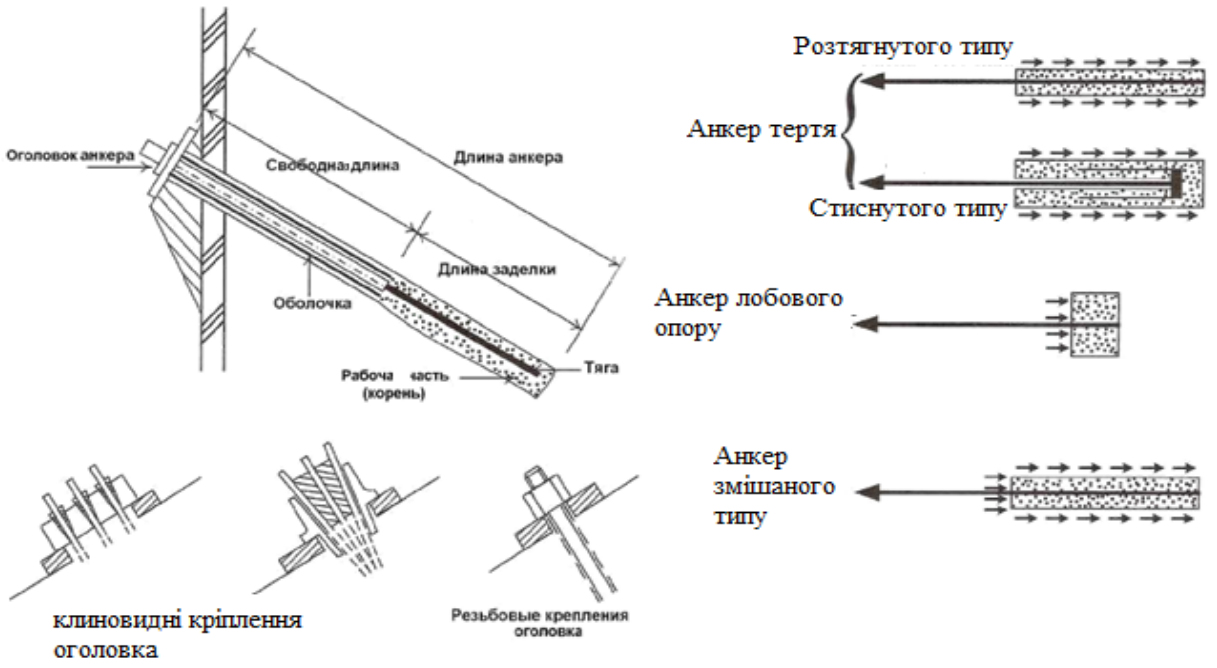
Добре Задовільно Погано

Рис. 8. Техніко-економічні показники різних типів огородження котлованів.
Fig. 8. Technical and economic indicators of various types of pit enclosures.

Консольні огорожі котлованів працюють в несприятливих умовах, так як їх стійкість забезпечується тільки закладенням нижнього кінця стіни в грунт. У таких конструкціях при гіперболічній залежності від глибини котловану збільшуються значення внутрішніх сил і горизонтальних переміщень. У міських умовах консольні підпірні стінки використовуються при глибині котловану, як правило, не перевищує 5 м.

СУЧАСНІ МЕТОДИ І ТЕХНОЛОГІЇ КРІПЛЕННЯ ОГОРОЖ КОТЛОВАНІВ.

Найкращим з точки зору зручності виїмки грунту і організації робіт в котловані є кріплення огороджувальної конструкції грунтовими анкерами. Анкери - це пристрої, що дозволяють передавати тягове зусилля на грунтову масу. За способом побудови анкери поділяються на свердлильні, гвинтові, подрібнені, забивні та комбіновані. У більшості випадків бурові анкери використовуються для кріплення огорож котловану в міських умовах. Конструкція бурового нагнітального ґрунтового анкера показана на рис. 9.а і складається з головки, стрижня в оболонці і робочої частини, затиснутої в землі. Штанга передає тягове зусилля від головки, закріпленої на внутрішній стороні огорожі котловану, на робочу частину (корінь) якоря, що запобігає протягування. За способом опору висмикуванню їх конструкції класифікуються на фрикційні анкери, анкери з опором і анкери змішаного типу (рис. 9.б). За конструкцією анкерного стрижня розрізняють штокові, багатожильні і трубчасті анкери. Як правило, анкери піддаються попередньому натягу, що дозволяє зменшити горизонтальні переміщення огорожі котловану і згинальні моменти в ній.



а *б*

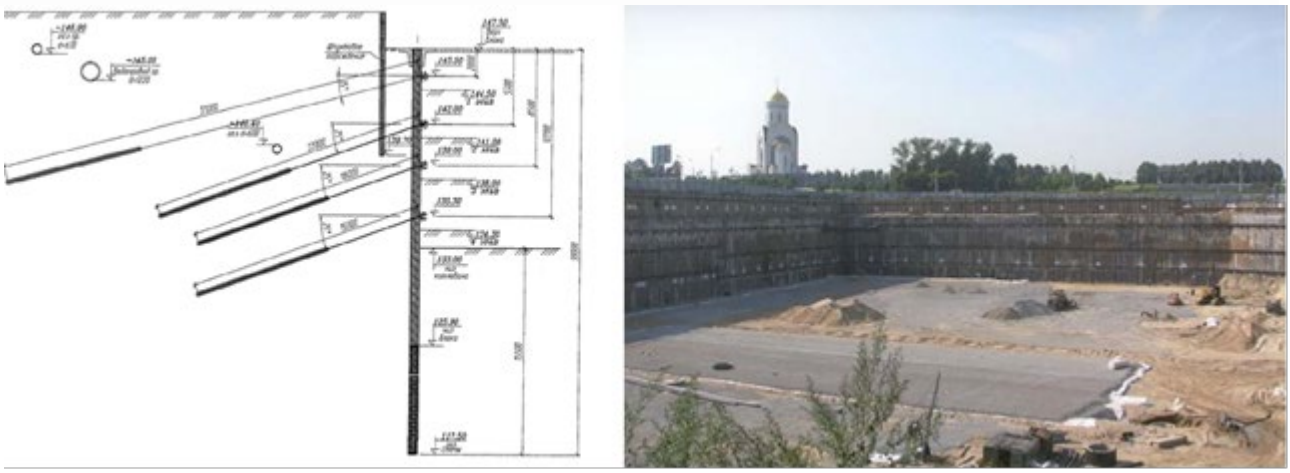
Рис. 9. Конструкції анкерів:
а- ін'єкційного грунтового анкера;
б - типи анкерів.

Fig. 9. Anchor structures:
a- injection soil anchor;
b - types of anchors.

Сила тяги, яка може бути передана на якір, визначається несучою здатністю якоря по грунту, а також міцністю самої конструкції анкерного стрижня. У слабких ґрунтах збільшити несучу здатність якоря на ґрунті можна за рахунок збільшення довжини анкерного кореня або його діаметра, застосування багаторазових ін'єкцій та вибору правильної технології ін'єкції. Несуча здатність ґрунтових анкерів повинна бути підтверджена пробними випробуваннями. Значення сил, що сприймаються на практиці одиничним якорем в дисперсних грунтах, як правило, знаходяться в межах від 0,1 до 0,5 МН, а в напівскельних і скельних - до 1 МН. Анкери встановлюються по периметру котловану з горизонтальним кроком, зазвичай 0,8-2,5 м при куті нахилу до горизонту до 30-40 м. Для більш рівномірної передачі зусиль від анкерів до огорожі котловану влаштовують розподільні пояси.

У глибоких котлованах і анкери встановлюються в кілька ярусів по висоті. Чим глибше котлован, тим більша кількість ярусів потрібна, і тим менше відстань між анкерами. Коріння анкерів повинні розташовуватися за межами трикутної призми активного тиску ґрунту на підпірну конструкцію, тому довжина анкерів в нижніх ярусах зазвичай коротше, ніж у верхніх.

За часом експлуатації ґрунтові анкери поділяються на тимчасові та постійні. Термін служби тимчасових анкерів не повинен перевищувати двох років, їх використовують тільки на етапі виїмки котловану. Постійні анкери є невід'ємною частиною конструкції заглибленої споруди протягом усього терміну її служби. Для постійних анкерів повинна бути передбачена антикорозійний захист.



а *б*

Рис. 10. Схема анкерного кріплення (а) і приклад виготовленого котловану із кріплення стін анкерами.

Fig. 10. Scheme of anchor fastening (a) and an example of a prepared pit from fastening walls with anchors.

Крім того, в даний час в практиці зведення котлованів використовується тимчасова розпірна система з металевих елементів для кріплення огорож котлованів (рис. 12). В якості розпірок зазвичай використовуються сталеві труби або сортовий прокат. У глибоких котлованах розпірні системи встановлюються в кілька ярусів. Висоти установки ярусів стійок вибираються з статичного розрахунку конструкції з урахуванням зручності їх подальшого демонтажу. Для цього розпірки розташовуються трохи вище постійних перекриттів в підземній частині проектованої конструкції. Крок установки розпірних елементів в плані, як правило, знаходиться в діапазоні від 4 до 8 м. Оскільки розпірки передають на огорожу значні зосереджені навантаження, монтаж металевих або залізобетонних розподільних поясів на рівні

установки розпірок є обов'язковим. При необхідності установки розпірок більше 20 м зазвичай роблять тимчасові проміжні опори-стійки, які зменшують вільну довжину стійок.

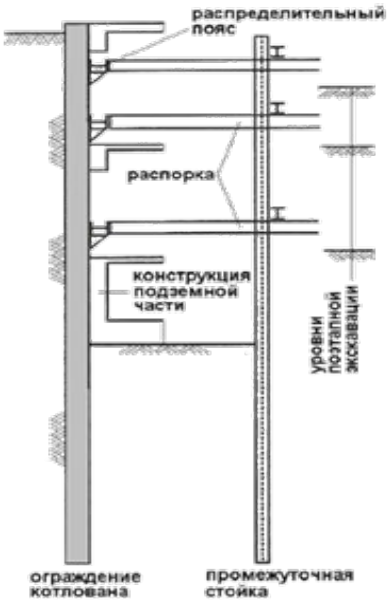


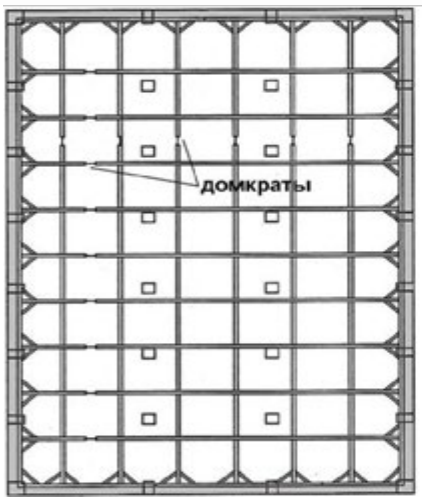


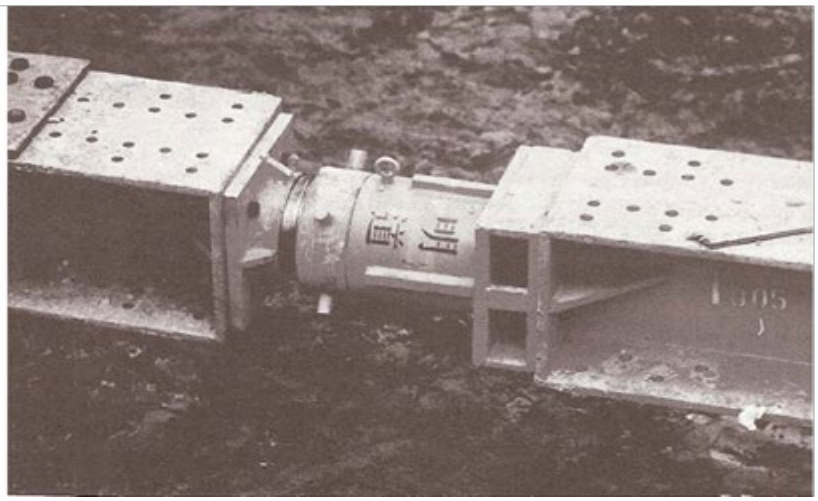
Рис. 11. Багатоярусне розташування кріплення котловану.
Fig. 11. Multi-tiered location of pit fastening.

Ще одне нововведення, яке отримало широке поширення за кордоном - розпірні системи у вигляді ферм (рис.12).

Конструкції горизонтальних залізобетонних ферм з проміжними стійками використовуються) для виїмки котлованів значних розмірів у плані.

Після завершення котловану такі конструкції можна включати в ребристі перекриття підземних поверхів споруди.





а *б*

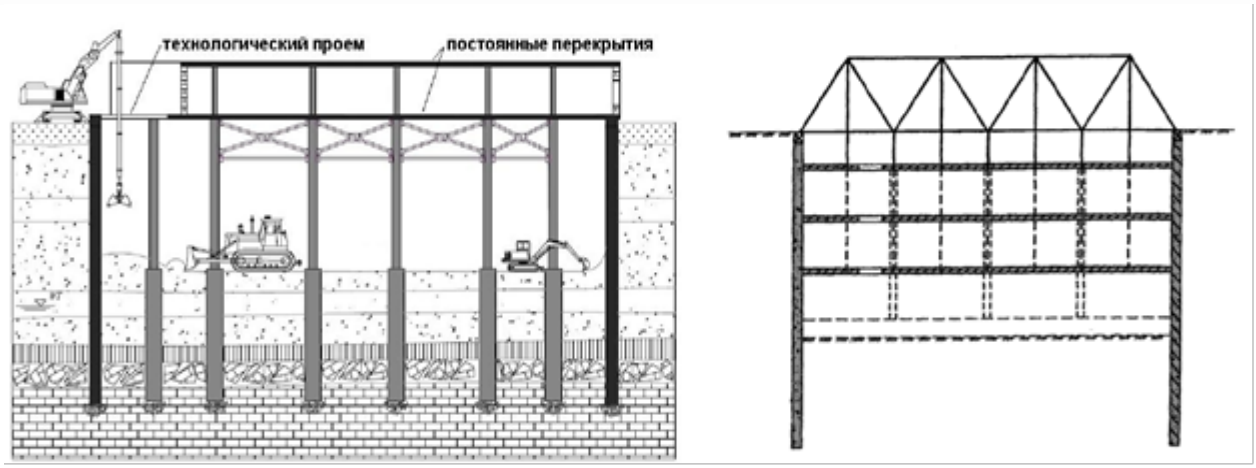
Рис. 12. Розпірне кріплення із інвентарних елементів (а) і конструкція напружуючого домкрату (б).
Fig. 12. Spacer fastening from inventory elements (a) and construction of tension jack (b).

На практиці також часто використовуються різні комбіновані утримуючі системи для огорожі котлованів, які включають в себе як анкерні, так і розпірні елементи кріплення. Для котлованів складної і неправильної конфігурації в плані застосовують комбінацію цих видів кріплення в різних частинах периметра (рис. 13). На ділянках звуження котловану або кутових ділянках раціональніше використовувати розпірні системи, в той час як в місцях максимальної ширини котловану перевага віддається анкерної опори. Комбінації анкерів і підкосів по висоті огорожі виникають, коли нижній ярус кріплення потрібно розташувати нижче рівня грунтових вод і при цьому забезпечити гідроізоляцію підпірної конструкції.



Рис. 13. Комбіновані утримуючі системи.
Fig. 13. Combined holding systems

Будівництво підземних і заглиблених споруд в обмежених міських умовах часто здійснюється за допомогою напівзакритого способу виїмки грунту за технологією «зверху-вниз», що дозволяє мінімізувати вплив будівництва на природний напружено-деформований стан ґрунтової маси. Цей спосіб має на увазі установку тимчасових або постійних опор всередині контуру споруди з поверхні грунту або з проміжних відміток в котлован, що підтримують перекриття підземної частини будівлі, забетонованої на грунті і сприймає тиск від огорожі котловану. Виїмка грунту в котловані здійснюється з-під перекриттів через технологічні отвори (рис. 14.а).



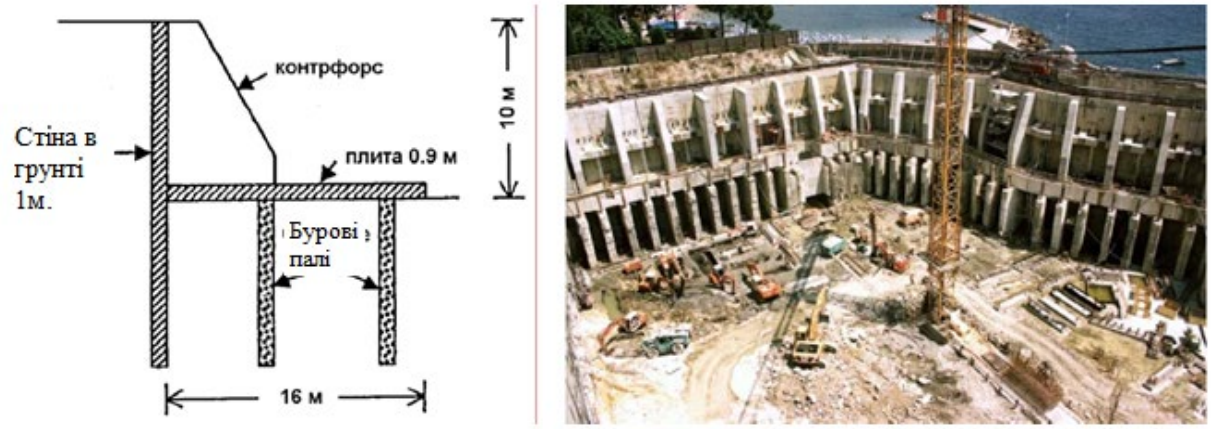
а *б*

Рис. 14. Будівництво підземного простору по технології «top-down».
Fig. 14. Construction of underground space using "top-down" technology.

Міжповерхові перекриття бетонуються послідовно в міру видалення грунту. У разі використання тимчасових опор, що підтримують перекриття, їх демонтують після зведення фундаментної плити і постійних колон або несучих стін, забетонованих знизу вгору (рис. 14.б)

В якості огорожі котловану при будівництві за технологією «зверху-вниз» зазвичай використовується «стіна в грунті», яка здатна поглинати вертикальні навантаження від ваги підземних поверхів.

Ще одним яскравим прикладом застосування додаткових заходів у світовій практиці є влаштування так званих Т-образних підпірних стінок, або огорож з контрфорсами. Такі конструкції використовуються на значних глибинах і площах котлованів. Контрфорси можуть влаштовуватися як методом «стіни в грунті», так і з монолітного залізобетону в піонерному котловані. Прикладом застосування останньої технології є будівництво культурного комплексу в Сінгапурі (рис. 15.б). Конструктивна схема огородження котловану комплексу показана на рис. 15.а. Котлован мав глибину 10 м і ширину понад 180 м. Будівництво підземної частини почалося з монтажу «шламової стіни» по периметру і тимчасового шпунтового паркану на відстані 17 м від нього всередині контуру споруди. Перед початком земляних робіт з поверхні між стіною і шпунтовими палями були зроблені бурові палі, забетоновані до рівня дна котловану. Далі була проведена розробка піонерного котловану між постійною і тимчасовою стінами під захистом двох ярусів підкосів. Після завершення земляних робіт була встановлена фундаментна плита і контрфорси, що дозволило додатково утримувати тиск грунту без допомоги додаткового кріплення «стіни в грунті». Роботи завершилися демонтажем стіни з тимчасової шпунтової палі та виїмкою основного котловану.



а *б*

Рис. 15. Влаштування огороджувальних конструкцій котлованів з контрфорсами.
а Конструктивна схема огорожі підпірними стінками з контрфосами
б Зведення культурного комплексу в Сінгапурі з використанням стін з контрфосами

Fig. 15. Installation of enclosure structures of pits with buttresses.
a Structural scheme of the fence with retaining walls with counterfosses
b Construction of a cultural complex in Singapore using walls with buttresses

При проектуванні підземних споруд, які зводяться в огороджених котлованах необхідно виконувати вимоги нормативних документів [1, 2]. Відповідно до розділу 9 [2] розрахунки повинні передбачати визначення: несучої здатності основи, стійкості споруди і окремих її елементів; стійкості схилів, що примикають до споруди, укосів, бортів котлованів; стійкості огороджувальних конструкцій; внутрішніх зусиль в огороджувальних, розпірних, анкерних і фундаментних конструкціях; деформацій системи «основа-підземна споруда».

Розрахунки системи «основа- підземна споруда» слід виконувати шляхом числового моделювання їх взаємодії.

Для підземних і заглиблених споруд, у яких є горизонтальні навантаження з внутрішнього боку і можливий реактивний опір основи, тиск на огороджувальні конструкції слід визначати з врахуванням дій активного тиску та реактивного опору основи.

Згідно з [2] при проектуванні підземних споруд значних та середніх наслідків (СС3) та (СС2) необхідно передбачати проведення науково-технічного супроводу, а також інженерні заходи з екологічної безпеки

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Враховуючи тенденції розвитку висотного будівництва і реалії сьогодення, сучасні висотні будинки повинні мати достатню кількість підземних поверхів для розташування інженерного обладнання, паркінгів, підземних сховищ і укрить.

Можливості сучасних технологій і обладнання надають інженерам і будівельникам величезний вибір доступних методів зведення підземних і заглиблених споруд. Широкий спектр технічних рішень по установці котлованів і варіантів їх кріплення охоплює практично весь спектр інженерних, геологічних і гідрогеологічних умов, необхідних глибин і планованих розмірів конструкцій. Вибір конструктивної схеми підземної споруди, типу огорожі котловану, способу його кріплення і технологічної послідовності робіт в котловані повинні бути продумані і взаємно пов'язані. У складних умовах цей вибір слід робити, як правило, на основі техніко-економічного порівняння варіантів. Приоритетним напрямком вважаємо будівництво з використанням технологій «top-down».

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. **Самедов А.М.** Розрахунок та проєктування підземних споруд мілкого закладання.-*К.: НТУУ КПІ, 2013.-852 с.*
4. **Самедов А.М.** Розрахунок та проєктування геотехнічних інженерних споруд.-*К.: НТУУ КПІ, 2013.-883 с.*
5. **Li, Q, Liu, W., Liu, L., Li, Y., Cui, P.** Numerical Simulation of the Influence of a Deep Foundation Pit Adjacent to a Utility Tunnel: Case Study *Practice Periodical on Structural Design and Construction Том 29, Выпуск 31 August 2024 Номер статьи 05024005* DOI: 10.1061/PPSCFX.SCENG-1395
6. **Zhang, Y., Yang, S., Sang, S., ...Hao, Z., Bai, X.** (2024) Mechanical characteristics and application of cement-soil wrapped pile support structures for soil-rock combination pit in coastal area. *Ocean Engineering, 301, 117491* DOI 10.1016/j.oceaneng.2024.117491
7. *7.***Qiao, Y., Xie, F., Bai, Z., Lu, J., Ding, W..** (2024) Deformation characteristics of ultra-deep circular shaft in soft soil: A case study. *Underground Space (new), 16, p.239–260* DOI:10.1016/j.undsp.2023.09.0064.
8. **Xu, Q., Xie, J., Lu, L., ...Wu, C., Meng, Q.** (2024)Numerical and theoretical analysis on soil arching effect of prefabricated piles as deep foundation pit supports. *Underground Space (new), 16, p.314–330* DOI 10.1016/j.undsp.2023.09.011
9. **Li, Q., Cheng, F., Zhang, X.** (2024|) Numerical Simulation and Deformation Prediction of Deep Pit Based on PSO-BP Neural Network Inversion of Soil Parameters. *Sensors , 24(10), 2959* DOI:10.3390/s24102959
10. **Zhang, J., Qiao, G., Feng, T., Zhao, Y., Zhang, C.** (2022) Dynamic back analysis of soil deformation during the construction of deep cantilever foundation pits. *Scientific Reports, 12 (1), art. no. 13112.* DOI: 10.1038/s41598-022-17513-4
11. **Wang, Y., Pan, X., Xu, H., ...He, L., Zhang, W.** (2024) Characteristics analysis for high-rise buildings during top-down construction *Journal of Civil Engineering and Management, 30(4), p. 326–342* 10.3846/jcem.2024.20818
12. **Tan, Y., Wang, D.** Characteristics of a large-scale deep foundation pit excavated by the central-island technique in shanghai soft clay. II: Top-Down construction of the peripheral rectangular pit. *(2013) Journal of Geotechnical and*

Geoenvironmental Engineering, 139 (11), pp. 1894-1910.
doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000929

13. **Tan, Y., Wang, D.** (2013) Characteristics of a large-scale deep foundation pit excavated by the central-island technique in shanghai soft clay. I: Bottom-up construction of the central cylindrical shaft. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139 (11), pp. 1875-1893. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000928
14. **Винников, Ю., & Акопян, М**. *(2023).* Практика влаштування більш глибокого котловану за рівень підошви фундаментів навколишніх будівель. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations, (46), 28–37. https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.28-37*
15. **Бондарева, Л., & Хоронжевський, М.** *(2022).* Оцінка впливу процесу влаштування огороджувальних конструкцій котловану на оточуючу забудову. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations, (45), 22–32. https://doi.org/10.32347/0475-1132.45.2022.22-32*
16. **Кравчуновська Т. С.** Комплексна реконструкція житлової забудови: організаційно-технологічні аспекти *: монографія / Т. С. Кравчуновська. – Дніпропетровськ : Наука і освіта, 2010. – 230 с.*
17. **Поколенко В. О., Лагутін Г. В., Тугай О. А., Куліков П. М.** Новітні інформаційно-аналітичні моделі управління підготовкою будівництва на засадах девелопменту */ В. О. Поколенко, Г. В. Лагутін, О. А. Тугай, П. М. Куліков, Н. О. Борисова, Д. О. Приходько, Ю. А. Чуприна, В. А. Скакун // Управління розвитком складних систем : зб. наук. пр. / Київ. нац. ун-т буд-ва і архітектури. – 2010. – Вип. 1. – С. 39-42. – Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Urss_2010_1_9.*
18. **Sidney L.** Project management in construction */ L. Sidney. – 6th Edition. – NewYork :McGraw-Hill, 2006. – 402 p.*
19. **Кріпак В.Д.** Реконструкція будівель з використанням зовнішнього та внутрішньо-го металевих каркасів./ *Кріпак В.Д., Дробаха О.К. //Сборник трудов XIII Международной научной конференции Современ-ные достижения в науке и образова-нии. 6-13 сентября 2018 г. Нетания, Израиль.- 174-177 с.*
20. **Кріпак В.Д.** Реконструкція будівель з використанням зовнішнього та внутріш-нього металевого каркасів. */Кріпак В.Д., Дробаха О.К. // II Науково –практична конференція «Будівлі та споруди спеціа-льного призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, КНУБА, 24-25 травня 2018 р.), С. 93-96.*
21. **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.*
22. **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*
23. **Кріпак В.,** Особливості розрахунку і проектування фундаментної системи «З/б плита-грунтова основа-палі»/ *Кріпак В., Бакур Хасіб. // Праці Міжнародної юві-лейної конференції з питань надійності будівельних констр. Полтава, 1997.*
24. **Михайловська О.В., Олексієнко О.Б.** Закріплення стінок захисних споруд із застосуванням грунтоцементних елементів. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2019 Вип № 75, С. 44 – 55.* DOI: 10.31650/2415-377X-2019-75-44-52

REFERENCES

1. **Osnovy ta fundamenty sporud. Zmina №1:** DBN V.2.1–10–2009. – [Chynnyi vid 2011–07–01]. *– K.: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 55 s. – (Budivelni normy Ukrainy).*
2. **Osnovy i fundamenty budivel ta sporud**. DBN V.2.1–10:2018. – [Chynnyi vid 2019–01–01]. *– K.: Minrehionbud Ukrainy, 2018. – 35 s. – (Budivelni normy Ukrainy).*
3. **Samedov A.M**. Rozrakhunok ta proiektuvan-nia pidzemnykh sporud milkoho zakladannia.*-K.: NTUU KPI, 2013.-852 s.*
4. **Samedov A.M.** Rozrakhunok ta proiektuvannia heotekhnichnykh inzhenernykh sporud.*-K.: NTUU KPI, 2013.-883 s.*
5. **Li, Q, Liu, W., Liu, L., Li, Y., Cui, P.** (2024) Numerical Simulation of the Influence of a Deep Foundation Pit Adjacent to a Utility Tunnel: Case *Study Practice Periodical on Structural Design and Construction Том 29, Выпуск 31 August 2024 Номер статьи 05024005* DOI: 10.1061/PPSCFX.SCENG-1395

6. **Zhang, Y., Yang, S., Sang, S., ...Hao, Z., Bai, X.** (2024) Mechanical characteris-tics and application of cement-soil wrapped pile support structures for soil-rock combination pit in coastal area. *Ocean Engineer-ing, 301, 117491* DOI 10.1016/j.oceaneng.2024.117491
7. **Qiao, Y., Xie, F., Bai, Z., Lu, J., Ding, W.**. (2024) Deformation characteristics of ultra-deep circular shaft in soft soil: A case study. *Underground Space (new), 16, p.239–260* DOI:10.1016/j.undsp.2023.09.0064.
8. **Xu, Q., Xie, J., Lu, L., ...Wu, C., Meng, Q.** (2024) Numerical and theoretical analysis on soil arching effect of prefabricated piles as deep foundation pit supports. *Underground Space (new), 16, p.314–330* DOI 10.1016/j.undsp.2023.09.011
9. **Li, Q., Cheng, F., Zhang, X.** (2024|) Numer-ical Simulation and Deformation Prediction of Deep Pit Based on PSO-BP *Neural Net-work Inversion of Soil Parameters. Sensors , 24(10), 2959* DOI:10.3390/s24102959
10. **Zhang, J., Qiao, G., Feng, T., Zhao, Y., Zhang, C.** (2022) Dynamic back analysis of soil deformation during the construction of deep cantilever foundation pits. *Scientific Reports, 12 (1), art. no. 13112.* DOI: 10.1038/s41598-022-17513-4
11. **Wang, Y., Pan, X., Xu, H., ...He, L., Zhang, W.** (2024) Characteristics analysis for high-rise buildings during top-down construction J*ournal of Civil Engineering and Management, 30(4), p. 326–342* 10.3846/jcem.2024.20818
12. **Tan, Y., Wang, D.** (2013) Characteristics of a large-scale deep foundation pit excavated by the central-island technique in shanghai soft clay. II: Top-Down construction of the peripheral rectangular pit. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139 (11), pp. 1894-1910.* doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000929
13. **Tan, Y., Wang, D.** (2013) Characteristics of a large-scale deep foundation pit excavated by the central-island technique in shanghai soft clay. I: Bot-tom-up construction of the central cylindrical shaft. *Journal of Geotechnical and Geoenvi-ronmental Engineering, 139 (11), pp. 1875-1893.* doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000928
14. **Vynnykov, Yu., & Akopian, M.** (2023). Praktyka vlashtuvannia bilsh hlybokoho kotlovanu za riven pidoshvy fundamentiv navkolyshnikh budivel. *Osnovy ta Fundamenty / Bases and Foundations, (46), 28–37.* https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.28-37
15. **Bondareva, L., & Khoronzhevskyi, M.** (2022). Otsinka vplyvu protsesu vlash-tuvannia ohorodzhuvalnykh konstruktsii ko-tlovanu na otochuiuchu zabudovu. *Osnovy ta Fundamenty / Bases and Foundations, (45), 22–32.* https://doi.org/10.32347/0475-1132.45.2022.22-32
16. **Kravchunovska T. S.** Kompleksna rekonstruktsiia zhytlovoi zabudovy: orhani-zatsiino-tekhnolohichni aspekty : *monohrafiia / T. S. Kravchunovska. – Dnipropetrovsk : Nauka i osvita, 2010. – 230 s.*
17. **Pokolenko V. O., Lahutin H. V., Tu-hai O. A., Kulikov P. M.** Novitni informatsiino-analitychni modeli upravlinnia pidhotovkoiu budivnytstva na zasadakh developmentu */ V. O. Pokolenko, H. V. Lahutin, O. A. Tuhai, P. M. Kulikov, N. O. Borysova, D. O. Prykhodko, Yu. A. Chupryna, V. A. Skakun // Upravlinnia rozvytkom skladnykh system : zb. nauk. pr. / Kyiv. nats. un-t bud-va i arkhitektury. – 2010. – Vyp. 1. – S. 39-42. – Rezhym dostupu:* http://nbuv.gov.ua/UJRN/Urss_2010_1_9.
18. **Sidney L.** Project management in construction / *L. Sidney. – 6th Edition. – NewYork :McGraw-Hill, 2006. – 402 p.*
19. **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 Sovremennыe dostyzhe-nyia v nauke y obra-zovanyy. 6-13 sentiabria 2018 h. Netanyia, Yzrayl.- 174-177 s.*
20. **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 konstruktsii» (m. Kyiv, KNUBA, 24-25 tra-vnia 2018 r.), S. 93-96.*
21. **Kripak V.** Adekvatnist i vzaiemovplyv konstruktyvnoi i rozrakhunkovoi skhemy bu-divli. / Kripak V., Koliakova V., Demchenko D. *//III Naukovo-praktychna konferentsiia «Budivli ta sporudy spetsialnoho pryznachennia: suchasni materialy ta konstruktsii» (m. Kyiv, KNUBA, 22-23 kvitnia 2021 r.) – 156 s. – S. 27-28.*

22. **Kripak, V. & Koliakova, V.** *(2021).* Vzaiemozalezhnist konstruktyvnykh i rozrakhunkovykh skhem budivli. *//Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka, 1(8), 17–24.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24
23. **Kripak V.** Osoblyvosti rozrakhunku i proektuvannia fundamentnoi systemy «Z/b plyta-hruntova osnova-pali»/ Kripak V., Bakur Khasib. *// Pratsi Mizhnarodnoi yuvileinoi konferentsii z pytan nadiinosti budivelnykh konstr. Poltava, 1997.*
24. *Mykhailovska O.V., Oleksiienko O.B. Zakriplennia stinok zakhysnykh sporud iz zastosuvanniam hruntotsementnykh ele-mentiv. Visnyk Odeskoi derzhavnoi akade-mii budivnytstva ta arkhitektury. – Odesa: ODABA, 2019 Vyp № 75, S. 44 – 55.*
DOI: 10.31650/2415-377X-2019-75-44-52

ENSURING THE STABILITY OF DEEP BOILERS OF HIGH-RISE BUILDINGS

Volodymyr KRIPAK
Vira KOLIAKOVA
Hanna SHPAKOVA

Summary. In today's conditions, the development of underground space can rightly be considered one of the most important and dynamic directions in civil and industrial construction at the world level.

In Ukraine, underground construction takes on special importance in connection with Russia's aggressive war. Underground and buried structures are being built most actively in large cities and megacities. The main reasons for the need to use underground space in cities include the lack of free territories within historically formed buildings and requirements for the development of urban infrastructure.

Today, the underground space is used not only for the placement of engineering communications and transport facilities, but also for the construction of public complexes, multi-storey underground garages and parking lots, shopping centers, as well as buried parts of residential and office buildings.

Structural solutions for underground and buried structures, as well as their construction methods, depend on spatial planning solutions, purpose, depth of laying, engineering-geological, climatic and seismic construction conditions, surface loads, and the proximity of other buildings and buildings

Today, the maximum depth of pits designed in urban conditions usually does not exceed 25-30 m, and the number of underground floors is five to six.

Given the growing demand for underground space, especially in densely populated areas, designers and engineers face a number of challenges that require innovative approaches and modern technologies. This includes the use of the latest methods of geotechnical modeling, the use of high-quality materials that ensure the durability and safety of structures, and the implementation of effective water drainage and waterproofing systems.

Particular attention should be paid to safety issues during the construction and operation of underground structures, as they may be exposed to natural and man-made factors, such as groundwater, soil movement, and seismic activity. An important aspect is also the provision of comfortable conditions for people using underground facilities, which includes ventilation, lighting and evacuation routes.

Scientific research and the experience of international projects demonstrate that the correct use of underground space can significantly increase the efficiency of the use of urban areas, contribute to the steady development of cities and improve the quality of life of their residents. Investments in underground construction are becoming more and more justified in view of the long-term benefits and the need to adapt to the conditions of the modern urban environment.

In general, underground construction is an important direction that has significant potential for development and improvement in the future, responding to the challenges of time and contributing to the development of modern infrastructure.

Keywords. Pit; underground space; drain well; ground anchor; drilling piles; "top-down" technology; strut truss.

Стаття надійшла до редакції 10.05.2024

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14..2024.57-66
УДК 624.012

3D ДРУК БАЛОК ІЗ МОЖЛИВІСТЮ ВЛАШТУВАННЯ ПОПЕРЕЧНОГО АРМУВАННЯ, ВРАХОВУЮЧИ ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ БУДІВЕЛЬНОГО ПРИНТЕРА

Богдан ДЕМЧИНА[1], Леонід ВОЗНЮК[2], Дмитро БУРАК[3], Сергій ЩЕРБАКОВ[4]

[1,2,3,4]Національний університет “Львівська політехніка”, м. Львів
[1] Державна академія прикладних наук ім. Кс.Броніслава Маркевича в Ярославі (Польща)
вул. Чарнецького, Ярослав, Польща, 37-500
[1]bogdan195809@gmail.com, https://orcid.org/0000-0002-3498-1519,
[2]leonid.i.vozniuk@lpnu.ua, https://orcid.org/0000-0001-9512-8338,
[3]dmytro.y.burak@lpnu.ua, https://orcid.org/0009-0005-0507-5022,
[4]serhii.o.shcherbakov@lpnu.ua, https://orcid.org/0000-0003-3978-8600

Анотація. 3D друк несучих конструкцій призводить до швидких змін у будівельній галузі. З'являються нові можливості для побудови складних архітектурних форм, а також збільшується швидкість та якість виконання робіт. Не потрібно забувати також про виробничі особливості цієї новітньої технології. Важлива особливість, про яку багато хто забуває - це те, що при 3D друку бетоном чи розчином необхідне застосування армування, і ще до тепер відсутні стандартні способи вирішення цього питання.

Застосування будівельних 3D принтерів дозволяє здійснювати складні операції, як на промислових підприємствах, так і безпо-середньо на будівельному майданчику. Але, при всіх перевагах цієї технологій, існує і ряд недоліків, обумовлених недостатньою оптимі-зацією нових систем.

Необхідна несуча здатність та жорсткість конструкцій досягається через застосування арматурних каркасів з поздовжнім та поперечним армуванням.

У статті описано, запропоноване та реалізоване авторами, вирішення проблеми по влаштуванню поперечного армування, при 3D друці несучих балок.

Для реалізації завдання були розроблені робочі креслення дослідних конструкцій балок. У статті представлено конструкції балок, а також послідовність їхнього виготовлення методом 3D друку.



Богдан ДЕМЧИНА
професор кафедри будівельних конструкції та мостів,
професор Державної академії прикладних наук,
докт. техн. наук, професор



Леонід ВОЗНЮК
доцент кафедри архітектурного проєктування та інженерії,
канд. техн. наук



Дмитро БУРАК
аспірант кафедри будівельних конструкцій та мостів



Сергій ЩЕРБАКОВ
аспірант кафедри будівельних конструкцій та мостів

Конструкції виготовлялися за розробленою авторами статті послідовністю виконання робіт, з армуванням балок, українською компанією ТОВ "3D TECHNOLOGY UTU".

© Б.ДЕМЧИНА, Л.ВОЗНЮК, Д.БУРАК, С.ЩЕРБАКОВ, 2024

Авторами була розроблена технологія виготовлення балок із можливістю їхнього армування вертикальним зварним каркасом у проектному положенні.

Для визначення фізико-механічних характеристик матеріалів були виготовлені зразки кубиків та призм, а також арматури.

Запропонована технологія друку балок за допомогою будівельного 3D принтера дозво-лила виготовити конструкції, які відповідають попередньо розробленим проектним і технологічним рішенням та дала можливість влаштовувати поперечні каркаси у проектному положенні, що дозволяє конструкції сприймати не лише згинальні моменти, але і поперечні сили.

Ключові слова. Будівельний 3D друк; балка; технологія; поперечне армування.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ

Оскільки сьогодні в традиційному будівництва бетонні роботи є найдорожчою складовою будівельного виробництва, інтегрування технології 3D друку в будівельний процес дозволить суттєво здешевити виробництво і вирішити важливі завдання, а саме: нестачу кваліфікованих працівників; збільшення швидкості будів-ництва; через незначний вплив людського фактору збільшення якості будівництва; зменшення кількості будівельних відходів; зменшення вуглецевого сліду бетонних робіт; збільшення творчого потенціалу архітекторів у зв'язку з можливістю друку складних архітектурних форм; відмови від опалубки, як найбільш вартісної та трудо-місткої компоненти процесу бетонування ; заміна традиційної опалубки незнімною – надрукованою будівельним 3D принтером.

Головною проблемою технології 3D друку є складність армування друкованих конструкцій, особливо встановлення традиційних вертикальних зварних арматурних каркасів. Сьогодні, якщо говорити про головне використання 3D друку у будівництві – для виготовлення незнімної опалубки та самонесучих стін, не стоїть гостре питання можливості армування. Проте, якщо розглядати 3D принтер як інструмент виготовлення несучих констру-кцій, критично необхідною є потреба розробки відповідних технологічних та проектних рішень для встановлення арматури в такі конструкції.

Запропоновану технологію можна використати для стін та балочних перекрить житлових та адміністративних будівель, помешкань тимчасово переміщених людей, або людей чиє помешкання було зруйновано в результаті військових дій (такий будинок був збудований і зданий в експлуатацію українською компанією ТОВ "3D TECHNOLOGY UTU" у місті Ірпінь), військових ангарів, складів та багато інших споруд. Проте в Україні сьогодні відсутні норми для проєктування і виготовлення конструкцій за допомогою технології 3D друку. Також відсутня достатня експериментальна інформація щодо несучої здатності та деформативності таких конструкцій для створення таких норм.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В Національному університеті "Львівська політехніка" були досліджені купольні конструкції надруковані на полімерному 3D принтері з пластика PLA. [1, 2].

Сьогодні активно розглядають можливість використання технології 3D друку у космічній сфері, зокрема при колонізації планет, з використанням місцевих грунтів, в якості складових суміші для друку [3,4 ,5].

Сучасні технології вимагають великої точності. Важливим першим кроком друку є коректно сформоване робоче завдання для будівельного 3D принтера. [6].

Оскільки головними перевагами технології 3D друку є відмова від опалубки і можливість друку складних архітектурних форм, проводяться дослідження бетонної опалубки надрукованої за допомогою будівельного 3D принтера [7, 8].

Сьогодні технологія 3D друку дозволяє зводити нетипові будівлі зі складною архітектурою безпосередньо на будівель-ному майданчику, або окремі збірні конструкції в цеху, для подальшого їх монтування на об'єкті [9].

Важливим питанням в технології 3D друку являється вибір матеріалів, та оптимальний підбір складових бетонної суміші. Оптимізація суміші позитивно впливає на підвищення зчеплення між нанесеними шарами [10]. Можливість масового впровадження технології 3D друку залежить від наявності матеріалів які можливо ефективно використати особливо при друці складних архітектурних форм [11,12]. На сьогодні розробляється також методика друку надвисокоміцним бетоном (UHPC) [13,14].

Проблемою технології 3D друку є складність армування конструкцій. Сього-дні проводяться дослідження можливості армування надрукованих бетонних конст-рукцій шляхом встановлення сталевих сіток з розміром вічка 6х6 мм, діаметром дроту 0,6 мм [15], а також можливість використання технології автоматизації вкладання несучих арматурних стержнів роботом [16]. Стальна фібра додана до суміші також здатна збільшити несучу здатність і тріщиностійкість бетону [17, 18, 19].

.

У Нідерландах за допомогою будівельного 3D принтера надрукований і випробуваний велосипедний міст. Проліт мосту складає 6,5 м, а ширина 3,5 м. Висота перерізу мосту 0,92 м. Розрахункове навантаження на міст 5 кН/м^2 [20].

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Завдання дослідження полягає у розробці технології виготовлення балок з можливістю встановлення вертикальних арматурних каркасів у їх проектному положенні при використанні технології будівельного 3D друку.

Для реалізації завдання були розроблені робочі креслення та моделі дослідних балок для їх імпорту у графічні програмні комплекси у вигляді завдання для 3D принтера. Запроектовані балки включали у себе окремі арматурні стержні у нижній розтягнутій та верхній стиснутій зонах, а також попередньо виготовлений арматурний каркас (рис 1)

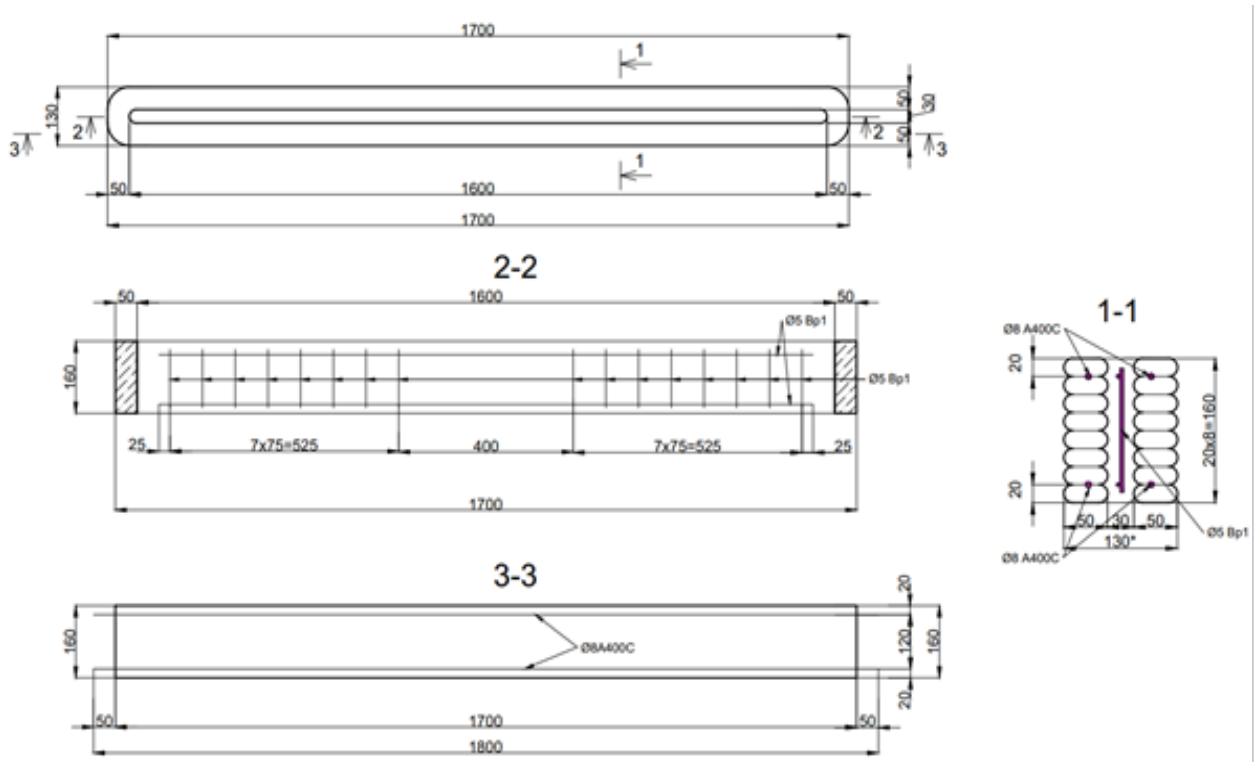


Рис. 1. Проект балки з внутрішнім простором для встановлення вертикального армування виготовленої за допомогою 3D друку.

Fig.1. Design of a beam with internal space for installing vertical reinforcement made using 3D printing

Технологічна послідовність проєктування та виготовлення дослідних балок була наступною: розрахунок та конструювання балок із урахуванням особливостей їхньої роботи із визначенням їхніх габаритних розмірів та армування, підготовка завдання для друку на 3D принтері (рис. 1); виготовлення арматурних каркасів; виготовлення окремих арматурних стержнів із приваркою до них тримачів для вимірювального обладнання; розбивка із визначенням місця розташування зразків на робочому столі для друку; визначення порядку друку між суміжними дослідними зразками; задавання напрямку руху сопла 3D принтера, визначення кількості та порядку проходів (рис. 2); перший прохід сопла –друк нижнього шару (рис. 3); технологічна перерва до 5 хв для тужавіння розчину; вкладання окремих арматурних стержнів в проектне положення по нижньому шару у проектованій розтягнутій зоні (рис. 3); технологічна перерва до 5 хв для твердіння розчину; шість наступних проходів сопла 3D принтера з технологічними перервами між кожним проходом – 3…5 хв для тужавіння розчину; влаштування арматурних стержнів в проектне положення у верхній стиснутій зоні після сьомого проходу; технологічна перерва до 5 хв для тужавіння розчину; восьмий - завершальний прохід сопла 3D принтера (рис. 5); очікування до набору міцності розчину; влаштування поперечного арматурного каркасу у наперед передбачений отвір всередині балки; заливка середньої зони із каркасом жорстким цементно-піщаним розчином; очікування до набору міцності розчину.

Габаритні розміри балки - довжина 1700 мм, в перерізі – загальна ширина 130 мм, висота 160 мм. В центрі балки було передбачено отвір у вигляді щілини, на всю висоту конструкції, для вкладання поперечного арматурного каркасу.

Балка друкувалась горизонтально, в загальній кількості 8 шарами. Кожен шар виконувався одним проходом сопла принтера у формі «сплюснутого бублика». Балка друкувалась у робочому положенні.

Для визначення щеплення робочої арматури з розчином, в торцях арматура була випущена на 50 мм за тіло розчину.

Схема руху сопла 3D принтера показана на рис. 2. На рисунку, схематично вказано напрямки проходу сопла у другому шарі поверх арматурних стержнів, розміщених у розтягнутій зоні . Друк балки відбувався у 8 шарів.



Рис 2. Схема руху сопла 3D принтера
Fig.2. 3D printer nozzle movement diagram

На рис. 3 зображено влаштування окремих арматурних стержнів по першому шару у нижній розтягнутій зоні. На рисунку можна побачити контури проходу та вкладену арматуру.

Окремі арматурні стержні які вкладалися у нижній та верхній зоні були діаметром 8 мм, класу А400С. В зоні дії найбільших моментів, по центру балки до стержня у нижній зоні перпендикулярно приварювалися гайки - фіксатори щоб забезпечити можливість кріплення приладів для вимірювання деформацій арматурних стержнів під час проведення експериментальних досліджень балок під навантаженням. Кріплення гайки - фіксатора до арматурного стержня на рис.4.



Рис. 3. Армування окремими стержнями по першому шару.
Fig.3. Reinforcement with separate rods along the first layer.

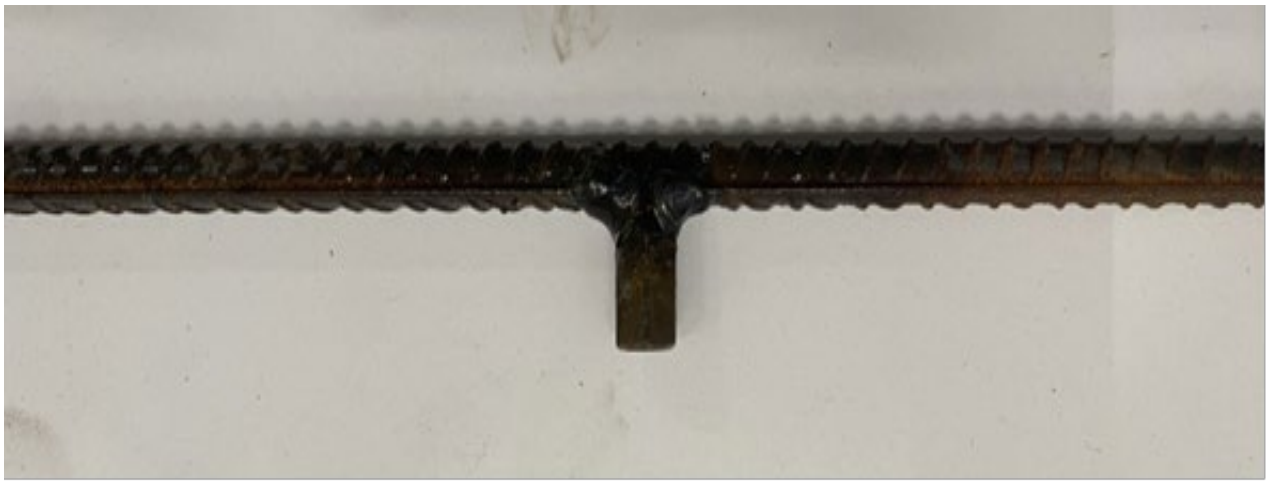


Рис. 4. Подовжена гайка-фіксатор для влаштування вимірювальних приладів.
Fig.4. Extended locking nut for measuring instruments.

Технологічна перерва між проходом сопла у 5 хв була оптимальною для достатнього тужавіння нижнього шару розчину щоб забезпечити проектну товщину захисного шару. В період технологічної перерви 3D принтер не простоював, а продовжував працювати, друкуючи інші дослідні зразки, які були розміщені на робочому столі. Вкладання верхньої робочої арматури відбувалося через 3-5 хвилин після проходу сопла принтера над 7 шаром .

Після завершення восьмого проходу принтера друк балок завершувався. Вигляд виготовленої балки представлений на рис 5.

Через 30-40 хвилин після завершення друку, в наперед передбачену порожнину всередині балки вкладався вертикальний зварний арматурний каркас який забезпечував роботу балки на поперечну силу.



Рис. 5. Балка, надрукована методом 3D друку із можливістю вертикального армування.
Fig.5. The beam is 3D printed with the possibility of vertical reinforcement.

На рис. 6 показана схема влаштування вертикального арматурного каркасу. Каркас був виготовлений із використанням напівавтоматичного зварюванням у заводських умовах, з арматури Ø5 Вр1. Балка із влаштованим вертикальним каркасом представлена на рис. 7.

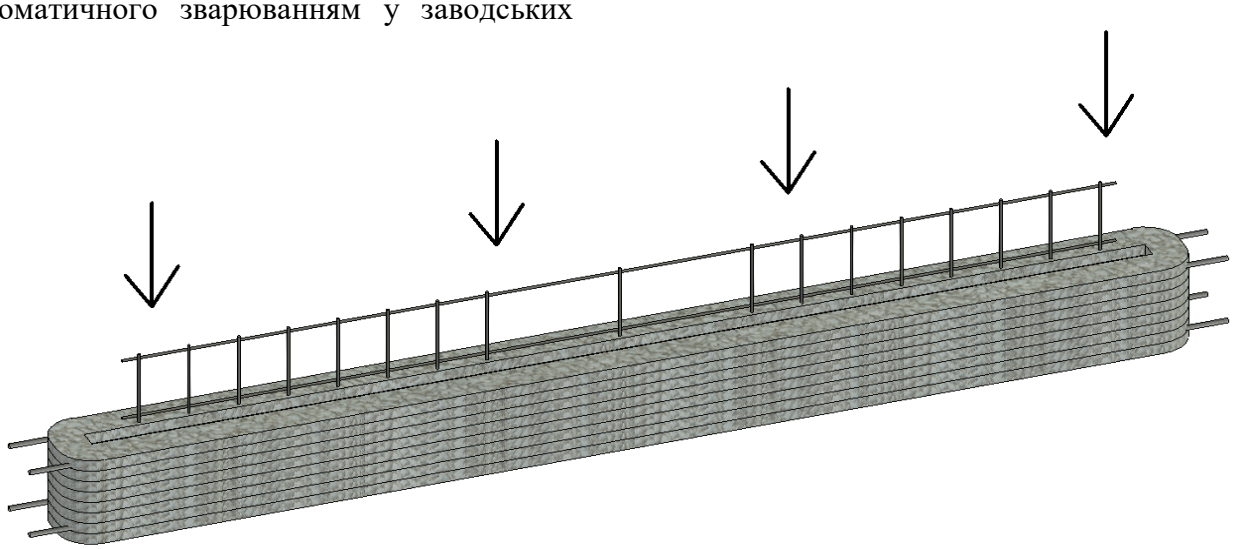


Рис. 6. Схема влаштування вертикального арматурного каркасу.
Fig.6. Diagram of a vertical reinforcement frame



Рис. 7. Балка зі встановленим вертикальним арматурним каркасом
Fig.7. Beam with installed vertical reinforcement cage

Після набору розчином міцності, порожнину всередині балки, разом з каркасом заповнили жорстким цементно-піщаним розчином, для забезпечення спільної роботи вертикального каркасу з тілом балки.

Дані зразки були доставленні у лаборато-

рію НУ “Львівська політехніка” для подальшого проведення випробувань балок.

Для визначення фізико-механічних характеристик розчину були виготовлені зразки кубиків та призм із того ж розчину, що й дослідні зразки балок (рис. 8). Також були відібрані зразки арматури, з тої самої арматури, яка застосовувалась при армуван-ні дослідних зразків балок.



а *б* *в*

Рис. 8. Дослідні зразки:
а -зразки куби і призми залиті в опалубці,
б -зразки призмі надруковані на 3D принтері,
в -зразки кубів надруковані на 3D принтері

Fig.8. Prototypes:
а - cube and prism samples are poured into formwork,
б - samples of the prism are printed on a 3D printer,
в - samples of cubes printed on a 3D printer

Надруковані будівельним 3D принтером балки представлені на рис. 9.



Рис. 9. Балки із можливістю влаштування поперечного армування
Fig.9. Beams with the possibility of transverse reinforcement

На останньому етапі порожнини балки заповнювалися жорстким цементно-піщаним розчином. Після набору міцності , не менше як через 28 діб, будуть виконуватися випробування балок на згин на дію навантаження.

ВИСНОВКИ

1. Запропонована технологія друку балок за допомогою будівельного 3D принтера дозволила виготовити конструк-ції, які відповідають попередньо розроб-леним проектним і технологічним рішенням.

2. Розроблена технологія дає можливість влаштовувати поперечні каркаси у проектному положенні, що значно спрощує виготовлення балок на будівельному майданчику.

3. Запроектована та виготовлена конструкція може сприймати не лише згинальні моменти, але і поперечні сили, при її роботі на згин від дії навантаження.

4. Технологічна послідовність робіт, яка розроблена у публікації, може бути застосована у реальній практиці будівництва із використанням технології 3D друку.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Demchyna B., Vozniuk L., Surmai** M. Testing of the Ribbed Dome Which is Manufactured by 3D Printing. *Proceedings of CEE 2023. CEE 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 438. Springer, Cham (2024).* DOI: 10.1007/978-3-031-44955-0_8.
2. **Demchyna, B., Vozniuk, L., Surmai, M., Havryliak, S., Famulyak, Y.** Experimental study of the dome model made using a 3D printer from PLA plastic. *In: AIP Conference Proceedings 2949(1), 020010 (2023). doi:10.1063/5.0165270.2*
3. **Cesaretti G. Dini E., De Kestelier X., Colla V. and Pambaguian L.,** Building components for an outpost on the lunar soil by means of a novel 3D printing technology *Acta Astronaut., Vol.93. 2014. p. 430-450,* *DOI: 10.1016/j.actaastro.2013.07.034*
4. **Madhavan Nair G., Sridhara Murthi K.R., Prasad M.Y.S**. Strategic, technological and ethical aspects of establishing colonies on Moon and Mars. *Acta Astronautica, Vol. 63, Issues 11–12. 2008. P 1337-1342.* https://doi.org/10.1016/j.actaastro.2008.05.012.6.
5. **Tomaswick A.** Mars and Moon Dust can be Turned Into Geopolymer Cement. Good Enough for Landing Pads and Other Structures. *Universe Today Space and astronomy news 2022.*
6. **Hager, I., Golonka, A., & Putanowicz, R**. 3D Printing of Buildings and Building Components as the Future of Sustainable Construction? *Procedia Engineering, Vol. 151, 2016. P. 292–299.* https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.07.357
7. **Jipa, A., Dillenburger B.** 3D Printed Formwork for Concrete: State-of-the-Art, Opportunities, Challenges, and Applications. *3D Printing and Additive Manufacturing, Vol. 9(2). 2022.P.*84–107.
8. **Yiquan Zou, Zexu Wang.** The Application of 3D Printing Formwork Technology in Concrete Building Materials. *Journal of Electrical Systems, Vol. 20(2). 2024. P. 787–796.* https://doi.org/10.52783/jes.1235
9. **Gavrylyak S.A.** , New technologies in the field of construction. Using 3d printers *Academic Journals and Conferences. JTBP.2021. p. 15-22.*
10. **Hamidreza Gh.S., Corker J., Fan M.** Additive manufacturing technology and its implementation in construction as an ecoinnovative solution. *Automation in Construction. Vol. 93. 2018. P. 1–11. URL:* https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.05.005
11. **Malaeb Z., Hachen H., Tourbah A., Maalouf T., Zarwi N.E., Hamzeh F.** 3D concrete printing: Machine and mix design, International Journal of Civil Engineering & Technology (IJCIET), 2016. pp 14-22.
12. **Perkins I., Skitmore M.** Three-dimensional printing in the construction industry: a review. *Int. J. Confl. Manag., 15 2015. p. 1-9.* DOI: 10.1080/15623599.2015.1012136
13. **Bai G., Chen G., Li R., Wang L., Ma G**. 3D printed Ultra-High Performance Concrete: Preparation, Application, and Challenges. *W. Duan, L. Zhang, & S. P. Shah (Eds.), Nanotechnology in Construction for Circular Economy Vol. 356, 2023 pp. 53–65. Springer Nature Singapore.* https://doi.org/10.1007/978-981-99-3330-3_8
14 **Gosselin C., Duballet R., Roux P., Gaudillièr N.e, Dirrenberger J., Morel P.**, Large-scale 3D printing of ultra-high performance concrete - a new processing route forarchitects and builders. *Materials & Design Vol. 100. 2016. p. 102–109* http://dx.doi.org/10.1016/j.matdes.2016.03.097.S.
15. **Miao Liu, Qiyun Zhang, Zhendong Tan, Li Wang, Zhijian Li, Guowei Ma.** Investigation of steel wire mesh reinforcement method for 3D concrete printing. *Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. 21(1). 2021. P. 24.* https://doi.org/10.1007/s43452-021-00183-w
16. **Teng, F., Li, M., Zhang, D., Li, H., & Weng, Y**. (2023). BIM-enabled collaborative-robots 3D concrete printing to construct MiC with reinforcement. *HKIE Transactions Vol* 30(1), p. 106–115. https://doi.org/10.33430/V30N1THIE-2022-0023
17. **Caron J. F. Ducoulombier, N., Demont L., De Bono V., Mesnil R**. 3D Printing of Continuous-Fibers Cementitious Composites: Anisotropic 3D Mortar. *Open Conference Proceedings.* 2023. P. 3. https://doi.org/10.52825/ocp.v3i.193
18. **Reinold J., Gudžulić V., Meschke G.** (2023). Computational modeling of fiber orientation during 3D-concrete-printing. *Computational*

Mechanics. Vol. 71 (6), 2023. P. 1205–1225. https://doi.org/10.1007/s00466-023-02304-z

19. **Pham L., Tran P., Sanjayan J.** (2020) Steel fibres reinforced 3D printed concrete: influence of fibre sizes on mechanical performance. *Construction and Building Materials. Vol.250 2020* https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118785

20. **Salet, T. A. M., Ahmed, Z. Y., Bos, F. P., Laagland, H. L. M.** Design of a 3D printed concrete bridge by testing. *Virtual and Physical Prototyping. Vol.13(3). 2018. P. 222–236.* https://doi.org/10.1080/17452759.2018.1476064

REFERENCE

1. **Demchyna B., Vozniuk L., Surmai** M. Testing of the Ribbed Dome Which is Manufactured by 3D Printing. *Proceedings of CEE 2023. CEE 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 438. Springer, Cham (2024).* *DOI: 10.1007/978-3-031-44955-0_8.*

2. **Demchyna, B., Vozniuk, L., Surmai, M., Havryliak, S., Famulyak, Y.** Experimental study of the dome model made using a 3D printer from PLA plastic. *In: AIP Conference Proceedings 2949(1), 020010 (2023). doi:10.1063/5.0165270.2*

3. **Cesaretti G. Dini E., De Kestelier X., Colla V. and Pambaguian L.,** Building components for an outpost on the lunar soil by means of a novel 3D printing technology *Acta Astronaut., Vol.93. 2014. p. 430-450,* *DOI: 10.1016/j.actaastro.2013.07.034*

4. **Madhavan Nair G. , Sridhara Murthi K.R., Prasad M.Y.S**. Strategic, technological and ethical aspects of establishing colonies on Moon and Mars. *Acta Astronautica, Vol. 63, Issues 11–12. 2008. P 1337-1342.* https://doi.org/10.1016/j.actaastro.2008.05.012.6.

5. **Tomaswick A.** Mars and Moon Dust can be Turned Into Geopolymer Cement. Good Enough for Landing Pads and Other Structures. *Universe Today Space and astronomy news 2022.*

6 **Hager, I., Golonka, A., & Putanowicz, R**. 3D Printing of Buildings and Building Components as the Future of Sustainable Construction? *Procedia Engineering, Vol. 151, 2016. P. 292–299.* https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.07.357

7. **Jipa, A., Dillenburger B.** 3D Printed Formwork for Concrete: State-of-the-Art, Opportunities, Challenges, and Applications. *3D Printing and Additive Manufacturing, Vol. 9(2). 2022.P.*84–107.

8. **Yiquan Zou, Zexu Wang.** The Application of 3D Printing Formwork Technology in Concrete Building Materials. *Journal of Electrical Systems, Vol. 20(2). 2024. P. 787–796.* https://doi.org/10.52783/jes.1235

9. **Gavrylyak S.A.** , New technologies in the field of construction. Using 3d printers *Academic Journals and Conferences. JTBP.2021. p. 15-22.*

10. **Hamidreza Gh.S., Corker J., Fan M.** Additive manufacturing technology and its implementation in construction as an ecoinnovative solution. *Automation in Construction. Vol. 93. 2018. P. 1–11. URL:* https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.05.005

11. **Malaeb Z., Hachen H., Tourbah A., Maalouf T., Zarwi N.E., Hamzeh F.** 3D concrete printing: Machine and mix design, International Journal of Civil Engineering & Technology (IJCIET), 2016. pp 14-22.

12. **Perkins I., Skitmore M.** Three-dimensional printing in the construction industry: a review. *Int. J. Confl. Manag., 15 2015. p. 1-9.* DOI: 10.1080/15623599.2015.1012136

13. **Bai G., Chen G., Li R., Wang L., Ma G**. 3D printed Ultra-High Performance Concrete: Preparation, Application, and Challenges. *W. Duan, L. Zhang, & S. P. Shah (Eds.), Nanotechnology in Construction for Circular Economy Vol. 356, 2023 pp. 53–65. Springer Nature Singapore.* https://doi.org/10.1007/978-981-99-3330-3_8

14 **Gosselin C., Duballet R., Roux P., Gaudillièr N.e, Dirrenberger J., Morel P.**, Large-scale 3D printing of ultra-high performance concrete - a new processing route forarchitects and builders. *Materials & Design Vol. 100. 2016. p. 102–109* http://dx.doi.org/10.1016/j.matdes.2016.03.097.S.

15. **Miao Liu, Qiyun Zhang, Zhendong Tan, Li Wang, Zhijian Li, Guowei Ma.** Investigation of steel wire mesh reinforcement method for 3D concrete printing. *Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. 21(1). 2021. P. 24.* https://doi.org/10.1007/s43452-021-00183-w

16. **Teng, F., Li, M., Zhang, D., Li, H., & Weng, Y.** (2023). BIM-enabled collaborative-robots 3D concrete printing to construct MiC with reinforcement. *HKIE Transactions Vol* 30(1), p. 106–115. https://doi.org/10.33430/V30N1THIE-2022-0023

17. **Caron J. F. Ducoulombier, N., Demont L., De Bono V., Mesnil R**. 3D Printing of Continuous-Fibers Cementitious Composites: Anisotropic 3D Mortar. *Open Conference Proceedings.* 2023. P. 3.

https://doi.org/10.52825/ocp.v3i.193
18. **Reinold J., Gudžulić V., Meschke G.** (2023). Computational modeling of fiber orientation during 3D-concrete-printing. *Computational Mechanics.* Vol. 71 (6), 2023. P. 1205–1225. https://doi.org/10.1007/s00466-023-02304-z
19. **Pham L., Tran P., Sanjayan J.** (2020) Steel fibres reinforced 3D printed concrete: influence of fibre sizes on mechanical performance. *Construction and Building Materials. Vol.250 2020* https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118785
20. **Salet, T. A. M., Ahmed, Z. Y., Bos, F. P., Laagland, H. L. M.** Design of a 3D printed concrete bridge by testing. *Virtual and Physical Prototyping. Vol.13(3). 2018. P. 222–236.* https://doi.org/10.1080/17452759.2018.1476064

3D PRINTING OF BEAMS WITH THE POSSIBILITY OF TRANSVERSE REINFORCEMENT, CONSIDERING THE PECULIARITIES OF THE CONSTRUCTION PRINTER

Bohdan DEMCHYNA
Leonid VOZNIUK
Dmytro BURAK
Serhii SHCHERBAKOV

Summary: 3D printing of load-bearing structures is creating rapid changes in the construction industry. New opportunities for building complex architectural forms are emerging, and the speed and quality of work is accelerating. But don't forget about the production specifics of this latest technology. An important detail that many people forget about is that 3D printing with concrete or mortar requires the use of some kind of reinforcement, and there are still no standards for solving this issue. This is ensured by the use of construction 3D printers, which allow for complex operations both at industrial factories and directly at the construction site. However, despite all the advantages of this technology, there are also a number of challenges due to insufficient optimisation of new systems.

The required stiffness of the structures is not achieved due to the absence of a spatial reinforcement structure, which should be provided by vertical reinforcement ties (transverse reinforcement).

The article presents a solution to the problem of transverse reinforcement in 3D printing of load-bearing beams, proposed and performed by the authors.

To implement the task, design drawings of test beam structures were developed. The article presents the design of the beams and the sequence of their production by 3D printing. The beams were manufactured, according to the sequence of work developed by the authors of the article, by the Ukrainian company 3D TECHNOLOGY UTU LLC. The work resulted in the development of a technology for manufacturing beams with the possibility of reinforcing them with a vertical welded cage in the design position.

To determine the physical and mechanical characteristics of the materials, samples of cubes and prisms, as well as reinforcement, were made.

The proposed technology of printing beams using a construction 3D printer made it possible to produce structures that meet the previously developed design and technological solutions and made it possible to place transverse frames in the design position, which allows the structure to take not only bending moments but also transverse forces.

Keywords. Construction 3D printing; beam; technology; transverse reinforcement.

Стаття надійшла до редакції 10.05.2024 р.

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14..2024.67-78
УДК 69.032.22:69.059.7

ВІДНОВЛЕННЯ ІЗ НАДБУДОВОЮ ЖИТЛОВИХ БУДИНКІВ МАСОВИХ СЕРІЙ 1960-Х РОКІВ ЗІ ЗБІРНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ

Владислав ШЕХОВЦОВ[1], Олег ФЕСЕНКО[2], Віктор МАЛАХОВ[3], Олексій БОНДАРЕНКО[4]

[1, 3, 4]Одеська державна академія будівництва та архітектури
4, вул. Дідріхсона, Одеса, Україна, 65029
[2]Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1]0155544@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-9499-0188
[2]fesenko.oa@knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0001-8154-2239
[3]iityamal@gmail.com, https://orcid.org/0000-0002-7635-4337
[4]al_bondarenko@ukr.net, https://orcid.org/0000-0002-9056-2802

Пам'яті Ігоря Владиславовича Шеховцова

Анотація. Протягом багатьох років нагальною проблемою в Україні є технічне оновлення наявного житлового фонду із будинків масових серій, більшість яких були зведені зі збірного залізобетону у 60-70-х роках XX століття. Проєктний термін експлуатації таких будинків на момент їх зведення не міг перевищувати 25 років.

Ці будівлі є застарілими і не відповідають вимогам чинних норм щодо житлових будинків, зокрема через відсутність ліфтів, зношеність інженерних мереж, низьку енергоефективність та неекологічність. Водночас результати обстеження технічного стану залізобетонних конструкцій таких будинків показали, що не менше 80% з них зберігають свій ресурс несучої здатності. Проблема відновлення житлових будинків масових серій особливо загострювалася через катастрофічні масштаби їх руйнування внаслідок повномасштабної військової агресії Російської Федерації проти України.

У роботі описано досвід реконструкції із надбудовою старого 5-поверхового житлового будинку у сучасний 9-ти поверховий. Будівельні роботи також включали перепланування внутрішнього простору, встановлення ліфтів, заміну зношених інженерних мереж та використання інноваційних технологій для підвищення енергетичної ефективності будинку.

Проєкт передбачав збільшення поверховості будинку із перенесенням навантаження від нових поверхів на окремий пальовий фундамент.



Владислав ШЕХОВЦОВ
доцент кафедри залізобетонних конструкцій і транспортних споруд,
к.т.н., доцент



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



Віктор МАЛАХОВ
доцент кафедри залізобетонних конструкцій і транспортних споруд,
к.т.н.



Олексій БОНДАРЕНКО
доцент кафедри залізобетонних конструкцій і транспортних споруд,
к.т.н., доцент

© В.ШЕХОВЦОВ, О.ФЕСЕНКО, В. МАЛАХОВ, О.БОНДАРЕНКО, 2024

Економічна доцільність реконструкції будинку обумовлена збільшенням площі кожної квартири в середньому на 20-25 м^2.

Надбудова дає можливість збільшити щільність завдяки розміщенню житлового будинку більшої поверховості на існуючій площі старої забудови. Запропонована у статті реновація будинку проводиться без знесення житла.

Ключові слова. Відновлення; реконструкція; надбудова; повномасштабна військова агресія російської федерації проти України.

ВСТУП

Стаття містить результати багаторічних наукових досліджень та проєктної роботи Ігоря Владиславовича Шеховцова, кандидата технічних наук, доцента, доцента кафедри залізобетонних та транспортних споруд Одеської державної академії будівництва та архітектури, щодо оновлення застарілої радянської забудови міста Одеса.

Нині наукові та практичні надбання Ігоря Владиславовича є особливо актуальними, зважаючи на значні руйнування житлових будинків у містах України, які спричинені повномасштабною військовою агресією Російської федерації та потребують негайного відновлення.

Оновлення застарілої житлової забудови радянських часів завжди було гострим питанням розвитку міст, а з початком військової агресії Російської Федерації проти України проблеми тільки збільшилися через масштабні руйнування, що спричинені ударно-вибуховими та вогневими ураженнями. Згідно з даними звіту Київської школи економіки [1] за час із 24 лютого 2022 р. по 01 січня 2024 р. кількість зруйнованих багатоквартирних житлових будинків становила 6862 об'єкти, а пошкоджених – 19276 об'єкти по всій Україні (табл. 1). Через терористичні атаки російської федерації на цивільну інфраструктуру України, на жаль, кількість зруйнованих і пошкоджених будинків постійно збільшується [2].

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Пошкоджені багатоповерхові житлові будинки, які були оцінені експертами з технічного обстеження, потребують подальших дій щодо їх відновлення або демонтажу [3-5]. Рішення щодо відновлен-ня будинків мають бути оптимальними з точки зору матеріальних витрат – це їх реконструкція, модернізація і капітальний ремонт [6-10]. Однак, відновлення початкового стану пошкоджених будівель не є до кінця коректним рішенням, оскільки застарілі будівлі ще до їх пошкодження внаслідок військової агресії російської федерації проти України не відповідали чинним вимогам щодо надійності, пожежної безпеки, інклюзивності, енергоефективно-сті, захисту від шуму тощо.

Табл. 1. Прямі втрати житлового фонду України внаслідок військової агресії Російської федерації (із 24.02.2022 р. по 01.01.2024 р.)

Table 1. Direct losses of the housing stock of Ukraine as a result of the military aggression of the Russian Federation (from 24.02.2022 to 01.01.2024)

Види втрат	Первісна кількість об'єктів, тис.	Кількість об'єктів, тис.		Оцінка втрат, $ млрд.	
		Зруйнованих	Пошкоджених	Зруйнованих	Пошкоджених
Багатоквартирні будинки	180,003	6,862	19,276	27,97	21,26
Приватні будинки	9163,897	68,693	118,480	5,070	3,010
Гуртожитки	7,144	0,135	0,390	0,33	0,27
Загальні прямі збитки	-	-	-	**57,91**	

Таким чином, відновлене житло має бути комфортнішим і надійнішим аніж було до руйнування. Отже, якщо можливо обійтися без демонтажу будівлі, то конструктивні рішення під час реконструкції повинні максимально трансформувати будинок згідно з потребами сучасного житлового простору.

Випадок часткового обвалення п’ятиповерхового житлового будинку, що збудований 1967 року, внаслідок вибуху ракети розглянуто в публікації [3] і представлено на рис. 1. Як можна побачити, частина будівлі зазнала значних руйнувань, але в цілому її демонтаж буде недоцільним, тому ця та подібні будівлі чекають на реконструкцію.

Житлові 5-поверхові будинки перших масових серій були зведені в Україні у 50-60-х роках XX-го століття як тимчасове житло із проєктним терміном експлуатації, що не перевищував 25 років [12-16]. Понад шістдесятилітня експлуатація призвела до зношення їх інженерних мереж, ослаблення балконів, оголення вузлів з’єднання конструкцій тощо. Такі будинки погано тримають тепло і мають недостатню шумоізоляцію, але результати досліджень [17, 18] показують, що несучі конструкції ще не вичерпали свій ресурс за роки експлуатації.

Найчастіше 5-поверхові житлові будинки розташовані у районах, для яких характерна невисока щільність забудови. При реконструкції таких будинків можна не тільки адаптувати застарілі планування квартир під сучасні потреби та вимоги, а й збільшити кількість квартир завдяки збільшенню кількості поверхів.



Рис. 1. Часткове обвалення п’ятиповерхового житлового будинку (1967 рік забудови) [3]
Fig. 1. Partial collapse of a five-story residential building (built in 1967) [3]

Також при збільшенні житлової площі буде можливість надати оселю людям, які втратили її через бойові дії. Тому завдання, яким займалися автори статті є максимально актуальним та нагальним.

Реалізований проеєкт, опис якого наведено далі у статті, був розроблений та втілений у життя за декілька років до сучасних трагічних подій. Тому, без сумніву, можливість застосовувати відпра-цьовані та перевірені практикою методи нині, коли є потреба негайного прийняття рішень, дає потужний старт на більш швидке відновлення України.

МЕТА ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою дослідження, описаного у цій статті, є вивчення досвіду відновлення (реконструкції з надбудовою поверхів) п'ятиповерхового житлового будинку 1960-х років, зведеного із залізобетонних панелей, у сучасний багатоквартирний дев'ятиповерховий житловий будинок.

Основні завдання дослідження:

1. Описати метод надбудови поверхів ("Фламінго"), його переваги та особливості;

2. Навести конструктивні рішення, прийняті при відновленні будинку, зокрема відокремлений від існуючої конструкції пальовий фундамент.
3. Проаналізувати технічні та економічні показники реалізованого проєкту відновлення, включно зі збільшенням загальної та житлової площі.
4. Обґрунтувати перспективність таких методів відновлення житлового фонду, особливо в контексті відбудови житла після руйнувань внаслідок військової агресії Російської Федерації проти України.

Таким чином, стаття представляє успішний практичний досвід відновлення застарілого житлового будинку з покращенням технічних та експлуатаційних характеристик будівлі.

МАТЕРІАЛИ ТА МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Серед наявних підходів до реконструкції багатоповерхових житлових будинків визначають такі основні методи [8]:

- метод часткової трансформації, що характерний для кварталів зі щільною забудовою та неможливістю значного підвищення поверховості;
- метод прибудови, характерний для кварталів із нещільною забудовою;
- метод надбудови, т.з. метод «Фламінго», є доцільним при значному збільшенні кількості поверхів і харак-теризується тим, що навантаження від надбудови не передається на конструкції існуючої будівлі;
- змішаний метод характеризується влаштуванням надбудов і прибудов, а також комбінованим варіантом передачі навантаження.

З огляду на можливості створення додаткових житлових площ метод надбудови, т.з. метод «Фламінго», має ряд переваг:

- збереження стану фундаментів існуючої будівлі;
- зменшення навантаження від надбудови завдяки використанню легких будівельних матеріалів;
- відсутня необхідність підсилення конструкцій існуючої будівлі.

Для будівель, що були пошкоджені внаслідок військової агресії Російської федерації проти України, у деяких випадках, влаштування надбудови може бути виконано у поєднанні із підсиленням конструкцій існуючої будівлі.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Одним із реалізованих проєктів реконструкції із надбудовою є житловий дев’ятиповерховий будинок, який було введено в експлуатацію на місці старого п’ятиповерхового гуртожитку у місті Одесі, по вул. Парковій, 75-б. Етапи реконструкції будинку передбачали надбудову чотирьох поверхів із одночасним збільшенням площі існуючих поверхів будівлі (рис. 2).



Рис. 2. Етапи реконструкції будинку
Fig.2. Reconstruction stages of the building

Стара будівля гуртожитку прямокутна у плані розмірами 72,7х13,4 м із поздовжніми несучими стінами і пласкою покрівлею. Висота типового житлового поверху становила 2,85 м. Під будівлею розташовувався підвал висотою 3,8 м. Переміщення між поверхами відбувалося по двох сходових клітинах. Ліфти в старій будівлі не були передбачені.

Реконструкція 5-поверхового будинку гуртожитку із надбудовою 4-х поверхів виконана за технологією без довантаження несучих конструкцій існуючого будинку (метод «Фламінго»), за каркасною конструктивною схемою.

Надбудована частина спирається на стійки-пілони, що зведені на пальових фундаментах, котрі не зв'язані з існуючими стрічковими фундаментами будинку, що реконструюється. Вигляд будинку до рекон-струкції та під час зведення пілонів наведено на рис. 3. .



а *б*

Рис.3. Будинок по вул. Парковій, 75-6 у м. Одесі:
а – до реконструкції;
б – під час реконструкції з надбудовою

Fig.3. The building in 75-b Parkova Str., Odesa:
a – before the reconstruction;
b – during the reconstruc-tion with height increasing

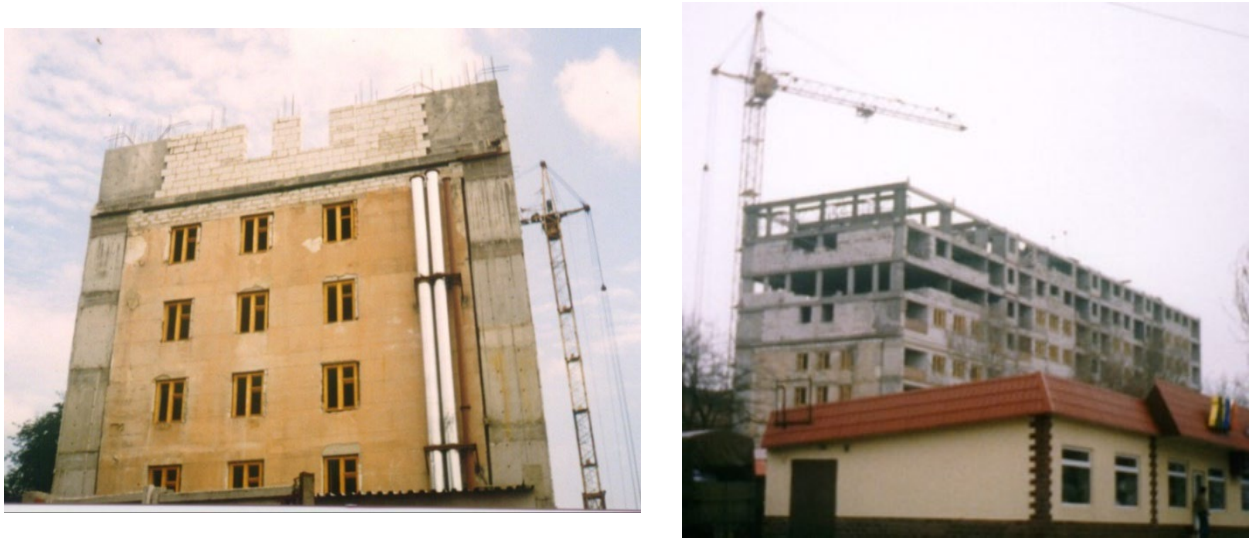
Просторова жорсткість надбудови забезпечується завдяки сумісній роботі колон, ригелів, дисків перекриття і діафрагм жорсткості. Для огороджувальних конструкцій були застосовані легкі будівельні матеріали (газобетон) із заповненням "на поверх". Загальний вигляд будинку під час виконання робіт з реконструкції наведено на рис. 4.

Проєктом реконструкції передбачена роздільна передача навантажень від існуючого будинку і надбудови. Геологічна будова ділянки представлена лесовою товщею із пошаровим заляганням. Нижче підошви фундаментів існуючого будинку залягають різні інженерно-геологічні елементи (рис. 5, а).

На підставі даних інженерно-геологічних вишукувань і технологічних вимог у

якості фундаментів під пілони були виконані буроін'єкційні палі діаметром 220 мм завдовжки 10,5 м зі спиранням підошви на червоно-бурий суглинок у безпосередній близькості від покрівлі вапняку-черепашнику. Розрахункова несуча здатність палі для ґрунтів природної вологості – 630 кН, у випадку їх водонасичення – 500 кН. Фактичне навантаження на палю у фундаменті склало 440-500 кН. За результатами статичних випробувань двох робочих технологічних паль розрахункове навантаження на них отримане таким, що дорівнює 600 кН при осіданнях 5,4 і 12 мм, що менше гранично припустимого (16 мм). Поперечний переріз основи пальового фундаменту і результати

статичних випробувань паль наведено на рис. 5, б, в.



а *б*

Рис. 4. Вигляд будинку протягом реконструкції:
а -під час зведення 6-го поверху;
б- після надбудови 4-х поверхів

Fig. 4. Building during the reconstruction:
a- during the construction of the 6th storey;
b-after the addition of 4 stories

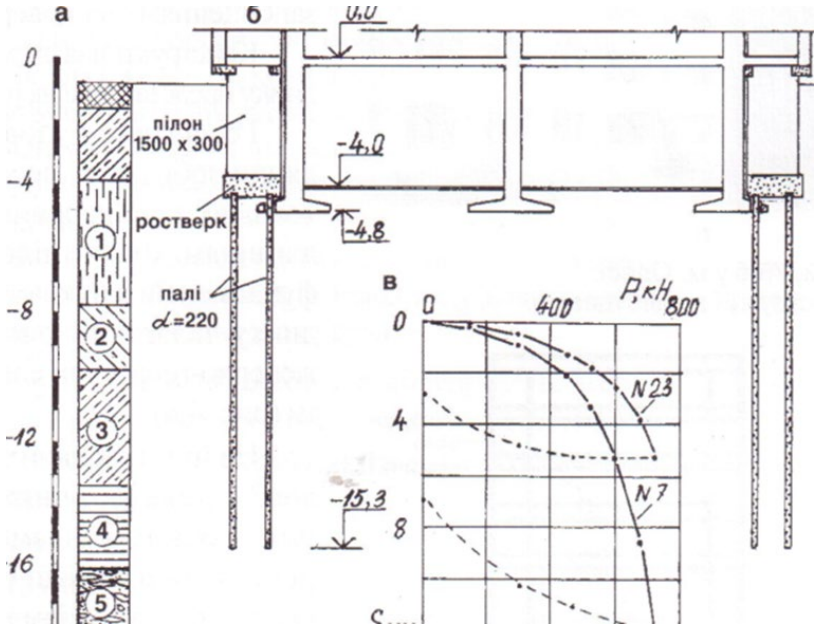


Рис. 5. Конструкція фундаментів під пілони: а — фрагмент геологічного розрізу: 1 — супісок лесовий, пальовий, легкий, пластичний (2,9 м); 2 — суглинок лесовий, коричневий, легкий, напів-твердий (2 м); 3 – суглинок лесовий, сіро-жовтий, із включенням м'яких карбонатів (3,6 м); 4 – суглинок червоно-коричневий, важкий, твердий (2,7 м); 5 — вапняк-черепашник темно-жовтий, "плитчастий" (пройдено 0,8 м); б — поперечний переріз пальового фундаменту; в — результати статичних випробувань ґрунтів палями

Fig. 5. Foundation of the pylons: a – the detail of the geotechnical profile: 1 – loess loam, pile, light, plastic sand (2.9 m); 2 – loess loam, brown, light, semi-solid (2 m); 3 – loess loam, gray yellow, with the inclusion of soft carbonates (3.6 m); 4 – red brown loam, heavy, solid (2.7 m); 5 – dark yellow, "flag-like" shell limestone (passed 0.8 m); b – the cross section of the pile foundation; c – the static tests results of soils with the piles

Кількість паль у фундаментах прийнята залежно від навантаження на пілони і становить від 3-х до 5-ти. При виготовленні паль було виконано ущільнення вибою свердловини втрамбовуванням щебню металевою трамбівкою і обпресуванням бетонної суміші тиском до 0,4 МПа. У процесі проведення робіт був забезпечений технічний моніторинг за всіма техноло-гічними процесами, в тому числі із застосуванням сучасних методик [19, 20].

Для забезпечення самостійної роботи пальового фундаменту була виконана ізоляція паль від фундаменту існуючого будинку. Палі в межах "плями" плити стрічкового фундаменту влаштовувалися через просвердлені отвори діам. 250 мм.

У межах товщини стрічкового фундаменту встановлювався відрізок труби – "гільза", що забезпечила зазор між палею й існуючим фундаментом. На рис. 6 наведено фрагмент компонування п’яти паль у фундаменті та схема забезпеченні роздільної роботи нової палі з існуючою стрічкою.

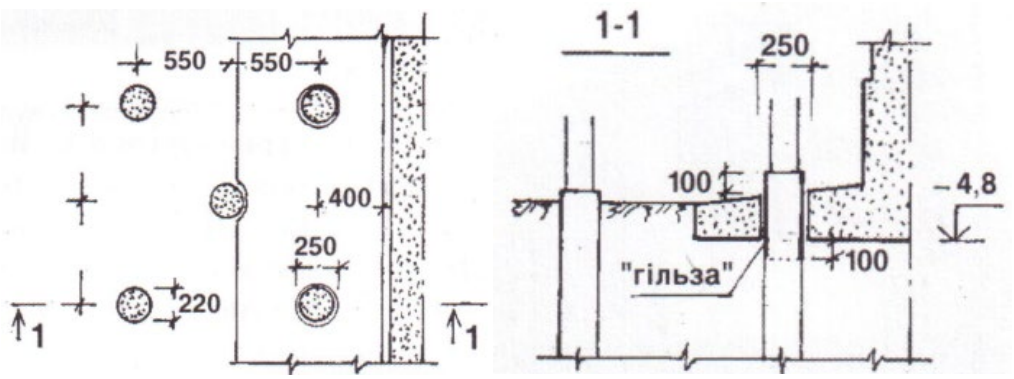


Рис.6. Фрагмент компонування паль у фундаменті
Fig.6. Detail of pile arrangement in the foundation

Для уникнення впливу пальового ростверку на плиту існуючого стрічкового фундаменту між ними була виконана пружна подушка зі шлаку завтовшки до 100 мм. Пальові ростверки з’єднали між собою залізобетонними балками, розташованими уздовж будин
ку (рис. 7).



Рис. 7. Пальові ростверки, об’єднані балкою
Fig. 7. Pile grids connected by the beam

По ростверках із кроком 2,65-7,4 м в осях улаштовані несучі залізобетонні пілони-стійки для поверхів, що надбудовуються. Поперечний перетин пілонів 1,5х0,3 м, висота – 17,5 м. У поздовжньому напрямку на рівні кожного перекриття існуючого буди-

нку пілони з'єднані між собою двома залізобетонними балками, по яких було улаштоване перекриття, що є додатковою площею до існуючого будинку. Додаткову площу використали для улаштування лоджій і розширення квартир (рис. 8).

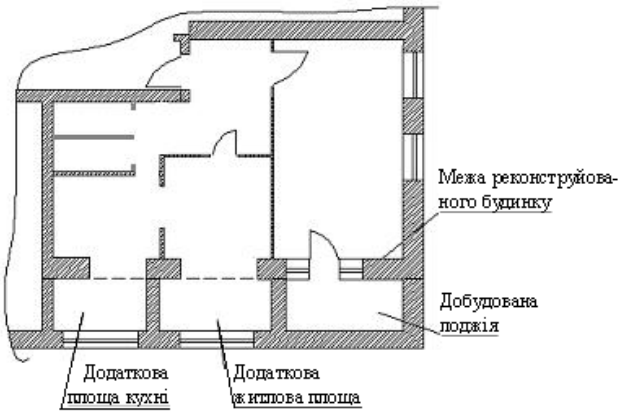


Рис. 8. Схема квартири після реконструкції будинку
Fig. 8. Plan of the apartment after the reconstruction of the building

Для забезпечення жорсткості будинку від горизонтальних зусиль, що спричинені вітровими та сейсмічними впливами, у поздовжньому напрямку в місцях розташування сходових клітин між пілонами були улаштовані залізобетонні діафрагми жорсткості на всю висоту будинку.

На рівні 5-го поверху пілони в поперечному напрямку будинку з'єднані гратчастою балкою прольотом 13,5 м, яка розташована в межах 6-го надбудованого поверху, утворюючи П-подібні рамні конструкції. По верхньому і нижньому поясах гратчастої балки виконані перекриття зі збірних багатопустотних залізобетонних плит і сполучні монолітні балки рам.

Між конструкціями надбудованої частини і існуючого будинку влаштований технологічний зазор 50-150 мм для запобігання впливу надбудованої частини на існуючий будинок у процесі осідання фундаментів.

Дах – двосхилий, по дерев'яних кроквах. У межах горищного простору передбачена можливість влаштування мансардного поверху, тут розміщено машинні приміщення для ліфтів, які були вбудовані в місцях сходових кліток старого будинку.

Будинок обладнаний інженерними мережами, які повністю відповідають усім сучасним стандартам: індивідуальна котельня і насосна станція. Газова котельня забезпечує протягом усього року подачу гарячої води і необхідні параметри теплоносія в опалювальний період, що у річному вираженні дає суттєву економію енергоресурсів та зменшує кількість викидів вуглецю порівняно із вугільними центральними котельнями. Загальний вигляд оновленого будинку наведено на рис. 9.



а *б*

Рис. 9. Вигляд будинку після реконструкції із надбудовою
Fig. 9. View of the building with height increasing after the reconstruction

Економічна доцільність реконструкції житлового будинку обумовлена середнім збільшенням площі кожної квартири на 20-25 м^2. Надбудована частина дає можливість збільшити щільність завдяки розміщенню будинку більшої поверховості на існуючій площі забудови.

Основні параметри техніко-економічних показників реконструкції з надбудовою наведено в таблиці 2.

Табл. 2. Техніко-економічні показники реконструкції з надбудовою
Table 2. Technical and economic characteristics of the reconstruction

Показники	До реконструкції	Після реконструкції	Збільшення, %
Загальна площа квартир, м^2	4330	7819	80,5
Площа житлового будинку, м^2	5334	8734	63,7
Будівельний об'єм, м^3	17535	40282	130,0
Загальна площа поверху, м^2	974	1265	30,0

Розглянутий тип реконструкції проводиться із відселенням мешканців. Однак є можливість здійснити реконструк-цію будівлі (та й цілого кварталу) без відселення мешканців. При цьому монтаж частин будівлі, що прибудовується і надбудовується може проводитися без застосування вантажопідйомної техніки (із застосуванням технології незйомної опалубки з піно-полістирольних плит).

Запропонована реновація проводиться без знесення житла. Однак існує можливість відновлення та реновації цілих кварталів також із частковим знесенням житла. До реконструкції мікрорайону можна підходити як з надбудовою будівель, так і зі знесенням, щоб на місці знесених будівель зводилися нові будівлі.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Незважаючи на жахливі події, які переживає Україна та український народ, ми маємо всебічну підтримку світової спільноти, яка вже неодноразово заявляла про допомогу до повної перемоги над агресором. Однак після цієї найбільш очікуваної події гостро постане питання відновлення будівель після руйнувань, яких завдала російська федерація. Для цього будуть необхідні ефективні та економічні рішення. Україна має значну кількість застарілих будинків, які вже давно потребували реновації або ліквідації.

Успішна реновація п'ятиповерхового житлового будинку 1960-х років з надбудовою додаткових чотирьох поверхів була проведена за безпосередньої участі Ігоря Владиславовича Шеховцова. Надбудова була виконана за методом «Фламінго» з улаштуванням незалежної збірно-монолітної системи на окремому пальовому фундаменті, яка сприймає усі вертикальні та горизонтальні навантажен-ня. При цьому було збільшено житлові площі існуючих квартир, вбудовано ліфти та організовано енергоефективне тепло- та водопостачання будинку.

Після завершення реновації та введення в експлуатацію було організовано комплексний моніторинг будівлі, який показав прогнозовані результати, що додатково підкреслило правильність запропонованих інженерних рішень.

Метод, який представлено у статті, дозволяє після реновації збільшити загальну площу квартир на понад 80%, при цьому будівля задовольнятиме чинним нормативним вимогам, буде енерго-ефективною, а сама реновація та подальша експлуатація дозволить знизити кількість викидів вуглецю, в тому числі через відсутність необхідності демонтувати будинок.

Подібні методи відновлення будівель, кварталів та цілих міст знайдуть своє місце у період масової відбудови України.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Київська школа економіки** (2024) Звіт про прямі збитки інфраструктури від руйнувань внаслідок військової агресії росії проти України станом на 1 вересня 2024 року.
2. **Civilian Harm in Ukraine Homepage**, https://ukraine.bellingcat.com, last accessed 2024/05/05.
3. **Нужний, В** (2022) Перші дослідження ушкоджень будівель і споруд внаслідок бойових дій. *Будівельні конструкції. Теорія і практика (11), 104-114.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.104-114
4. **Фаренюк, Г., & Немчинов, Ю.**, & **Бєлоконь, О., & Мар'єнков, М., & Богдан, Д., & Бабік, К., & Байтала, Х** (2022) Оцінка стану будівель і споруд вібродинамічним методом після військових пошкоджень. *Наука та будівництво. 2(32), 3-18.* https://doi.org/10.33644/2313-6679-08-2022-1
5. **Слюсаренко, Ю., & Мелашенко, Ю., & Іщенко, Ю., & Павлюк, Є** (2023) Досвід обстеження панельних будинків, пошкод-жених внаслідок бойових дій. *Наука та будівництво. 3(36), 41-50.* https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2023-5-20
6. **Кріпак, В., & Колякова, В.** (2021). Взаємозалежність конструктивних і розра-хункових схем будівлі. *Будівельні кон-струкції. Теорія і практика*, *1*(8), 17–24. https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24
7. **Кріпак. В., & Дробаха, О.** (2017). Реконструкція житлового будинку з надбудовою з використанням зовнішнього металевого каркасу. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, *1*(1), *158–165.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.158-165
8. **Шпакова Г., & Шпаков А.** (2023) Стратегії повоєнного відновлення України: інституційні та економічні виміри. *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин, 51(1), 152-161.* https://doi.org/10.32347/2707-501x.2022.51.152-161
9. **Shpakova, H., & Shpakov, A., & Koliakova, V., & Kripak, W.** (2024) Structural and technological aspects of conservation of street art on buildings damaged during the war. *International Journal of Conservation Science, 15, 103-118.* DOI:10.36868/IJCS.2024.SI.09
10. **Shekhovtsov, V., & Fesenko, O. & Vorodin, O. (2023)** Inspection and assessment of the technical condition of a 3-storey administrative building damaged as a result of a missile strike carried out by the armed forces of the russian federation. *[Proceedings of the IV International scientific and practical conference "Special-purpose buildings and structures: modern materials and constructions"] – April, p. 100*
11. **Глуховський В., & Дубовик С., & Лісений О., & Любченко І., & Мар'єнков М., & Яковенко М.** (2022) Обстеження, оцінка технічного стану та умови відновлення житлового будинку на проспекті В. Лобановського, 6-А в м. Києві, пошкодженого внаслідок воєнних дій. *Наука та будівництво. 3-4 (33-34), 55-68.* https://doi.org/10.33644/2313-6679-34-2022-6
12. **Шеховцов, І., & Тугаєнко, Ю** (2004) Досвід реконструкції 5-ти поверхового житлового будинку з надбудовою 4-х поверхів. *Будівництво України 4, 15–17.*
13. **Шеховцов, І** (2004) Досвід реконструкції 5-ти поверхової житлової будівлі з надбудовою 4^{x} поверхів на пілонах у м. Одесі по вул. Парковій, 75-б. *Нові технології в будівництві 2 (8), 8-12.*
14. **Агєєва, Г., & Кафієв, К., & Крівєльов, Л** (2021) Реконструкція будинків перших масових серій – засада сталого розвитку мікрорайонів і кварталів міст. *Наука та будівництво 1(27),32-40.* *https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v27i1.5-20*
15. **Ільченко Д, & Перфілова О** (2013) Переваги використання методу «ФЛАМІНГО» при реконструкції житлової забудови у м. Київ. *[Матеріали V Міжнар.наук.-практ. конф. "Архітектура та екологія"] Київ, НАУ,29-30 жовтня 2013 р. Ч.II, с. 31-33.*
16. **Дорошенко, Ю., & Мережко, А** (2020) Передумови реновації застарілого житлового фонду в Україні. *Теорія та практика дизайну 1(20),51-66.* *DOI: 10.18372/2415-8151.20.15050*
17. **Kalyukh, Y., & Senatorov, V.** (2011). The problems of resource evaluation of highly responsible and especially massive RC hydrotechnical structures. *[fib Symposium Prague 2011: Concrete Engineering for Excellence and Efficiency, Proceedings, 1], pp. 627–630.*
18. **Kaliukh, I., & Senatorov, V., & Khavkin, O., & Kaliukh, T., & Khavkin, K.** (2013).

Experimental and analytic researches on technical state, design and operation of reinforced concrete anti-landslide structures for seismic dangerous regions of Ukraine. *[fib Symposium Tel-Aviv: Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling and Construction, Proceedings] pp. 625–628.*

19. **Kaliukh, I., & Fareniuk, G., & Trofymchuk, O., & Fareniuk, I., &Berchun, Y.** (2019). Identification of defects in reinforced concrete piles based on multi-wave reflection *[Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete – Innovations in Materials, Design and Structures] pp. 991–998.*
20. **Malakhov, V., & Bondarenko, O., & Shekhovtsov, V., & Shekhovtsov, I.** (2021). Dynamic testing of joints of precast and cast-in-sıtu reınforced concrete and elements of brick-work with concrete inclusion. *[Proceedings of the fib Symposium, 2021] – June, pp. 1461–1470.*

REFERENCES

1. **Kyivska shkola ekonomiky (**2024) Zvit pro priami zbytky infrastruktury vid ruinuvan vnaslidok viiskovoi ahresii Rosii proty Ukrainy stanom na 1 veresnia 2024 roku.
2. **Civilian Harm in Ukraine Homepage**, https://ukraine.bellingcat.com, last accessed 2024/05/05.
3. **Nuzhnyi, V (2022)** Pershi doslidzhennia ushkodzhen budivel i sporud vnaslidok boiovykh dii. Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka *(11), 104-114*. *DOI: 10.32347/2522-4182.11.2022.104-114*
4. **Fareniuk, H., & Nemchynov, Yu., & Bielokon, O., & Marienkov, M., & Bohdan, D., & Babik, K., & Baitala, Kh (2022)** Otsinka stanu budivel i sporud vibrodynamichnym metodom pislia viiskovykh poshkodzhen. Nauka ta budivnytstvo. *2(32),3-18. https://doi.org/10.33644/2313-6679-08-2022-1*
5. **Sliusarenko, Yu., & Melashenko, Yu., & Ishchenko, Yu., & Pavliuk, Ye (2023)** Dosvid obstezhennia panelnykh budynkiv, poshkodzhenykh vnaslidok boiovykh dii. *Nauka ta budivnytstvo. 3(36), 41-50. https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2023-5-20*
6. **Kripak, V., & Koliakova, V. (2021).** Vzaiemozalezhnist konstruktyvnykh i rozrakhunkovykh skhem budivli. Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka. *1*(8), 17–24. https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24
7. **Kripak. V., & Drobakha, O. (2017).** Rekonstruktsiia zhytlovoho budynku z nadbudovoiu z vykorystanniam zovnishnoho metalevoho karkasu. Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka, *1*(1*), 158–165. https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.158-165*
8. **Shpakova H., & Shpakov A. (2023)** Stratehii povoiennoho vidnovlennia Ukrainy: instytutsiini ta ekonomichni vymiry. Shliakhy pidvyshchennia efektyvnosti budivnytstva v umovakh formuvannia rynkovykh vidnosyn*, 51(1), 152-161. https://doi.org/10.32347/2707-501x.2022.51.152-161*
9. **Shpakova, H., & Shpakov, A., & Koliakova, V., & Kripak, W. (2024)** Structural and technological aspects of conservation of street art on buildings damaged during the war. *International Journal of Conservation Science, 15, 103-118. DOI:10.36868/IJCS.2024.SI.09*
10. **Shekhovtsov, V., & Fesenko, O. & Vorodin, O. (2023)** Inspection and assessment of the technical condition of a 3-storey administrative building damaged as a result of a missile strike carried out by the armed forces of the russian federation. *[Proceedings of the IV International scientific and practical conference "Special-purpose buildings and structures: modern materials and constructions"] – April, p. 100*
11. **Hlukhovskyi V., & Dubovyk S., & Lisenyi O., & Liubchenko I., & Marienkov M., & Yakovenko M.** (2022) Obstezhennia, otsinka tekhnichnoho stanu ta umovy vidnovlennia zhytlovoho budynku na prospekti V. Lobanovskoho, 6-A v m. Kyievi, poshkodzhenoho vnaslidok voiennykh dii. *Nauka ta budivnytstvo. 3-4 (33-34), 55-68. https://doi.org/10.33644/2313-6679-34-2022-6*
12. **Shekhovtsov, I., & Tuhaienko, Yu (2004)** Dosvid rekonstruktsii 5-ty poverkhovoho zhytlovoho budynku z nadbudovoiu 4-kh poverkhiv. *Budivnytstvo Ukrainy 4, 15–17.*
13. **Shekhovtsov, I (2004)** Dosvid rekonstruktsii 5-ty poverkhovoi zhytlovoi budivli z nadbudovoiu 4kh poverkhiv na pilonakh u m. Odesi po vul. Parkovii, 75-b. *Novi tekhnolohii v budivnytstvi 2 (8), 8-12.*
14. **Ahieieva, H., & Kafiiev, K., & Krivielov, L (2021)** Rekonstruktsiia budynkiv pershykh masovykh serii – zasada staloho rozvytku mikroraioniv i kvartaliv mist. *Nauka ta*

budivnytstvo 1(27),32-40. https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v27i1.5-20

15. **Ilchenko D, & Perfilova O** (2013) Perevahy vykorystannia metodu «FLAMINHO» pry rekonstruktsii zhytlovoi zabudovy u m. Kyiv. *[Materialy V Mizhnar.nauk.-prakt. konf. "Arkhitektura ta ekolohiia"] Kyiv, NAU, 29-30 zhovtnia 2013 r. Ch.II, s. 31-33.*
16. **Doroshenko, Yu., & Merezhko, A** (2020) Peredumovy renovatsii zastariloho zhytlovoho fondu v Ukraini. *Teoriia ta praktyka dyzainu 1(20),51-66. DOI: 10.18372/2415-8151.20.15050*
17. **Kalyukh, Y., & Senatorov, V.** (2011). The problems of resource evaluation of highly responsible and especially massive RC hydrotechnical structures. *[fib Symposium Prague 2011: Concrete Engineering for Excellence and Efficiency, Proceedings, 1]*, *pp. 627–630.*
18. **Kaliukh, I., & Senatorov, V., & Khavkin, O., & Kaliukh, T., & Khavkin, K.** (2013). Experimental and analytic researches on technical state, design and operation of reinforced concrete anti-landslide structures for seismic dangerous regions of Ukraine. *[fib Symposium Tel-Aviv: Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling and Construction, Proceedings] pp. 625–628.*
19. **Kaliukh, I., & Fareniuk, G., & Trofymchuk, O., & Fareniuk, I., &Berchun, Y.** (2019). Identification of defects in reinforced concrete piles based on multi-wave reflection *[Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures] pp. 991–998.*
20. **Malakhov, V., & Bondarenko, O., & Shekhovtsov, V., & Shekhovtsov, I.** (2021). Dynamic testing of joints of precast and cast-in-sıtu reınforced concrete and elements of brickwork with concrete inclusion. *[Proce-edings of the fib Symposium, 2021] – June, pp. 1461–1470.*

Стаття надійшла до редакції 01.05.2024

RENOVATION WITH HEIGHT INCREASING OF RESIDENTIAL BUILDINGS OF THE 1960s MADE OF PRECAST CONCRETE

Vladyslav SHEKHOVTSOV,
Oleg FESENKO,
Viktor MALAKHOV,
Olexiy BONDARENKO

Summary. For many years, an urgent problem in Ukraine is a technical renovation of the existing housing stock of mass-series buildings. Most of them were built with precast concrete elements in the 1960s–1970s. The design lifecycle of such buildings was determined for 25 years. Therefore they have obsolescence and backwardness. That expressed in inconformity with modern design codes for residential buildings, the absence of elevators, the unavailability of engineering communications, low heat and energy efficiency and environmental compatibility of such buildings. On the other hand, the technical examinations of concrete structures of such houses showed that at least 80 % of them have not depleted their bearing capacity resource. The problem of buildings renovation was especially emphasized by the destructive consequences of the Russian federation armed aggression in Ukraine.

The paper describes the experience of renovation with reconstruction of the old 5-storey residential building into modern 9-storey multi-apartment residential building. Construction works included redevelopment of the interior space, elevator installation, and replacement of the utilities by the modern ones and using of up-to-date technologies to improve the energy efficiency of the building. The project provides increasing the number of stories with separate load transfer to the new foundations.

Keywords. Renovation; reconstruction; height increasing; military aggression of the russian federation against Ukraine

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.79-88
УДК 538.9; 624.04; 691.58

ВПЛИВ УМОВ НАНЕСЕННЯ ГЕРМЕТИЗУЮЧИХ ПОЛІМЕРНИХ МАТЕРІАЛІВ НА СТІЙКІСТЬ ДО ДЕФОРМАЦІЙ ГЕРМЕТИКА ДО СКЛОФІБРОБЕТОНУ

Олена ОЛЕКСІЄНКО[1], Лєна ВЕРГУН[2],

[1]Орган з оцінки відповідності ТОВ «Укрсертифікейшен»,
вул. Володимира Стельмаха, буд. 62Д, м. Рівне, Україна, 33018
[1]Building Research Institute (Instytut Techniki Budowlanej)
21, Ksawerów, Warszawa, Poland, 02-656
[2] Київський національний університет ім. Тараса Шевченка,
вул. Володимирська, 64/13, м. Київ, Україна, 01033
[1]mb-elena@ukr.net, http://orcid.org/0000-0002-5329-2217
[2]LienaVergun@univ.net.ua, http://orcid.org/0009-0005-6086-6548

Анотація. У статті розглядається питання щодо особливостей обробки твердих поверхонь праймером перед використанням герметизуючих матеріалів. Адгезійна міцність герметика до поверхні зчеплення є основою ущільнення та герметизації швів. Відсутність адгезії означає потрапляння води, бруду, опадів та інщих кліматичних чинників, які з часом призводять до деструкції швів. Тому дуже важливо дотри-муватися технології обробки швів перед за-стосуванням ущільнювача. Правильна обробка швів праймером, з дотриманням часу нанесення на основу, перед використанням герметизуючих матеріалів призведе до збільшення довговічності та терміну служби герметичного шву.

Для покращення адгезійної міцності між адгезивом і субстратом, як правило, проводять попередню обробку твердої поверхні (субстрата) праймером на основі пінополіуретану або епоксидних смол. Застосування зазначених праймерів пов'язано з тим, що під час витримки на твердій поверхні відбувається утворення полімерної матриці, яка під час подальшого контакту з герметиком забезпечує підвищення міцності зчеплення в зоні контакту. У поверхневих дефектних зонах з вмістом вологи також відбувається формування нового поверхневого шару за рахунок участі полімерних груп в утворенні внутрішньомолекулярних водневих зв'язків. Утворення полімерного шару на твердій поверхні, що може містити дефектні зони, потребує певного часу.

Проведено випробування з визначення стійкості до деформацій комбінації герметизуючих матеріалів герметик/праймер в поєднанні зі зразками склофібробетону та встановлення впливу умов нанесення праймера/герметика до поверхні склофібробетонної композиції на стійкість до серії знакозмінних циклів, рівних за значеннями навантажень і змін температури, при деформації герметизуючого матеріалу 25%. Встановлено, що час обробки твердої поверхні праймером повинен бути не менше, ніж 5 хвилин. При недотриманні цієї умови при нанесенні герметизуючих матеріалів до склофібробетону може бути причиною відшарування герметику від основи.

Ключові слова. Герметизуючий матеріал; адгезійна міцність; стійкість до деформацій;



Олена ОЛЕКСІЄНКО
відділ теплофізики, акустики та екології, науковий співробітник, researcher Department of thermal physics, acoustics and ecology, к.т.н.



Лєна ВЕРГУН
кафедра молекулярної фізики, науково-дослідна лабораторія «Фізика рідин, полімерів та фазових переходів в них», науковий співробітник, к. фіз.-мат.н.

© О. ОЛЕКСІЄНКО, Л. ВЕРГУН, 2024

праймер; склофібробетон.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

У даний час найчастіше як герметики для швів використовуються полімерні матеріали, такі як поліуретан, полісульфід і силікон [1, 2]. Такі матеріали мають чудові характеристики деформації і зв'язування, що зручно для будівництва.

Однак на ці полімерні герметики для швів під час експлуатації впливають різні фактори навколишнього середовища, що призводить до зниження міцності та зниження адгезії герметиків для швів [3]. Отже, вчені проводять широкі дослідження довговічності органічних герметиків для швів. У роботі [4] провели випробування на розтягнення, випробування на твердість, термогравіметричний аналіз і диференціальний термічний аналіз, щоб дослідити ефективність старіння силіконових і поліуретанових герметиків для швів під ультрафіолетовим випромінюванням. У роботі [5] досліджували довговічність герметиків для швів при одноразовому або спільному впливі різних факторів навколишнього середовища, таких як температура та вологість. У роботах [6, 7] переглянуто робочі характеристики, вимоги, ситуацію з дослідженнями та розробками існуючих силіконових герметиків для швів і запропоновано технічні шляхи підвищення довговічності герметика для швів. Більшість вищезазначених досліджень покращують довговічність органічних герметиків для швів шляхом зміни пропорції суміші та додавання домішок. Однак використання лише органічних полімерних герметиків для швів не може задовольнити робочі вимоги гер-метиків для швів у різних середовищах. Тому необхідно вводити нові компоненти для подальшої оптимізації та модифікації органічних полімерних герметиків для швів.

Полімерцементний композит є різновидом нового матеріалу, заснованого на концепції «органіко-неорганічного композиту», який не тільки має хороші зв'язувальні властивості та чудову деформацію органічного матеріалу, але також володіє високою міцністю та довговічністю неорганічного матеріалу. Крім того, додавання інших домішок дозволяє вторинно модифікувати полімерцементний композиційний матеріал, щоб він мав гарну властивість деформації з'єднання та чудову довговічність [8, 9]. На сьогоднішній день деякі вчені широко досліджували полімерцементні композиційні матеріали.

Наприклад, у роботах [10, 11] проведено випробування на стиск для дослідження механічних властивостей розчину, модифікованого полімером бутилбензолу, з різними ваговими співвідношеннями полімеру до цементу.

У роботі авторів [12] було висвітлено питання щодо ролі кремнієвмісних компонентів в механізмах взаємодії між субстратом та адгезивом в процесі виникнення зони контакту «герметик – тверда підкладка». Такі механізми в подальшому можуть спричиняти утворення структур, які під час навантаження змінюють міцність в цій зоні за рахунок появи різноманітних дефектів, що спричиняють проникнення вологи, молекул кисню тощо. Зазначена обставина призводить до зменшення величини адгезійної міцності між адгезивом і субстратом, що в подальшому може бути причиною руйнування в зоні зчеплення.

Дана робота є продовженням цієї тематики. У ній розглядається питання щодо особливостей обробки твердих поверхонь праймером перед використанням герметизуючих матеріалів.

Адгезійна міцність герметика до поверхні зчеплення є основою ущільнення швів. Відсутність адгезії означає потрапляння води, бруду, опадів та інших кліматичних чинників, які з часом призводять до деструкції швів (рис. 1).

Тому, дуже важливо дотримуватися технології обробки швів перед застосуванням ущільнювача. Правильна обробка швів праймером з дотриманням часу нанесення на основу перед використанням герметизуючих матеріалів призведе до збільшення довговічності та терміну служби герметичного шву.



Рис.1. Пошкодження герметика у зв’язку з недотриманням технології виконання робіт

Fig.1. Damage to the sealant due to non-compliance with the work performance technology

Як вже зазначалось, однією із причин руйнування в зоні контакту між адгезивом (герметиком) та твердою поверхнею (бетону або склофібробетону) є проникнення сторонніх молекул води, газів тощо в дефектні зони кремнієвовмісних структур. Для покращення адгезійної міцності між адгезивом і субстратом, як правило, проводять попередню обробку твердої поверхні (субстрата) праймером на основі пінополіуретану або епоксидних смол. Застосування зазначених праймерів пов'язано з тим, що під час витримки на твердій поверхні відбувається утворення полімерної матриці, яка під час подальшого контакту з герметиком забезпечує підвищення міцності зчеплення в зоні контакту. У поверхневих дефектних зонах з вмістом вологи також відбувається формування нового поверхневого шару за рахунок участі полімерних груп в утворенні внутрішньомолекулярних водневих зв’язків [див.напр. 13-16]. Утворення полімерного шару на твердій поверхні, що може містити дефектні зони, потребує певного часу.

Зважаючи на вищевикладене, у даній роботі наведені результати експериментальних досліджень щодо визначення стійкості до деформацій системи «праймер – герметик – зразки склофібробетону» із різним часом витримки праймера на поверхні склофібробетону та стійкості таких систем до серії знакозмінних циклів, рівних за значеннями навантажень і змін температури. За отриманими результатами встановлено умови нанесення праймера для забезпечення підвищення адгезійної міцності в зоні контакту «адгезив – субстрат».

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для проведення випробувань з визначення стійкості до деформацій комбінації герметизуючих матеріалів герметик/праймер в поєднанні зі зразками склофібробетону та встановлення впливу умов нанесення праймера/герметика до поверхні зразків склофібробетону на стійкість до серії знакозмінних циклів, рівних за значеннями навантажень і змін температури, при деформації герметизуючого матеріалу 25%, застосовувались такі зразки:

Зразки серії № 01 розміром 50 х 50 мм, зі склофібробетону з підготовкою поверхні праймером на основі поліуретану, а саме:

- зразки № 01 (1 – 5) – час витримки праймера 5 хвилин;
- зразки № 01 (6 – 10) – час витримки праймера 15 хвилин;
- зразки № 01 (11 – 15) – час витримки праймера 30 хвилин;
- зразки № 01 (16 – 20) – час витримки праймера 4 години;
- зразки серії № 02 розміром 50 х 50 мм, зі склофібробетону з підготовкою поверхні праймером на основі епоксидних смол, а саме:
- зразки № 02 (1 – 5) – час витримки праймера 5 хвилин;
- зразки № 02 (6 – 10) – час витримки праймера 15 хвилин;
- зразки № 02 (11 – 15) – час витримки праймера 30 хвилин;
- зразки № 02 (16 – 20) – час витримки праймера 4 години.

Загальний вигляд випробувальних зразків показано на рис. 2 – 3.



Рис.2. Загальний вигляд випробувальних зразків

Fig.2. General appearance of test samples



Рис.3. Загальний вигляд випробувальних зразків

Fig.3. General appearance of test samples

На рис.4. зображено загальний вигляд зразків під час випробування.



Рис.4. Загальний вигляд зразків під час випробування

Fig.4. General appearance of the samples during the test

На рис.5 наведено зовнішній вигляд зразків після випробування.

Проба герметика наноситься на середину склофібробетонної пластини, попередньо обробленої праймером (час висихання праймера – 5 хв, 15 хв, 30 хв, 4 год.), потім обжимається двома дерев'яними планками, поверхні яких попередньо покриті розплавленим парафіном. Зверху прикладається друга пластина склофібробетона. Розмір шва герметизуючого матеріалу в поперечному перерізі становить (10 ± 1) мм. Підготовлений зразок витримують 7 діб.



Рис.5. Адгезійний розрив дослідного зразка після випробування

Fig.5. Adhesion rupture of the test sample after the test

Випробування зразків проведені згідно ДСТУ Б В.2.7-133 [17] в діапазоні температур від -15 (± 3) °С до +70 (± 5) °С. Вважається, що зразок пройшов випробування, коли на поверхні герметичного шву не буде зафіксовано тріщин, розломів та інших руйнувань, а також відсутнє відшарування герметизуючого матеріалу від поверхні пластин склофібробетона.

Результати випробувань наведені у табл. 1.

Табл. 1. Визначення стійкості до деформацій комбінації герметизуючих матеріалів герметик/праймер в поєднанні зі склофібробетонними композиціями

Table 1. Determination of resistance to deformations of the combination of sealing materials sealant/primer in combination with glass fiber concrete compositions

№ зразка	Кіл-ть повних циклів, шт.	Результати випробувань зразків
1	2	3
01 (1-5)	1	Наявне відшарування герметизуючого матеріалу від поверхні пластин склофібробетона
01 (6-10)	1	
01 (11-15)	2	

Продовження табл.1.
Continuation of table 1

1	2	3
01 (16-20)	5	На поверхні герметичного шву немає тріщин, розломів та інших руйнувань, а також відсутнє відшарування герметизуючого матеріалу від поверхні пластин склофібробетона
02 (1-5)	5	На поверхні герметичного шву немає тріщин, розломів та інших руйнувань, а також відсутнє відшарування герметизуючого матеріалу від поверхні пластин склофібробетона
02 (6-10)	5	
02 (11-15)	5	
02 (16-20)	5	

Як видно з табл. 1, найменшу стійкість виявили зразки з обробкою праймером протягом 5 хвилин.

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПОЯСНЕННЯ

Як вже йшлося у даній роботі, на поверхні бетону або склофібробетону можуть існувати дефектні кремнієвмісні зони, що зменшують адгезійну міцність при зчепленні [18, 20].

За модель, що визначає кінетику зміни домішкових молекул в поверхневих шарах кремнієвмісних структур, використовують аморфний силікагель, що містить Si-O зв'язки [21]. Було проведено наступний експеримент. Гранули аморфного силікагелю витримувались в дистильованій воді упродовж 5 хвилин при температурі 22°С, як це показано на рис. 6.

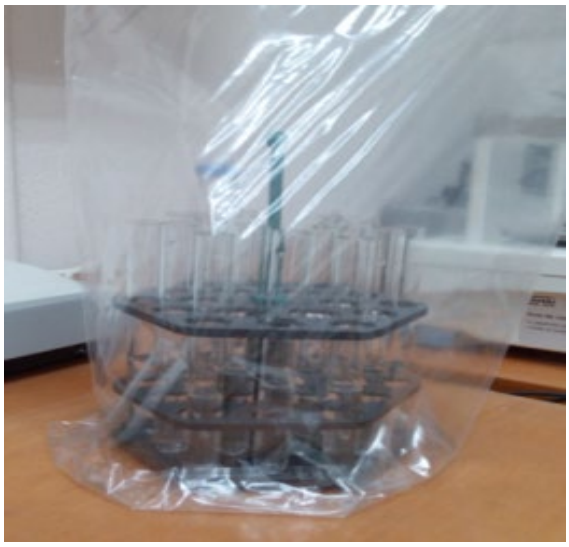


Рис.6. Витримка гранул силікагелю в дистильованій воді
Fig.6. Keeping silica gel granules in distilled water

У процесі висихання гранул силікагелю визначали коефіцієнт зміни маси φ, ум.од. Отримані результати наведені на рис. 7.

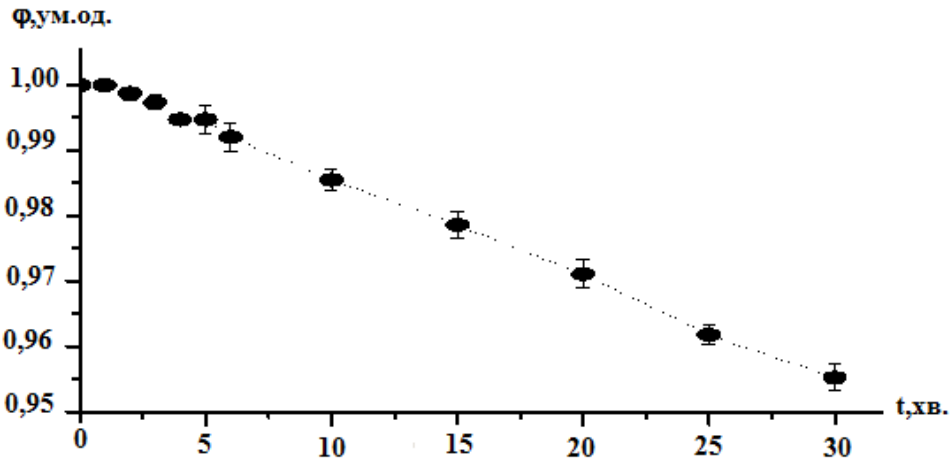


Рис.7. Часова залежність коефіцієнту зміни маси гранул силікагелю під час висихання
Fig.7. Time dependence of the coefficient of change in the mass of silica gel granules during drying

Використання експериментальної залежності, наведеної на рис.7, надасть можливість підбирати полімерні композиції таким чином, щоб відносна зміна маси гранули була сповільнена за рахунок взаємодії ланцюгів праймера з структурою кремнієвмісних ділянок.

Відповідно до проведення умов випробування згідно з ДСТУ Б В.2.7-133, про які йшлося вище, було проведено дослідження кінетики випаровування силікагелевих при температурі 70°С гранул, які попередньо витримувались у дистильованій воді з температурою 22°С протягом 5 хв. Вимірювання проводилися через кожну хвилину.

На рис.7 наведено експериментальну часову залежність зміни маси силікагелевих гранул, отриману за допомогою приладу AND MX-50 Moister Analyzer.

На рис.8 наведені зображення поверхонь гранул в процесі висихання на певних проміжках часу (збільшення у 6 разів)

Як видно з рис. 6, чітко простежуються дві ділянки залежності у часі, що мають різний характер структури, а саме: ділянка в часовому інтервалі 0 ÷ 5 хвилин та ділянка в часовому інтервалі 5 ÷ 30 хвилин. Це відповідає певним станам матеріалу з розрізненою структурою, а саме заповнення дефектних зон силікагелевої гранули домішковими молекулами води та формування суцільної структури.

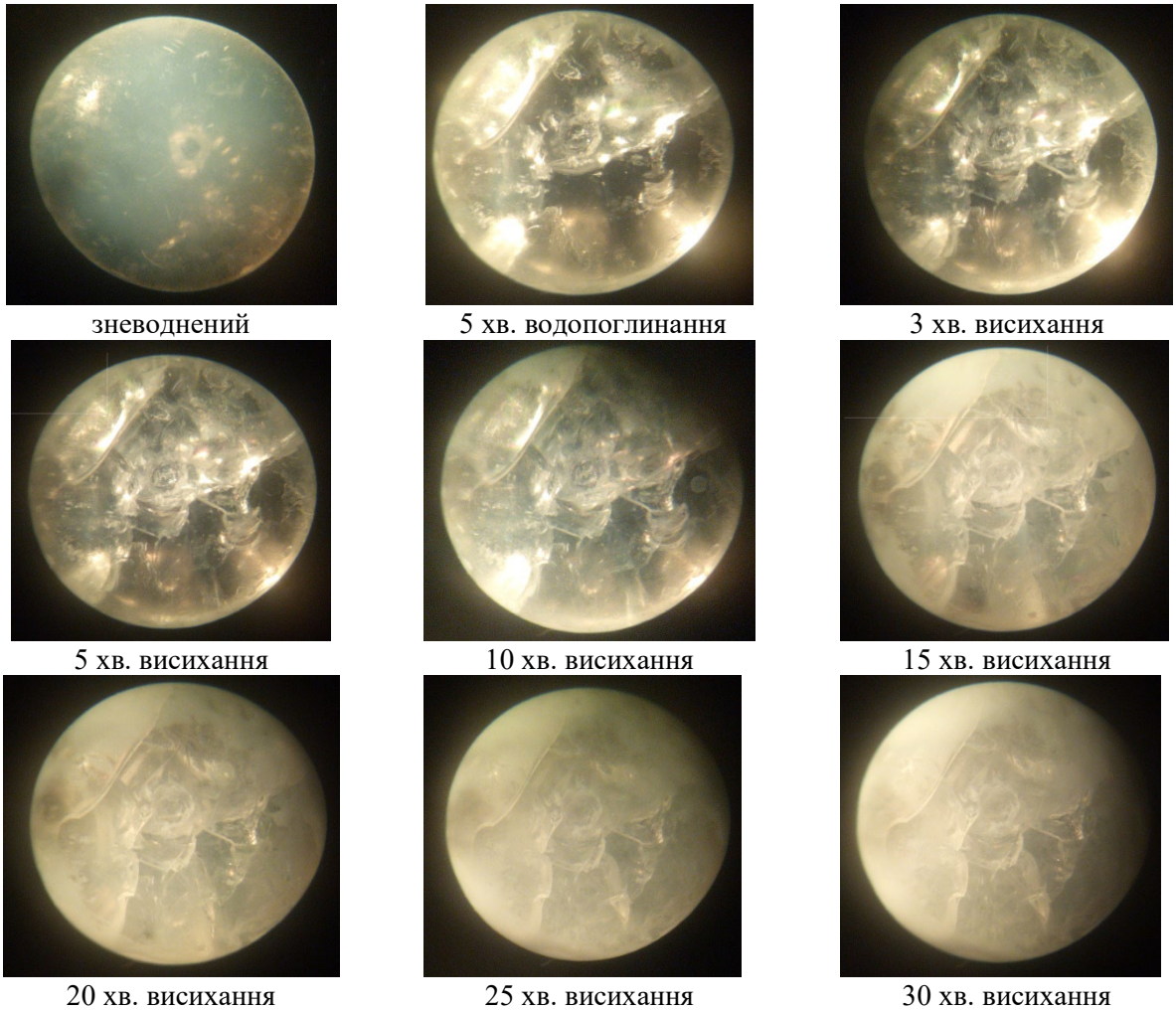


Рис.8. Поверхня силікагелевої гранули під час експерименту
Fig.8. The surface of the silica gel granule during the experiment

У процесі утворення цієї структури відбувається перебудова аморфного силікагелю: зменшується кількість вільної води і в дефектних зонах починається утворення суцільної матриці між кремнієвмісною структурою і молекулами води за рахунок водневих зв'язків. Як видно з рис. 8, після 15 хвилин висихання на поверхні силікагелевої гранули формуються ділянки, що нагадують «тріщини». Отримані результати узгоджуються з результатами проведених випробувань щодо часу витримки праймера на поверхні склофібробетону і на стійкість до серії знакозмінних циклів, рівних за значеннями навантажень і змін температури. Очевидно, що при витримці праймера на поверхні бетону протягом 5 хвилин відбувається лише заповнення дефектних зон. Надалі вже відбувається формування полімерної матриці, стійкість якої залежить від полімерного складу праймера.

Як видно з рисунку 9 повне висихання силікагелю при температурі 70 °С відбувається через 2 години. Отриманий експериментальний результат свідчить про те, що впродовж цього часу кремнієвмісна поверхня повністю зневоднена. При цьому маса силікогелю зменшується в 1,82 рази.

Оцінка адгезійної міцності проведених випробувань із праймерами різного типу показує, що при витримці протягом 5 хвилин адгезійна міцність праймера на основі епоксидних смол перевищує адгезійну міцність праймера на основі поліуретану приблизно в 5 раз. Це означає, що ланцюги, які входять до складу полімерної композиції з вмістом епоксидних смол повністю взаємодіють з поверхнею.



Рис.9. Часова залежність зміни маси сілікагелевих гарнул m, які попердньо витримувались в дистиляті з температурою 22°С при температурі висихання 70°С.

Fig. 9. Time dependence of the change in the mass of silica gel granules m, which were previously kept in a distillate with a temperature of 22°C at a drying temperature of 70°C.

Таким чином в подальшому отримана експериментальна залежність може бути використана для попередньої оцінки ступеня відшарування праймерів різного типу, а саме, відношення маси зразка, що містить кремнієвмісні ділянки з нанесеним праймером (час витримки 5 хвилин), до маси після висушування протягом 2 годин повинна перевищувати значення,рівне 1,82.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проведено випробування з визначення стійкості до деформацій комбінації герметизуючих матеріалів герметик/праймер в поєднанні зі зразками склофібробетону та встановлення впливу умов нанесення праймера/герметика до поверхні склофібробетонної композиції на стійкість до серії знакозмінних циклів, рівних за значеннями навантажень і змін температури, при деформації герметизуючого матеріалу 25%.

Встановлено: для зразків № 01 (1-15) – відшарування герметизуючого матеріалу від поверхні пластин склофібробетона; для зразків № 01 (16-20) та 02 (1-20) – на поверхні герметичного шву немає тріщин, розломів та інших руйнувань, а також відсутність відшарування герметизуючого матеріалу від поверхні пластин склофібробетона.

Встановлено, що час обробки твердої поверхні праймером повинен бути не менше, ніж 5 хвилин. Недотримання цієї умови при нанесенні герметизуючих матеріалів до склофібробетону може бути причиною відшарування герметику від основи. Запропоновано метод попередньої оцінки адгезійної міцності для праймерів різного типу.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Li G., Xu T.** Thermomechanical characterization of shape memory polymer-based self-healing syntactic foam sealant for expansion joints. *J. Transp. Eng. 2011. 137. P. 805 – 814.*
2. **Neshvadian Bakhsh**, K. Performance Based Mechanistic-Empirical Approach to Assess Joint Sealant Eectiveness on Sustainability of Concrete Pavement Infrastructure. *Ph.D. Thesis, Texas A & M University, College Station, TX, USA, 2014.*
3. **Wang D.**, Wang H., Jia H., Wang F., Shou C. Synthesis and application of new polyurethane sealant modified by silicone. *New Build. Mater. 2017. № 5. P. 36 – 40.*
4. **Ding S. H.** Durability evaluation of building sealants by accelerated weathering and thermal analysis. *Constr. Build. Mater. 2006. № 20. P. 878 – 881.*
5. **White C. C.**, Hunston D. L., Tan K.T.; Filliben J.; Pintar A.; Schueneman G. A systematic approach to the study of accelerated weathering of building joint sealants. *J. ASTM Int. 2012. № 9. P. 1 – 17.*
6. **Li H.**, Yi Z., Hao W., Tan Y., Xie Y. Research progress of silicone sealants in Concrete joint. *Concrete 2015. № 3. P. 156 – 160.*
7. **Liu B.**, Huo W., Qu P., Xiong T., Li B. Research and Application Progress of Silicone Sealants for Joints of Concrete Pavement in China. *China Build. Waterproofing 2015. 17. P. 1 – 8.*
8. **Soufi A.**, Mahieux P.Y., Aït-Mokhtar A., Amiri O. Influence of polymer proportion on transfer properties of repair mortars having equivalent water porosity. *Mater. Struct. 2015. № 49. P. 383 – 398.*
9. **Wang T.**, Xu J., Zhu C., Ren W. Comparative Study on the Eects of Various Modified Admixtures on the Mechanical Properties of Styrene-Acrylic Emulsion-Based Cement Composite Materials. *Materials 2019. № 13,8.*
10. **Ribeiro M.S.S.**, Gonçalves A.F., Branco F.A.B. Styrene-butadiene polymer action on compressive and tensile strengths of cement mortars. *Mater. Struct. 2008. № 41. P. 1263 – 1273.*
11. **Pascal S.**, Alliche A., Pilvin P. Mechanical behaviour of polymer modified mortars. Mater. *Sci. Eng. A 2004. 380. P. 1 – 8.*
12. **Олексієнко О.Б.**, Вергун Л. Ю. Вплив величини дійсної адгезійної міцності на визначення умов нанесення герметизуючих полімерних матеріалів. *Наука и будівництво. 2023. № 1 (35). С. 3 – 7.*
13. **Zhang W.**, Dehghani-Sanij A.A., Blackburn, R.S. (2008). IR study on hydrogen bonding in epoxy resin-silica nanocomposites. *Progress in Natural Science, № 18. P. 801 – 805.*
14. **Вергун Л. Ю.**, Забашта Ю. Ф., Тодосійчук Т. Т. та ін. (2014) Оцінка адгезії захисного покриття та інертних поверхонь. *Функціональні матеріали 21, No1, С. 64 – 68.*
15. **Булавін Л. А.**, Забашта Ю. Ф., Бровко О. О., Вергун Л. Ю. та ін. (2016) Вплив магнітного поля на розподіл домішкових молекул у структурі оптично-прозорих полімерних плівок. *Полімерний журнал. 38 № 3. С. 205 – 210.*
16. **Flores-Vivian I.**, Pradoto R. G. K., Moini M., et al. (2017). The effect of SiO_2 nanoparticles derived from hydrothermal solutions on the performance of Portland cement-based materials. *Frontiers of Structural and Civil Engineering, 11(4).*
17. **ДСТУ Б В.2.7-194:2009** Будівельні матеріали. Матеріали герметизуючі полімерні будівельні. Номенклатура показників [Текст]. - *Чинний від 2010-08-01. - К. : Мінрегіонбуд України, 2010. - IV, 7 с.*
18. **Gang Wang**, Hua Tan, Chunjing Lu, and Ao Sun. Effect of SiO_2@PEGMA Composites on Mechanical Properties of Oil Well Cement. *ACS Omega 2022, №7 (27). P. 24012 – 24019*
19. **Shaojie Li**, Ping Shen, Hang Zhou, Shiguo Du, Yuling Zhang and Jun Yan. Synergistic effects of CNTs/SiO_2 composite fillers on mechanical properties of cement composites. *RSC Adv.2022. №12. P. 27253 – 27266.*

20. **Yang Zhou**, Hajie Zheng, Yuwen Qiu, Xixi Zou, Jiale Huang. A molecular Dynamics Study on the Structure, Interfaces, Mechanical Properties, and Mechanisms of a Calsium Silicate/2D-Silica Nanocomposite. *Sec Computational Materials Science. 2020. №7.*
21. **Brinker, C.J.**, Kirkpatrick, R.J., Tallant, D.R., Bunker, B.C., & Montez, B. (1988). NMR Confirmation of Strained "Defects" in Amorphous Silica. *Journal of Non-Crystalline Solids. № 99. P. 418 – 428.*

REFERENCES

1. **Li G.**, Xu T. Thermomechanical characterization of shape memory polymer-based self-healing syntactic foam sealant for expansion joints. *J. Transp. Eng. 2011. 137. P. 805 – 814.*
2. **Neshvadian Bakhsh**, K. Performance Based Mechanistic-Empirical Approach to Assess Joint Sealant Eectiveness on Sustainability of Concrete Pavement Infrastructure. *Ph.D. Thesis, Texas A & M University, College Station, TX, USA, 2014.*
3. **Wang D.**, Wang H., Jia H., Wang F., Shou C. Synthesis and application of new polyurethane sealant modified by silicone. *New Build. Mater. 2017. № 5. P. 36 – 40.*
4. **Ding S. H.** Durability evaluation of building sealants by accelerated weathering and thermal analysis. *Constr. Build. Mater. 2006. № 20. P. 878 – 881.*
5. **White C. C.**, Hunston D. L., Tan K.T.; Filliben J.; Pintar A.; Schueneman G. A systematic approach to the study of accelerated weathering of building joint sealants. *J. ASTM Int. 2012. № 9. P. 1 – 17.*
6. **Li H.**, Yi Z., Hao W., Tan Y., Xie Y. Research progress of silicone sealants in Concrete joint. *Concrete 2015. № 3. P. 156 – 160.*
7. **Liu B.**, Huo W., Qu P., Xiong T., Li B. Research and Application Progress of Silicone Sealants for Joints of Concrete Pavement in China. *China Build. Waterproofing 2015. 17. P. 1 – 8.*
8. **Soufi A.**, Mahieux P.Y., Aït-Mokhtar A., Amiri O. Influence of polymer proportion on transfer properties of repair mortars having equivalent water porosity. *Mater. Struct. 2015. № 49. P. 383 – 398.*
9. **Wang T.**, Xu J., Zhu C., Ren W. Comparative Study on the Eects of Various Modified Admixtures on the Mechanical Properties of Styrene-Acrylic Emulsion-Based Cement Composite Materials. *Materials 2019. № 13. 8.*
10. **Ribeiro M.S.S.**, Gonçalves A.F., Branco F.A.B. Styrene-butadiene polymer action on compressive and tensile strengths of cement mortars. *Mater. Struct. 2008. № 41. P. 1263 – 1273.*
11. **Pascal S.**, Alliche A., Pilvin P. Mechanical behaviour of polymer modified mortars. *Mater. Sci. Eng. A 2004. 380. P. 1 – 8.*
12. **Oleksiienko O.B.,** Verhun L. Yu. Vplyv velychyny diisnoi adheziinoi mits-nosti na vyznachennia umov nanesennia he-rmetyzuiuchykh polimernykh materialiv. *Nauka y budivnytstvo. 2023. № 1 (35). S. 3 – 7.*
13. **Zhang W.**, Dehghani-Sanij A.A., Blackburn, R.S. (2008). IR study on hydrogen bonding in epoxy resin-silica nanocomposites. *Progress in Natural Science, № 18. P. 801 – 805.*
14. **Verhun L. Yu.,** Zabashta Yu. F., Todo-siichuk T. T. ta in. (2014) Otsinka adhezii za-khysnoho pokryttia ta inertnykh poverkhon*. Funktsionalni materialy 21, No1, S. 64 – 68.*
15. **Bulavin L. A.,** Zabashta Yu. F., Brovko O. O., Verhun L. Yu. ta in. (2016) Vplyv mahnitnoho polia na rozpodil domishkovykh molekul u strukturi optychno-prozorykh polimernykh plivok. *Polimernyi zhurnal. 38 № 3. S. 205 – 210.*
16. **Flores-Vivian I.**, Pradoto R. G. K., Moini M., et al. (2017). The effect of SiO_2 nanoparticles derived from hydrothermal solutions on the performance of Portland cement-based materials. *Frontiers of Structural and Civil Engineering, 11(4).*
17. **DSTU B V.2.7-194:2009** Budivelni materialy. Materialy hermetyzuiuchi poli-merni budivelni. Nomenklatura pokazny-kiv [Tekst]. - *Chynnyi vid 2010-08-01. - K. : Minrehionbud Ukrainy, 2010. - IV, 7 s.*
18. **Gang Wang**, Hua Tan, Chunjing Lu, and Ao Sun. Effect of SiO_2@PEGMA Composites on Mechanical Properties of Oil Well Cement. *ACS Omega 2022, №7 (27). P. 24012 – 24019*
19. **Shaojie Li**, Ping Shen, Hang Zhou, Shiguo Du, Yuling Zhang and Jun Yan. Synergistic effects of CNTs/SiO_2 composite fillers on mechanical properties of cement composites. *RSC Adv.2022. №12. P. 27253 – 27266.*
20. **Yang Zhou**, Hajie Zheng, Yuwen Qiu, Xixi Zou, Jiale Huang. A molecular Dynamics Study on the Structure, Interfaces, Mechanical Properties, and Mechanisms of a Calsium Silicate/2D-Silica Nanocomposite. *Sec Computational Materials Science. 2020. №7.*

21. **Brinker, C.J.**, Kirkpatrick, R.J., Tallant, D.R., Bunker, B.C., & Montez, B. (1988). NMR Confirmation of Strained "Defects" in Amorphous Silica. *Journal of Non-Crystalline Solids. № 99. P. 418 – 428.*

THE INFLUENCE OF THE CONDITIONS OF APPLYING SEALING POLYMER MATERIALS ON THE DEFORMATION RESISTANCE OF THE SEALANTER TO SCLOFIBRO CONCRETE

Olena OLEKSIIENKO,
Lena VERGUN

Summary. The article deals with the features of the treatment of solid surfaces with a primer before using sealing materials. The adhesive strength of the sealant to the area of adhesion is the basis for sealing the joints. Lack of adhesion leads to the ingress of water, dirt, precipitation and other climatic effects, which eventually lead to the destruction of the seams. Therefore, it is extremely important to observe the seam treatment technology before applying the sealant. Proper treatment of seams with a primer, observing the time of application to the base, before using sealing materials will increase the durability and service lifespan of the sealed joint.

To improve the adhesive strength between the adhesive and the substrate, as a rule, the hard surface (substrate) is pre-treated with a primer based on polyurethane foam or epoxy resins. These primers are used because when exposed to a hard surface, a polymer matrix is formed, which, upon further contact with the sealant, increases the adhesion strength in the contact zone. In surface defect zones with moisture content, a new surface layer is also formed due to the participation of polymer groups in forming intramolecular hydrogen bonds. The formation of a polymer layer on a solid surface containing defective zones requires a certain time.

Tests were carried out to determine the resistance to deformations of a combination of sealant/primer sealing materials in combination with glass fiber reinforced concrete samples and to establish the influence of the conditions for applying a primer/sealant to the surface of a glass fiber reinforced concrete composition on resistance to a series of character cycles of equal loads and temperature changes, with a deformation of the sealing material of 25% . It has been established that the time of treatment of a solid surface with a primer should be at least 5 minutes. If this condition is not observed when sealing materials are applied to glass fiber reinforced concrete, it may cause the sealant to separate from the base.

Keywords. Sealing material; adhesive strength; resistance to deformations; primer; fiberglass concrete.

Стаття надійшла до редакції 25.04.2024

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.89-101
УДК 624.014

ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВІТРОВОГО ВПЛИВУ НА КОНСТРУКЦІЇ СТАДІОНУ В МОДУЛІ RWIND ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ DLUBAL RFEM

Віталій ТОНКАЧЕЄВ[1], Дмитро МАЛИШКО[2], Людмила ЛАВРІНЕНКО[3]

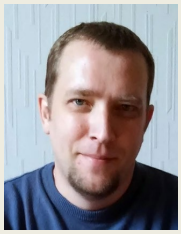
[1, 2, 3] Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1] tonkacheiev.vg@knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0002-1010-8440
[2] malyshkodima@gmail.com, https://orcid.org/0009-0002-2302-7604
[3]ludmila.lavrinenko@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-5601-0943

Анотація. В даній роботі досліджений вплив вітрового навантаження на відновлювану будівлю стадіону в м. Маріуполь, зруйнованого в результаті бойових дій. Розглянуто еліпсоподібна в плані споруда, конфігурація трибун і покриття якого являє собою повну чашу з неповним покриттям. Сталевий каркас покриття над трибунами запроєктований у вигляді навісу на консольних плоских фермах. Основу каркасу становлять вертикальні сталеві рами.

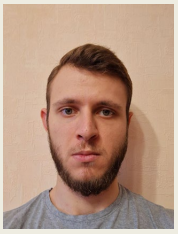
Розглянуто проблематику використання вітчизняних норм при проєктуванні стадіонних споруд з покриттям над трибунами та підхід європейських нормативних документів щодо врахування дії вітрового впливу. Виконано аналіз попередніх наукових досліджень, що стосуються визначення аеродинамічних показників для стадіонних споруд, який показав необхідність проведення чисельного моделювання. Створено модель споруди відповідно до проєктних рішенн. За допомогою спеціального модулю RWIND в складі програмного комплексу Dlubal RFEM імітувався вітровий потік, аналогічний до створюваного в аеродинамічній трубі. Результати теоретичного дослідження представлені у вигляді діаграм розподілу аеродинамічних коефіцієнтів, які використані для подальшого визначення значень вітрового тиску на несучі конструкції та виконання статичних розрахунків каркасу.

Проведено аналіз результатів дослідження. Використання інструментів чисельного моделювання вітрового потоку дозволило підвищити складність системи як на рівні конструктивного рішення, так і на рівні розрахункової моделі. Для унікальної споруди показана можливість визначення значень аеродинамічних коефіцієнтів, отриманих за чисельним моделюванням просторової структури. Аналіз результатів надав можливість кваліфіковано обрати необхідні конструктивні рішення несучих конструкцій сталевого каркасу споруди з урахуванням вимог чинних норм проєктування та нормативних положень Єврокод 1.

Ключові слова. Стадіон; навіс; числове моделювання; вітровий потік; аеродинамічні коефіцієнти.



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



Дмитро Малишко
магістр кафедри металевих та дерев'яних конструкцій



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

© В.ТОНКАЧЕЄВ, Д.МАЛИШКО, Л.ЛАВРІНЕНКО, 2024

ВСТУП

В результаті повномасштабного вторгнення на територію України ворогом було знищено багато об'єктів інфраструктури, громадського та житлового фонду міста Маріуполь. Одним з таких об'єктів був багатофункціональний стадіон, що вміщував близько 13 тис. глядачів.

В межах науково-дослідної роботи розглядався проєкт відновлення будівлі. Стадіон представляє собою багатофункціональну будівлю для різних заходів: від футбольних матчів та легкоатлетичних подій до культурних заходів і великих музичних концертів, включає футбольне поле, два додаткових спортивні майданчика по торцях та бігові доріжки. Над трибунами та частиною площадки передбачене покриття. При створенні проєктних рішень стадіону автори стикнулись з проблемою визначення вітрових навантажень та аеродинамічних показників будівлі стадіону. Оскільки чинні в Україні нормативні документи ДБН В.1.2-2 [1] та Єврокод ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4 [2] висувають до розрахунку ряд вимог, то дослідження аеродинамічного впливу та отримання результатів у формі аеродинамічних коефіцієнтів дозволяє використовувати отримані результати відповідно до будівельного законодавства України.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Вітрове навантаження на покриття складної конфігурації становить одну із складних задач будівельного проєктування. Дослідження роботи будівель та споруд різної конфігурації при дії вітрового впливу активно виконуються науковими колективами багатьох країн світу. Тут існує велика кількість напрацювань, добре сформульованих та відпрацьованих підходів. Виявлені при цьому додаткові резерви системи та альтеративні підходи до визначення перерозподілу зусиль дозволили отримати ефективні конструктивні рішення унікальних споруд та стадіонів [3, 4, 5].

В цілому аналіз публікацій і проєктних матеріалів показує, що на сьогоднішній день ще не досягнуто системне, достатньо узгоджене тлумачення сукупності об'єктів, для яких вітрове навантаження є принципово однозначним та визначеним [6].

Норми проєктування [1, 2] висувають вимогу щодо визначення фактичного розподілу вітрового навантаження та регламентують його урахування як суму нормального тиску, прикладеного до зовнішніх поверхонь, та, в разі навісів та повітропроникних огорож, нормального тиску на внутрішні поверхні. Опис поведінки системи складної геометричної форми у вітровому потоці має виконуватися спеціальним динамічним розрахунком для визначення впливу пульсаційної складової навантаження, а в необхідних випадках – обдуванням моделі в аеродинамічній трубі [1].

В сучасному будівельному проєктуванні склалася ситуація, що полягає в певному тиску архітектурних форм на конструктивні рішення, що виражається не стільки у збільшення довжин, прольотів та ускладненні сітки колон, скільки у створенні складних конфігурацій та об'ємів із специфічним обладнанням [25]. Таке проєктування вимагає чисельних досліджень і додаткового вивчення взаємодії форми споруди та вітрового потоку, а також застосування спеціалізованих програмних інструментів для розрахунку.

Метою роботи є аналіз конструкції просторового покриття стадіону та отримання обґрунтованого результату впливу на конструктивну форму вітрового навантаження в межах характеристичних значень відповідно до норм проєктування України.

Задачею дослідження є побудова та розрахунок структурної моделі МКЕ просторового покриття стадіону, моделювання вітрового потоку та визначення аеродинамічних коефіцієнтів

Методи дослідження – використання інструментів та моделей ПК для аналізу отриманих результатів.

Об'єктом дослідження є несуча конструкція покриття стадіону для умов м. Маріуполь.

Запроєктовано покриття еліпсоподібної в плані арени розмірами 236,0х156,4 м та загальною висотою 28 м. Композиційним ядром арени є футбольне поле, навколо якого розміщені бігові доріжки та трибунні частини споруди. Конфігурація трибун і покриття представляє собою повну чашу з неповним покриттям.

Основу каркасу будівлі стадіону становлять вертикальні сталеві рами з жорстким сполученням вузлів, до центральної стійки яких приєднано консольні ферми навісу. Покриття над трибунами стадіону запроєктоване у вигляді навісу, що утворюється консольними плоскими сталевими фермами, виліт консолі над трибунами — 30 м, виліт консольних ферм на фасад будівлі — 6 м. Кут нахилу покрівлі — 5°. Трибуни облаштовані в 2 яруси. Перший ярус трибун містить 14 рядів сидінь, другий — 16 рядів. Рами об'єднані системою в'язей. При такому конструктивному рішенні система набуває додаткові якості просторової структури, що забезпечує надійну роботу в складних та екстремальних ситуаціях (рис. 1).

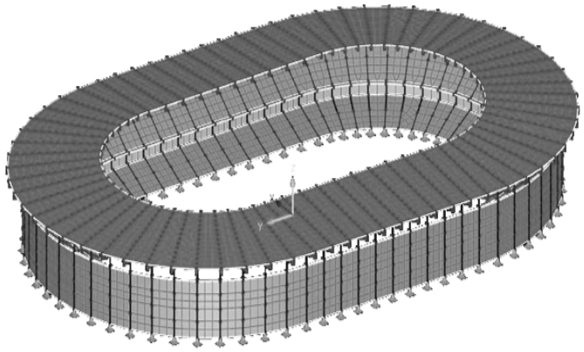


Рис.1. Модель будівлі стадіону, аналізована в ПК Dlubal RFEM

Fig. 1. The stadium model analyzed using Dlubal RFEM PC.

Загальною архітектурно-конструктивною особливістю критих стадіонів є поєднання внутрішнього функціонального простору з конструктивною схемою покриття, що чітко виражено в кращих спортивних спорудах світу. Кожна конструктивна форма є унікальною та вимагає дослідження поведінки у вітровому потоці.

Так, наприклад, при реконструкції та надбудові навісу над трибунами Олімпійського стадіону в Римі було проведено дослідження нелінійної реакції конструкцій нового покриття на штучно створене мультикорельоване поле вітрового навантаження, що було отримане продуванням моделі стадіону в аеродинамічній трубі [7]. Ціла низка робіт присвячена дослідженням конструкцій великопролітних покриттів стадіонів під дією вітрових навантажень за допомогою продування у аеродинамічній трубі [4, 8, 9, 10, 11, 12, 23, 24], уважно розглядаються та вдосконалюються сучасні методи експериментальних досліджень складних архітектурних форм. В [8] розглядаються результати чисельних досліджень та аналізується поведінка висувного покриття, в [3] наводяться дані про експериментальні аеродинамічні випробування великопрольотних покрівель стадіонів Греції та Італії. Експериментальні дослідження статичного тиску на поверхні даху моделі стадіону з описом методики та оптимальних форм дахів з погляду аеродинаміки наведено в [13]. При цьому розглядаються два підходи до дослідження аеродинаміки - випробуванням в аеродинамічних трубах та методами обчислювальної аеродинаміки. На прикладі опор зв'язку в роботі [6] висвітлено проблематику сучасних вітчизняних нормативних документів щодо проведення досліджень аеродинаміки. Із зростанням потужностей обчислювальних систем все частіше надаються переваги дослідженням аеродинамічних показників конструкцій будівель та споруд за допомогою чисельного моделювання із використанням спеціалізованих програмних комплексів. Так в роботі [14] наведено аналіз поведінки мембрани просторового покриття у формі гіперболічного параболоїду в програмному комплексі Dlubal RFEM за допомогою додатку RWIND, у роботі [15] наведено результати порівняльного аналізу аеродинамічних досліджень моделей легких покриттів над трибунами стадіонів в аеродинамічній трубі та чисельних

досліджень в програмному комплексі FLUENT.

Все більша увага приділяється чисельному моделюванню розподілу вітрового тиску на просторові конструкції покриттів стадіонів [10, 16, 17, 18]. Моделювання вітрового потоку методами гідродинаміки розглядається в [19, 20] У роботі [21] узагальнюється досвід використання обчислювальної гідродинаміки при попередньому дослідженні нового даху над стадіоном Болоньї.

Вітрові навантаження на сталеві конструкції будівель в Україні визначаються згідно з вітчизняними нормами [1]. Для проведення розрахунків за граничними станами визначають експлуатаційні та граничні розрахункові значення вітрових навантажень. Розрахункові навантаження, окрім характеристичного значення вітрового тиску, коефіцієнтів надійності за граничним і експлуатаційним значенням, враховують коефіцієнт розподілу вітрового навантаження C:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d \,, \qquad (1)$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт;
C_h – коефіцієнт висоти споруди;
C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти;
C_{rel} – коефіцієнт рельєфу;
C_{dir} – коефіцієнт напрямку;
C_d – коефіцієнт динамічності.

Для проєктованої будівлі стадіону найбільший інтерес становить визначення саме аеродинамічних коефіцієнтів, бо коефіцієнти географічної висоти, рельєфу та напрямку є суттєво узагальненими та не залежать від геометрії об'єму, розміщеного у вітровому потоці. Фактор кореляції за висотою над поверхнею землі та динамічні ефекти поведінки покриття у даній роботі окремо не розглядаються та враховані програмно.

Щодо аеродинамічних коефіцієнтів, їх визначення викладено у [1], де пропонується користуватись схемами та вказівками ДБН. Норми проєктування [1] не пропонують готових схем, які щонайбільше відповідають розглядуваному проєкту та за якими можна було б визначити аеродинамічні коефіцієнти на стінові і покрівельні огороджувальні конструкції та підтрибунну частину споруди. В свою чергу рекомендовано у випадках, не передбачених нормами, аеродинамічні коефіцієнти приймати за довідковими та експериментальним даними або на основі результатів фізичного моделювання конструкцій в аеродинамічних трубах. Як вказано в дослідженні [13, 22], у вітчизняних нормах напряму не міститься вказівок щодо використання чисельного моделювання для розрахунку та визначенні аеродинамічних характеристик складних будівель.

Наведені в додатку І [1] схеми повністю не відображають не тільки фактичного обтікання відровим потоком будівлі в цілому, а й окремих частин будівлі. Наприклад, застосування схеми 2 або 3 для прямолінійних бічних ділянок зовнішньої стінової огорожі як для будівель з двосхилими або склепінчастими покриттями (відповідно без урахування коефіцієнтів для покрівлі) або схеми 12,б для торцевих частин споруди як для споруд з круговою циліндричною поверхнею, буде давати суттєві похибки щодо вітрового навантаження, бо через наявність частково відкритого даху над стадіоном вітровий потік буде потрапляти до середини споруди та тиснути відповідно на конструкції трибун та викликати додатковий тиск на рами будівлі, що їх довантажуватиме. Моделюванням навісу над стадіоном за схемами 11 (типи III та IV) для частини покриття з підвітряного та навітряного боків відповідно не враховується вітровий потік, що піднімається нагору при потраплянні на похилу поверхню трибун та діє в зворотному напрямку відносно навантаження, що розглядається згідно зі схемою 11.

Для комплексного врахування дії вітрового потоку було обрано рішення провести чисельне моделювання за допомогою програмного комплексу Dlubal RFEM та його спеціалізованого модулю RWIND [26], успішне застосування якого

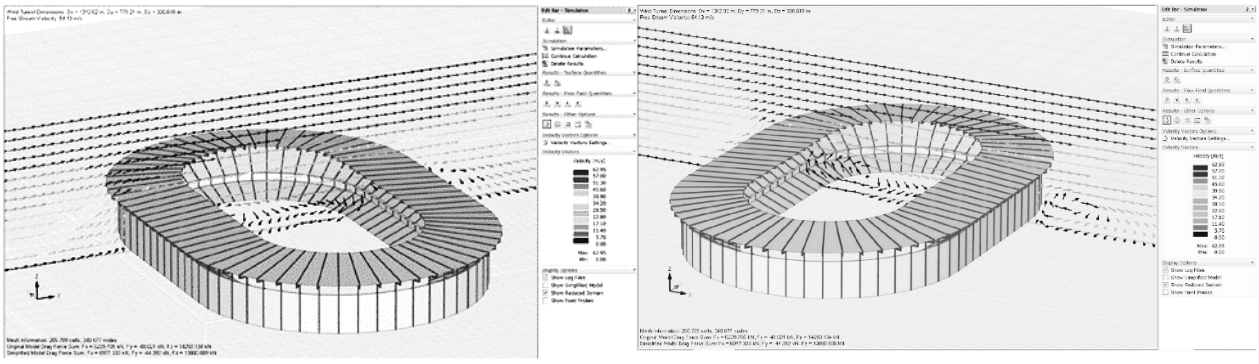
проаналізовано в [14] для мембранного покриття.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ ТА РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Моделювання вітрового впливу в модулі RWIND базується на використанні правил EN 1991 [2]. Підхід Єврокоду дозволяє врахувати наявність перешкод під навісом через врахування коефіцієнту заповнення φ, що відповідає відношенню площі можливих перешкод під навісом до загальної площі поперечного перерізу під ним. Спеціальний модуль RWIND при визначенні значень вітрового тиску бере за основу значення базової швидкості вітру, що згідно національного додатку [2] для міста Маріуполь дорівнює 31 м/с. Було створено модель для дослідження, що максимально відповідає запроєктованим конструкціям стадіону (рис. 1), до якої прикладався вітровий потік в поперечному 0° та поздовжньому 90° напрямках відповідно.

Значення аеродинамічних коефіцієнтів визначалися для обох напрямків дії вітрового потоку на обидві протилежні трибуни. Швидкість та напрямки циркуляції вітрових потоків для обох напрямків їх дії наведені на рис. 2 – 3.

На рис. 2 продемонстровано, як вітрові потоки потрапляють всередину стадіону та циркулюють між трибунами, створюючи таким чином додатній тиск на трибуни та конструкції навісу. Наявність відкритого простору між стіновою огорожею та навісом дозволяє вільно проходити вітровому потоку, таким чином знижуючи навантаження як на самі трибуни так і на консольні конструкції навісу, що також було зазначено в роботі [4], де розглядалось випробування в аеродинамічній трубі моделі стадіону «Металіст» в м. Харків.



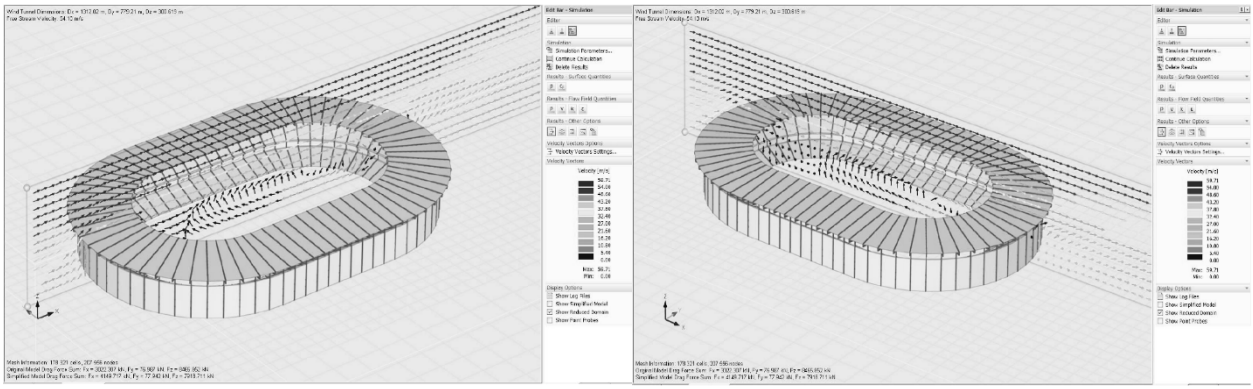
а *б*

Рис. 2. Напрямки та швидкості вітрових потоків при імітації продування в аеродинамічній трубі при напрямку дії вітрового потоку під кутом 0°:
а — вид з боку трибуни ліворуч;
б — вид з боку трибуни праворуч

Fig. 2. Wind flows directions and speeds when simulating blowing in a wind tunnel when the wind flow direction is at 0°:
a — view for the left grandstand;
b — view for the right grandstand

При напрямку вітрового потоку, що спрямований вздовж споруди стадіону (рис. 3), що відповідає куту 90°, розподіл вітрових потоків у модулі RWIND показує схожі результати зі схемою 0°, однак за рахунок більших відстаней між протилежними трибунами характер циркуляції вітрових потоків всередині стадіону дещо відрізняється. Те саме спостерігається в зоні пасивного тиску (рис. 3, *б*).

Отримано значення аеродинамічних коефіцієнтів для кожного з напрямків вітрового потоку для зон активного та пасивного тиску на конструкції стінової огорожі і конструкції покриття, а також на трибуни стадіону.

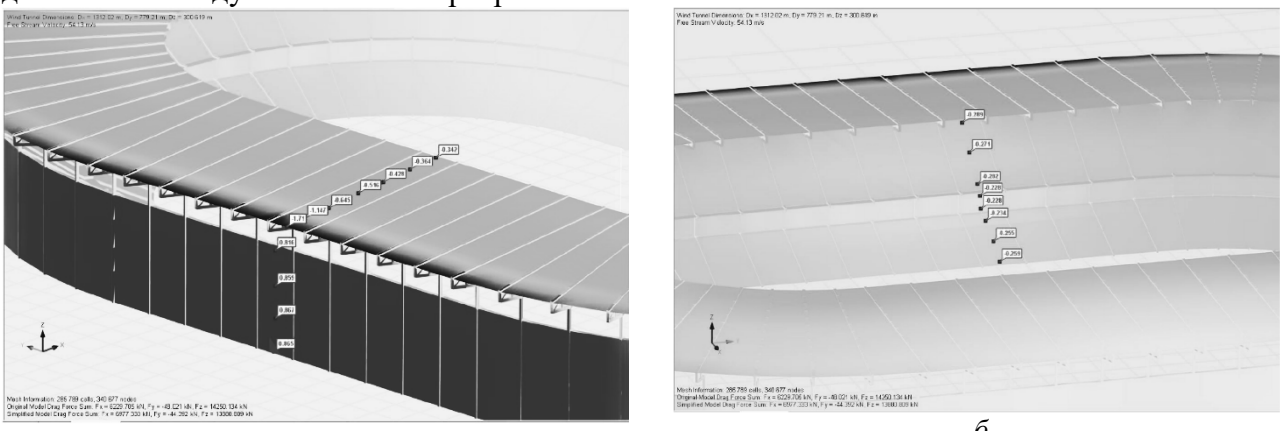


а *б*

Рис. 3. Напрямки та швидкості вітрових потоків при імітації продування в аеродинамічній трубі при напрямку дії вітрового потоку під кутом 90°:
а — вид з боку трибуни ліворуч;
б — вид з боку трибуни праворуч.

Fig. 3. Wind flows directions and speeds when simulating blowing in a wind tunnel when the wind flow direction is at 90°:
a - view for the left grandstand;
b - view for the right grandstand.

Результати визначення аеродинамічних коефіцієнтів, які були обчислені за допомогою модулю RWIND програмного комплексу Dlubal RFEM наведені на діаграмах на рис. 4 – 7.



а *б*

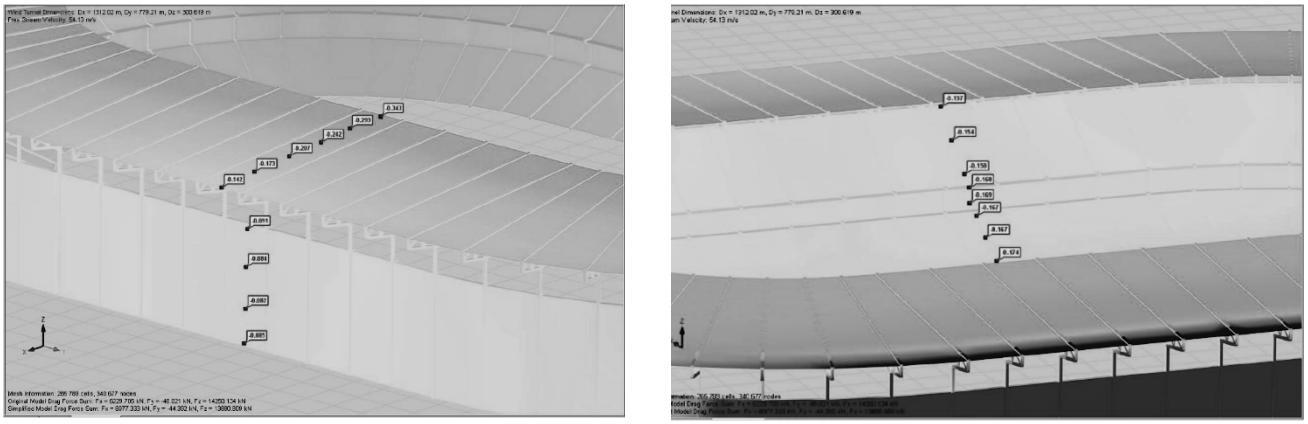
Рис. 4.Значення аеродинамічних коефіцієнтів для трибуни ліворуч при напрямку вітрового потоку 0° (див. рис. 2, *а*):
а — для стінової огорожі та покрівлі;
б — для трибун

Fig. 4. The aerodynamic coefficients values for the left grandstand when the wind flow direction is 0° (see Fig. 2, *a*):
a — for the wall fence and the roof;
b — for the spectators seats

Відповідно до діаграми на рис. 4, *а* розподіл аеродинамічних коефіцієнтів на конструкції стінової огорожі для зони активного вітрового тиску лежить в межах від +0,816 до +0,865; для конструкцій навісу характерним є розподіл коефіцієнтів в межах від -0,342 (крайня точка консолі 30 м, всередині чаші стадіону) до -1,71 (крайня точка консолі 6 м, назовні будівлі), додатних значень коефіцієнтів на покрівлі не спостерігається, що свідчить про підіймальний характер дії вітрового навантаження для наведеної конструкції навісу.

Як видно з діаграми на рис. 5, *а*, на стінові конструкції огорожі для трибуни праворуч діє пасивний тиск вітрового навантаження, що виникає в зоні розрідженого повітря, при цьому розподіл аеродинамічних коефіцієнтів лежить в межах від -0,091 до -0,085. Для конструкцій навісу розподіл аеродинамічних коефіцієн-тів лежить в межах від -0,343 (крайня точка консолі 30 м, всередині чаші стадіону) до -0,142 (крайня точка консолі 6 м, назовні будівлі).

Відповідно до діаграми на рис. 6, *а* на стінові конструкції огородження діє активний вітровий тиск, при цьому розподіл аеродинамічних коефіцієнтів лежить в межах від +0,805 до +0,858. Найбільш навантаженою є зона кола, що обмежена сімома кроками рам від вершини. Для покрівлі ситуація схожа з діаграмою на рис. 4, значення коефіцієнтів лежать в межах від -0,234 (крайня точка консолі 30 м. всередині чаші стадіону) до -1,229 (крайня точка консолі 6 м, назовні будівлі). Для трибуни праворуч при напрямку вітрового потоку 90° для стінового огородження розподіл аеродинамічних коефіцієнтів лежить в межах від +0,111 до +0,220, при цьому зона розподілу максимального вітрового тиску по колу лежить в межах трьох кроків рам відносно вершини.

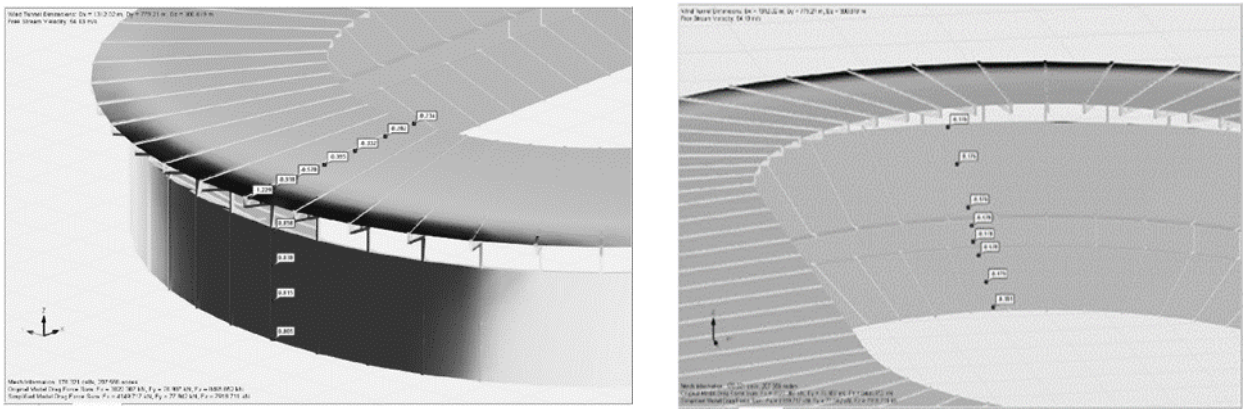


а *б*

Рис. 5. Значення аеродинамічних коефіцієнтів для трибуни праворуч при напрямку вітрового потоку 0° (див. рис. 2, *б*):
а — для стінової огорожі та покрівлі;
б — для трибун

Fig. 5. The aerodynamic coefficients values for the right grandstand when the wind flow direction is 0° (see Fig. 2, *b*):
a — for the wall fence and the roof;
b — for the spectators seats

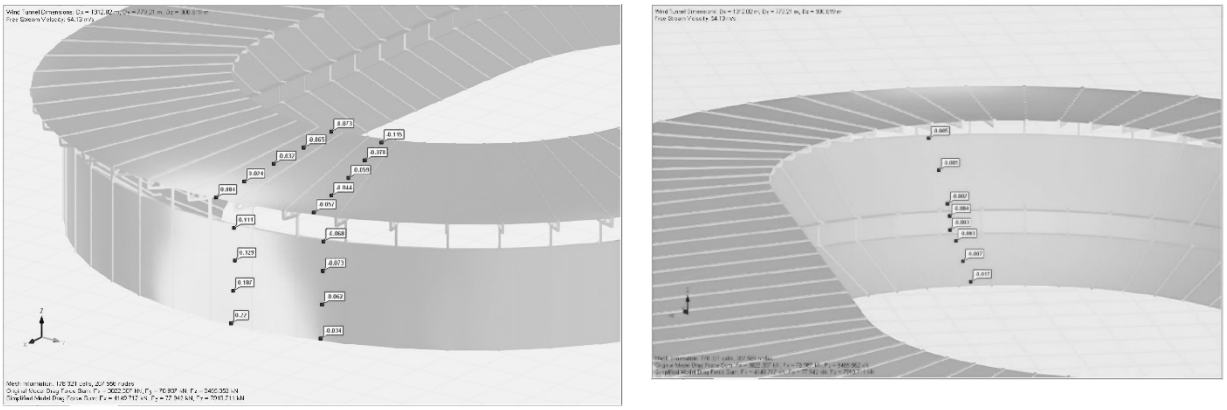
Для покрівлі ситуація дещо відрізняється від напрямку дії вітрового потоку 0° (рис. 5, *а*), розподіл коефіцієнтів складає від -0,073 (крайня точка консолі 30 м) до +0,084 (крайня точка консолі 6 м), де перехід від від'ємних до додатних значень відбувається приблизно в зоні розташування опори навісу. Наявність додатних коефіцієнтів свідчить про напрямок дії вітрового тиску до поверхні навісу. Для трибун (рис. 4, *б* – 7, *б*) розподіл аеродинамічних коефіцієнтів є схожим для обох напрямків дії вітрового потоку. Так при напрямку 0°: для трибуни ліворуч коефіцієнти знаходяться в межах від -0,259 до -0,289 знизу до верху відповідно; для трибуни праворуч — в межах від -0,157 до -0,174 зверху до низу відповідно. При напрямку вітрового потоку 90°: трибуна ліворуч матиме коефіцієнти від -0,176 до -0,181 згори до низу відповідно; трибуна праворуч — в межах від -0,005 до -0,017 згори до низу відповідно.



а *б*

Рис. 6.Значення аеродинамічних коефіцієнтів для трибуни ліворуч при напрямку вітрового потоку 90° (див. рис. 3, *а*):
а — для стінової огорожі та покрівлі;
б — для трибун

Fig. 6. The aerodynamic coefficients values for the left grandstand when the wind flow direction is 90° (see Fig. 3, *a*):
a — for the wall fence and the roof;
b — for the spectators seats



а *б*

Рис. 7.Значення аеродинамічних коефіцієнтів для трибуни праворуч при напрямку вітрового потоку 90° (див. рис. 3, *б*):
а — для стінової огорожі та покрівлі;
б — для трибун

Fig. 7. The aerodynamic coefficients values for the right grandstand when the wind flow direction is 90° (see Fig. 3, *b*):
a — for the wall fence and the roof;
b — for the spectators seats

Аеродинамічні коефіцієнти для вертикальних поверхонь за [1, додаток І] мають відомі значення +0,8 для зони активного тиску та -0,4 для зони пасивного тиску для прямолінійної ділянки стадіону. Для криволінійної ділянки стадіону, для найбільш навантаженої рами каркасу згідно схеми 12,б [1] аеродинамічний коефіцієнт для активного тиску складає +0,780. Чисельним моделюванням в модулі RWIND програмного комплексу Dlubal RFEM уточнює ці значення, які для інших ділянок поверхні досліджуваного об’єму відрізняються від наведених в ДБН [1]. Через складний рух вітрового потоку всередині чаші тиск на консольні ділянки

покриття не корелюється з даними ДБН і дає зворотні результати порівняно із спрощеними схемами. Так для навісу при кутах нахилу покрівлі близько 5° матимемо значення аеродинамічних коефіцієнтів +1,36 за для схеми 11-III та +1,29 для схеми 11-IV, тобто при розрахунку несучих конструкцій покрівлі врахуванні додатних значень коефіцієнту призводить до довантаження ферм покриття при одночасному врахуванні вітрового тиску разом з гравітаційними навантаженнями. Проте за результатами чисельного моделювання вітровий тиск спрямований в зворотному напрямку та дещо розвантажує консольні конструкції ферм, що окрім вітрового впливу зазнають впливу гравітаційних навантажень (сніг, власна вага, корисне в міжферменному просторі).

Якщо звернутись до гармонізованих норм ДСТУ [2] де враховується коефіцієнт заповнення φ, то для навісу згідно для зони «С» буде -1,8, що наближене до результатів чисельного моделювання, де в цій зоні отримано -1,71. Зона «А» має стале значення коефіцієнту, натомість чисельне моделювання показало змінні значення коефіцієнтів зі зменшенням в напрямку 30-метрової консолі, максимальне значення коефіцієнту для зони «А» збігається з результатами, отриманими за допомогою RWIND.

Табл.1. Порівняльна таблиця аеродинамічних коефіцієнтів для частин споруди
Tabl. 1. Comparisons of aerodynamic coefficients in building zones

Напрямок вітрового потоку та характер взаємодії з спорудою		Вертикальні зовнішні поверхні/стіни		Покриття					Трибуни
				навіс над трибунами			зовнішня консоль		
		модель	ДБН	модель	ДБН	ДСТУ	модель	ДСТУ	модель
90°	Навітрений бік	+0,816… +0,805	+0,8	-0,342	+1,36	-0,34	-1,710	-1,8	-0,259 … -0,289
	Підвітрений бік	-0,091… -0,085	-0,4	-0,343	+!,29	-	-0,142	-	-0,157… -0,174
0°	Навітрений бік (торець)	+0,805… +0,858	+0,78	-0,234	+1,36	-	-1,229	-	-0,174… -0,181
	Поздовжні конструкції	+0,111… +0,220	-0,4	-0,073	-	-	+0,084	-	-0,005… -0,017

При застосування модулю RWIND встановлено оптимальне розташування будівлі стадіону з точки зору роботи під вітровими навантаженнями. Як найефективніша обрана орієнтація будівлі стадіону в поздовжньому напрямку, яка збігається з переважним напрямком рози вітрів, що для Маріуполя є північно-східним, східним та південно-західним.

Порівняння результатів моделювання поведінки просторової конструкції стадіону з критими трибунами наведене в табл. 1 та свідчить про те, що положення вітчизняного ДБН [1] не дозволяють з належною точністю визначити аеродина-мічні показники просторової будівлі складної конфігурації, проте передбачають можливість використання даних як орієнтовних щодо деяких її частин. Положення Єврокод 1 [2] більше орієнто-вані на машинне проєктування, що дозволяє використовувати їх для виконання чисельного моделювання вітрового впливу на просторову структуру та надає можливість отримати повні дані щодо навантажень на проєктовану конструкцію.

ВИСНОВКИ

1. Отримані результати чисельного моделювання поведінки просторової системи у вітровому потоці при застосуванні інструментів модулю RWIND в складі програмного комплексу Dlubal RFEM дозволили підвищити складність системи як на рівні конструктивного рішення, так і на рівні розрахункової моделі. Отримані результати не протирічать концепції Єврокод 1, положення якого щодо

вітрового впливу використані як базові модулю RWIND.

2. Отримано повну якісну картину розподілу вітрового потоку на зовнішніх поверхнях та всередині чаші стадіону, яка кількісно представлена у виді діаграм аеродинамічних коефіцієнтів. Отримані результати дозволяють визначити значення вітрового тиску на несучі конструкції для подальшого статичного розрахунку сталевого каркасу.
3. Проведений аналіз конструктивного рішення при експериментальному проєктуванні із застосуванням методів і інструментів чисельного моделювання вітрового протоку надав можливість кваліфіковано обрати необхідні конструктивні рішення несучих конструкцій сталевого каркасу споруди з урахуванням вимог чинних норм проєктування та нормативних положень Єврокод 1.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.1.2-2:2006** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проєктування. – *К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с.* - (зі змінами від 1.10.2007). – *Чинні з 1.01.2007*
2. **ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010** Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-4. Загальні дії. Вітрові навантаженн (EN 1991-1-4:2005, ITD) - *К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 157 с. – Чинний з 27.12.2010*
3. **Biagini, P., Borri, C., Facchini, L.** (2007)**.** Wind response of large roofs of stadions and arena, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics,* v. 95(9–11), 871–887. http://dx.doi.org/10.1016/j.jweia.2007.01.025
4. **Терещенко Ю.И.,** (2010). Особенности реконструкции областного спортивного комплекса «Металлист» в г. Харькове. *Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проєктного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського (5), 15-24,*
5. **Бензель О., Лавріненко Л.** (2021). Інформаційне моделювання сталевої будівлі з підвищеними вимогами жорсткості. *Будівельні конструкції. Теорія і практика. (9), 30–44.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.30-44
6. **Махінько А.В.** (2021). Два погляди на сучасну аеродинаміку опор зв'язку. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво), ПолтНТУ. - Вип. 2 (30), 118-121.*
7. **Borri C., Majowiecki M., Spinelli P..** (1992). Wind response of a large tensile structure: The new roof of the olimpic stadium in Rome. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. V. 42. Issues 1–3*(1992). *1435-1446.* https://doi.org/10.1016/0167-6105(92)90151-Y.
8. **Man, Liu., Qiu-Sheng, Li., Sheng-Hong, Huang., Feng, Shi., Fubin, Chen.** (2018). Evaluation of wind effects on a large span retractable roof stadium by wind tunnel experiment and numerical simulation. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. (179), 39-57.* https://doi.org/10.1016/j.jweia.2018.05.014.
9. **Yi, Zhao., Ruibin, Li., Lu, Feng., Yan, Wu., Jianlei, Niu., Naiping, Gao.** (2022) Boundary layer wind tunnel tests of outdoor airflow field around urban buildings: A review of methods and status. *Renewable and Sustainable Energy Reviews,* (167), 112717 https://doi.org/10.1016/j.rser.2022.112717.
10. **Wacker J.**, (2012). Windkanaltests zur Ermittlung der Windlasten auf Stadiondächer. *Stahlbau, (*81), 481-485. https://doi.org/10.1002/stab.201201573
11. **Goliger, AM.** (2010). Wind-tunnel testing of sports stadia to optimise their use and safety. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering,* 52(1) Retrieved January 22, 2024, from http://www.scielo.org.za/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1021-20192010000100004&lng=en&tlng=en.
12. **Sun, W. B., Li, Q. X., Chen, H. X., & Zhou, W. J.** (2011). Wind-Induced Responses Study and Wind-Resistant Design of Super-Long-Span Cable-Membrane Roof Structure of Shenzhen Baoan Stadium. In Applied *Mechanics and Materials* (71–78), 666–672. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.71-78.666
13. **Кінаш Р.І., Копилов О.Є., Копилова І.В.** (2007). Дослідження впливу форми даху стадіону на аеродинамічне навантаження. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва,*(600), 165-170.
14. **Kawulok M, Freiherrová N, Horňáková M, Juračka D, Krejsa M.** (2023). Hyperbolic Paraboloid Tensile Structure—Numerical CFD Simulation of Wind Flow in RWIND Software. Buildings. 13(3), 681. https://doi.org/10.3390/buildings13030681

15. **Кінаш Р.І.**, (2010). Аеродинамічні дослідження моделей легких покриттів над трибунами стадіонів. *Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проєктного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського* (5), 60-71.

16. **Yin, Z. X., & Zhang, S.** (2012). Distribution Rule Analysis and Research of Wind Loads of Stadium by Numerical Simulation. In Applied *Mechanics and Materials* (256–259), 826–830. Trans Tech Publications, Ltd. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.256-259.826

17. **Guo J, Zhu M, Hu C.**, (2020). Study on wind load shape factor of long-span stadium roof. *Advances in Structural Engineering.* 23(11). 2333-2342.

18. **Weijun, Mei., Ming, Qu.** (2016). Evaluation and Analysis of Wind Flow for a Football Stadium, *Procedia Engineering,* (145), 774-781, https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.04.101.

19. **Huang, Y., & Guo, P.** (2011). Research on Numerical Simulation of Flow-Field around the Building Based on FLUENT. *Mechanics and Materials,* (94–96), 2123–2129. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.94-96.2123

20. **Li, Lei., Hu, Fei., Cheng, Xue-Ling., Han, Hao-Yu.**, (2004). The application of computational fluid dynamics to pedestrian level wind safety problem induced by high-rise buildings. *Chinese Physics,* (13. Issue 7), 1070-1075. https://dx.doi.org/10.1088/1009-1963/13/7/018

21. **Jin, Xing., Luca, Patruno., Stefano, de Miranda., Stefano, Pinardi., Massimo, Majowiecki., Francesco, Ubertini.** (2023) Early stages wind load assessment using Computational Fluid Dynamics: The new Bologna Stadium roof. *Structures, (*47), 1912-1926. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.11.089.

22. **Лавріненко Л.І., Будко Т.Г.** (2021) Застосування методів і моделей BIM-технологій при проектуванні купольного покриття аквапарку з дерев'яними арками. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини: Збірник наукових праць, ОДАБА, (25), 72-84* https://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-72-84

23. **Samofalov M., Kazakov A., Pavlovsky R. M.** (2011). The basic principles of the algorithm recalculating data on experimental aerodynamic tests into wind affected load strains, *Journal of Civil Engineering and Management* 17(2), 296–307. http://dx.doi.org/296–307.10.3846/13923730.2011.583676

24. **Majowiecki, M., Pinardi, S., Berti, G., Patruno, L..** (2019) Upgrading the Spoke Wheel Stadium Roof Concept. *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures,* (60, 4), 249-256,

25. **Лавріненко Л.І., Уманець Д.В.** (2013). Особливості проектування та аналіз конструктивного рішення металевого купольного покриття аквапарку. *Містобудування та територіальне планування,* КНУБА, (50), 328 – 336

26. **Dlubal Software**. RWIND—Simulation Generation of Wind Induced Loads on General Models: User Manual. 2021., *[Електронний ресурс]* https://www.dlubal.com

REFERENCES

1. **DBN V.1.2-2:2006** Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnykh obiektiv. Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia. – K.: Minbud Ukrainy, 2006. – 75 s. - (zi zminamy vid 1.10.2007). – Chynni z 1.01.2007

2. **DSTU-N B EN 1991-1-4:2010** Yevrokod 1. Dii na konstruktsii. Chastyna 1-4. Zahalni dii. Vitrovi navantazhenn (EN 1991-1-4:2005, ITD) - K.: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 157 c. – Chynnyi z 27.12.2010

3. **Biagini, P., Borri, C., Facchini, L.** (2007)**.** Wind response of large roofs of stadions and arena, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics,* v. 95(9–11), 871–887. http://dx.doi.org/10.1016/j.jweia.2007.01.025

4. **Tereshchenko Yu.Y.,** (2010). Osobennosty rekonstruktsyy oblastnoho sportyvnoho kompleksa «Metallyst» v h. Kharkove. *Zbirnyk naukovykh prats Ukrainskoho naukovo-doslidnoho ta proektnoho instytutu stalevykh konstruktsii im. V.M. Shymanovskoho* (5), 15-24,

5. **Benzel O., Lavrinenko L.** (2021). Informatsiine modeliuvannia stalevoi budivli z pidvyshchenymy vymohamy zhorstkosti. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka,* (9), 30–44. https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.30-44

6. **Makhinko A.V. (2021).** Dva pohliady na suchasnu aerodynamiku opor zviazku. *Zbirnyk naukovykh prats (haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo), PoltNTU.* - Vyp. 2 (30), 118-121.

7. **Borri C., Majowiecki M., Spinelli P..** (1992). Wind response of a large tensile structure: The new roof of the olimpic stadium in Rome. *Journal of Wind Engineering and Industrial*

Aerodynamics. V. 42. Issues 1–3(1992). 1435-1446. https://doi.org/10.1016/0167-6105(92)90151-Y.

8. **Man, Liu., Qiu-Sheng, Li., Sheng-Hong, Huang., Feng, Shi., Fubin, Chen.** (2018). Evaluation of wind effects on a large span retractable roof stadium by wind tunnel experiment and numerical simulation. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. (179), 39-57.* https://doi.org/10.1016/j.jweia.2018.05.014.
9. **Yi, Zhao., Ruibin, Li., Lu, Feng., Yan, Wu., Jianlei, Niu., Naiping, Gao.** (2022) Boundary layer wind tunnel tests of outdoor airflow field around urban buildings: A review of methods and status. *Renewable and Sustainable Energy Reviews, (167), 112717* https://doi.org/10.1016/j.rser.2022.112717.
10. **Wacker J.**, (2012). Windkanaltests zur Ermittlung der Windlasten auf Stadiondächer. *Stahlbau, (*81), 481-485. https://doi.org/10.1002/stab.201201573
11. **Goliger, AM.** (2010). Wind-tunnel testing of sports stadia to optimise their use and safety. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering,* 52(1) Retrieved January 22, 2024, from http://www.scielo.org.za/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1021-20192010000100004&lng=en&tlng=en.
12. **Sun, W. B., Li, Q. X., Chen, H. X., & Zhou, W. J.** (2011). Wind-Induced Responses Study and Wind-Resistant Design of Super-Long-Span Cable-Membrane Roof Structure of Shenzhen Baoan Stadium. In Applied *Mechanics and Materials* (71–78), 666–672. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.71-78.666
13. **Kinash R.I., Kopylov O.Ie., Kopylova I.V.** (2007). Doslidzhennia vplyvu formy dakhu stadionu na aerodynamichne navantazhennia. *Visnyk Natsionalnoho universytetu «Lvivska politekhnika». Seriia: Teoriia i praktyka budivnytstva,*(600), 165-170.
14. **Kawulok M, Freiherrová N, Horňáková M, Juračka D, Krejsa M.** (2023). Hyperbolic Paraboloid Tensile Structure—Numerical CFD Simulation of Wind Flow in RWIND *Software. Buildings.* 13(3), 681. https://doi.org/10.3390/buildings13030681
15. **Kinash R.I.,** (2010). Aerodynamichni doslidzhennia modelei lehkykh pokryttiv nad trybunamy stadioniv. *Zbirnyk naukovykh prats Ukrainskoho naukovo-doslidnoho ta proektnoho instytutu stalevykh konstruktsii imeni V.M. Shymanovskoho* (5), 60-71.
16. **Yin, Z. X., & Zhang, S.** (2012). Distribution Rule Analysis and Research of Wind Loads of Stadium by Numerical Simulation. In Applied *Mechanics and Materials* (256–259), 826–830. Trans Tech Publications, Ltd. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.256-259.826
17. **Guo J, Zhu M, Hu C.**, (2020). Study on wind load shape factor of long-span stadium roof. *Advances in Structural Engineering.* 23(11). 2333-2342.
18. **Weijun, Mei., Ming, Qu.** (2016). Evaluation and Analysis of Wind Flow for a Football Stadium, *Procedia Engineering,* (145), 774-781, https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.04.101.
19. **Huang, Y., & Guo, P.** (2011). Research on Numerical Simulation of Flow-Field around the Building Based on FLUENT. *Mechanics and Materials,* (94–96), 2123–2129. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.94-96.2123
20. **Li, Lei., Hu, Fei., Cheng, Xue-Ling., Han, Hao-Yu.**, (2004). The application of computational fluid dynamics to pedestrian level wind safety problem induced by high-rise buildings. *Chinese Physics,* (13. Issue 7), 1070-1075. https://dx.doi.org/10.1088/1009-1963/13/7/018
21. **Jin, Xing., Luca, Patruno., Stefano, de Miranda., Stefano, Pinardi., Massimo, Majowiecki., Francesco, Ubertini.** (2023) Early stages wind load assessment using Computational Fluid Dynamics: The new Bologna Stadium roof. *Structures, (*47), 1912-1926. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.11.089.
22. **Lavrinenko L.I., Budko T.H.** (2021) Zastosuvannia metodiv i modelei BIM-tekhnolohii pry proektuvanni kupolnoho pokryttia akvaparku z derevianymy arkamy. *Suchasni budivelni konstruktsii z metalu ta derevyny: Zbirnyk naukovykh prats, ODABA, (25), 72-84* https://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-72-84
23. **Samofalov M., Kazakov A., Pavlovsky R. M.** (2011). The basic principles of the algorithm recalculating data on experimental aerodynamic tests into wind affected load strains, *Journal of Civil Engineering and Management* 17(2), 296–307.http://dx.doi.org/296–307.10.3846/13923730.2011.583676

24. **Majowiecki, M., Pinardi, S., Berti, G., Patruno, L..** (2019) Upgrading the Spoke Wheel Stadium Roof Concept. *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures,* (60, 4), 249-256,

25. **Lavrinenko L.I., Umanets D.V.** (2013). Osoblyvosti proektuvannia ta analiz konstruktyvnoho rishennia metalevoho kupolnoho pokryttia akvaparku. *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia, KNUBA,* (50), 328 – 336

26. **Dlubal Software**. RWIND—Simulation Generation of Wind Induced Loads on General Models: User Manual. 2021., *[Електронний ресурс]* https://www.dlubal.com

WIND INFLUENCE NUMERICAL SIMULATIONS ON STADIUM STRUCTURES IN RWIND MODULE OF THE DLUBAL RFEM SOFTWARE

Vitalii TONKACHEIEV
Dmytro MALYSHKO
Liudmyla LAVRINENKO

Summary. This paper examines the effect of wind load on the stadium building, designed as a possible replacement for the stadium in the city of Mariupol, which was destroyed as a result of hostilities. The problems of using domestic standards in the design of stadium structures are considered. The approach of European regulatory documents to taking into account the effect of wind influence is considered. An analysis of previous scientific studies concerning the determination of aerodynamic parameters for stadium structures has been carried out. An analysis of the domestic regulatory document regulating the collection of wind loads showed the need for additional research into the aerodynamic parameters for stadium structures. Using a special RWIND module as part of the Dlubal RFEM software package, numerical modeling was used to simulate the wind flow flowing around the model of the stadium building, which best corresponded to the adopted design decisions, as if it were carried out in a real wind tunnel. A project was considered for an ellipsoidal stadium, the configuration of the stands and the covering of which is a full bowl with an incomplete covering. The covering over the stadium stands is designed in the form of a canopy formed by cantilever flat steel trusses. The basis of the stadium building frame is made up of vertical steel frames with a rigid connection of nodes, to the central post of which cantilever trusses of the canopy are attached. The result of theoretical testing of the stadium model was distribution diagrams of aerodynamic coefficients, the maximum values of which were used to further determine the values of wind pressure on these structures. An analysis of the research results was was carried out. The use of numerical simulation tools for wind flows made it possible to increase the complexity of the system both at the level of the design solution and at the level of the calculation model. Analysis of the design solution allowed us to competently select the necessary design solutions for load-bearing structures, taking into account the requirements of current design standards and Eurocode 1 regulations.

Keywords. Stadium; canopy; numerical modeling; wind flow; aerodynamic coefficients.

Стаття надійшла до редакції 06.02.2024

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.102-113
УДК624.9

РОЗРАХУНОК БАШТОВОЇ СПОРУДИ НА ВИТРИВАЛІСТЬ З ВРАХУВАННЯМ ВИХРОВОГО ЗБУДЖЕННЯ

Валерій Нужний[1], Михайло Дауров[2]

[1,2] Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1] nuzhnyi.vv@knuba.edu.ua https://orcid.org/0000-0002-0400-3204
[2]daurov.mk@ knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0002-6338-4326

Анотація. Вихрове збудження проявляється у всіх баштових спорудах із суцільним або решітчастим перерізом при відносно рівних ширині і глибині перерізу. Явище повязано з почерговим зривом вихрів з кромок споруди, які викликають її коливання під впливом інерційних мас в площині, перпендикулярній до дії вітру. Основною умовою прояву вихрового збудження – є дія вітру зі швидкістю, що перевищує певну критичну. Як показали розрахунки реальної баштової споруди, коливання за першою власною частотою і формою відбуваються вже при дії помірного вітру. Це потребує уваги, оцінки кількості коливальних циклів та впровадження критеріїв врахування сумісної дії фронтального вітру та вихрового збудження на споруду та розрахунку конструкції на витривалість.

Парадоксом є те, що дане явище не є широко відомим в інженерній практиці, а вказівки щодо обов'язкового розрахунку споруд на вихрове збудження з'явилися лише із введенням в дію зміни 2 до ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи. Норми проектування" в 2020р. В даній роботі проаналізований стан досліджень, наведена доступна методика з розрахунку на вихрове збудження, запроваджена EN 1991-1-4:2005 роботі виконаний розрахунок та аналіз рекламного пілона «Макдональдз» висотою 25,575 м, реалізованого в Києві в 2016р. Розрахунки показали, що для даної споруди властиві коливання від вихрового збудження З доступних джерел метеозведень визначена орієнтовна кількість коливальних циклів, визначені критерії розрахунку споруди на витривалість та виконані узагальнення, що можуть бути застосовані для всіх споруд.



Валерій НУЖНИЙ
старший викладач кафедри металевих і дерев'яних конструкцій



Михайло ДАУРОВ
доцент кафедри металевих і дерев'яних конструкцій, доктор філософії

Зокрема вказано на необхідність обмеження напружень за межею витривалості за двома діапазонами – на параметричний резонанс від фронтального вітру, та знакозмінні циклічні коливання від вихрового збудження. Виконаний аналіз ефективних перерізів та ефективних конструктивних форм деталей споруд при роботі на дію фронтального вітру із вихровим збудженням. .

Ключові слова. Вихрове збудження; інерційні коливання; вітрове навантаження; баштова споруда; розрахунок на витривалість.

ВСТУП

Явище вихрового збудження властиве всім баштовим спорудам під час дії вітру. При цьому відбувається почерговий зрив вихорів, який призводить до коливань споруди в напрямку, перпендикулярному до дії вітру.

© В.НУЖНИЙ, М.ДАУРОВ, 2024

Воно відоме ще з початку аеродинамічних досліджень конструкцій і споруд та розробки теорії розрахунку конструкцій на вітрове навантаження. Однак теорія розрахунку конструкцій була сформульована дещо пізніше, а в Україні вказівки щодо розрахунку конструкцій на вихрове збудження з'явилися лише в 2020р із введенням в дію зміни 2 до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування». В цьому документі також міститься вказівка уникати цього явища конструктивними засобами - встановленням загашувальних пристроїв, улаштуванням спиралевидних лопатей тощо, оскільки циклічність коливань від вихрового збудження є дуже високою. В певних моментах неврахування ефектів від вихрового збудження може призвести до аварійних наслідків. Без сумніву дане явище потребує досліджень і аналізу впливу на конструкції. Також необхідно встановити кількість циклів коливань для визначення критеріїв розрахунку на втому. Дане питання має значну актуальність з точки зору проектування і безпечної експлуатації баштових споруд.

АНАЛІЗ СУЧАСНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Вивченням явища вихрового збудження займалися з самого початку дослідження впливу вітру на конструкції і розробки теорій і методів розрахунку конструкцій з 1950-х років паралельно з формуванням теорії вітрового впливу, дослідження вітрового напору по висоті, визначення аеродинамічних коефіцієнтів, тощо. Потужний вклад в дослідження був внесений аердинамічною лабораторією університета Західного Онтаріо під керівництвом професора Алана Гарета Девенпорта [1], на основі його теорій і припущень розроблені національні норми США, Канади, Японії, Єврокод. [2, 3, 4,].

Явище впливу вихрового збудження досліджувалося паралельно з основною дією вітру, шляхом дослідження поведінки довгих пружних стержнів під дією вітрового потоку [5,7,8,9] .

Складність досліджень і застосування математичного апарату полягає в тому, що при дослідженнях необхідно визначити переміщення в системі, спричинені вітром, а потім скласти і розв'язати диференційне рівняння динамічних коливань системи під впливом інерційних сил. Подібний науковий підхід ускладнює застосування його на практиці, тому була розроблена спрощена модель, що застосована в Єврокод [10], де наведені дві методики – для суцільностінчастих стержнів та решітчастих систем..

Також досліджуються конкретні споруди [11, 12, 13, 14, 15]. Так в праці [11] досліджень вплив вихрового збудження на вежу «Лотос» висотою 88м в столиці Шрі-Ланки з врахуванням її витривалості. Автори [13] досліджують плив вихрового збудження на електроосвітлювальну опору стадіону висотою 37,9 м у Німеччині, зокрема показано, що в даних кліматичних умовах можливий прояв коливань споруди за усіма трьома власними формами коливань. У [14,15], досліджено вплив вихрового збудження на опори вітроенергетичних установок з врахуванням додаткової турбулентності вітру, що викликана обертанням лопастей вітротурбіни, наведено огляд технічних пристроїв для гасіння впливу вихрового збудження.

В Україні проводилися праці щодо вітрового навантаження і аеродинаміки баштових споруд [16,17,18,19,20] Однак не проводилися дослідження споруд на вплив вихрового збудження. З точки зору наявних методик і здобутків всі базові засади були наведені в «Настанові з розрахунку будівель і споруд на дію вітру» 1978 р, де розглянуто виключно прояв вихрового збудження в циліндричних спорудах з числом Рейнольдса Re>50. У якості прикладу був наведений розрахунок на вихрове збудження конічної залізобетонної димової труби, в якій при швидкості вітру близько 17 м/с можуть проявлятися коливання за другою власною формою і частотою, які дають зусилля, що перевищують зусилля від впливу фронтального вітру. У той час, як коливання за першою власною формою та частотою не розгядалися, оскільки вони не дають максимальних зусиль у порівнянні з тим же розрахунком на фронтальний вітер. Однак те, що кількість циклів

таких коливань дуже значна і виникають питання щодо розра-хунку з врахуванням витривалості кон-струкцій, не було розглянуто і враховано.

В СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», що діяв в Україні до 1.01.2007 містилися вказівки розраховувати на вихрове збудження баштові споруди циліндричної форми на вихрове збудження при їх власних частотах, що не перевищують певні граничні значення для різних вітрових зон. Вихрове збудження в спорудах прямокутної, багатогранної фоми, а також в решітчастих системах не розглядалися взагалі. Заглом саме явище вихрового збудження, розрахунки та вплив його на споруди є маловідомими в інженерній практиці і це наразі не достатньо врегульовано національними нормами.

ПОСТАНОВКА МЕТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для виконання розрахунків баштових споруд на вітрові навантаження з врахуванням дії вихрового збудження необхідно визначити праметри і умови прояву вихрового збудження та за якою власною частотою та формою коливань воно може проявлятися. Також необхідно оцінити кількість та інтенсивність коливальних циклів від вихровго збудження і характеру дії вітру за допомогою аналізу архіву метеоспостережень з відкритих джерел. Після аналізу встановити критерії обмеженння напружень при розрахунках на витривалість та встановити закономірності. При цьому слід розглядати сумісну дію на конструкцію фронтального вітру, що викликає динамічні реакції, які за характером напружень є вітровим резонасом і приймають значення від 0 до σ_{max} та вихрового збудження, що проявляється в площині, перпендикулярній до напрямку дії вітру і приймає значення в діапазоні від –σ до +σ.

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКІВ, ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розрахунок споруди виконується за прикладною методикою EN 1991-1-4:2005 як для стержнів суцільного перерізу. Така ж методика міститься і в зміні 2 до ДБН В.1.2-2:2006, але без достатніх роз'яснень і прикладних схем. Сам характер прояву вихрового збудження представлений на рис.1.

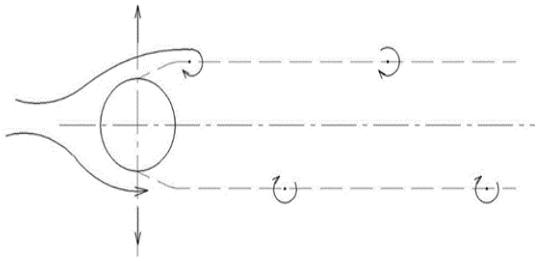


Рис.1 Розвиток вихрового збудження в споруді
Fig.1 Vortex shedding in the structure

При дії фронтального вітру відбувається зрив вихрів, що викликає автоко-ливання споруди у площині, перпендику-лярній до дії вітру за одніє з власних форм коливань (див. рис.2).

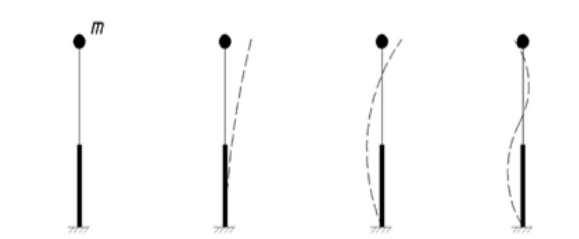


Рис.2. Розрахункова схема і три власних форми коливань
Fig.2. Analysis scheme and three modes of natural oscillations

Спочатку визначається критична швидкість вітру при якій починає відбуватися вихрове збудження для *i*-ої частоти:

$$V_{cr,i} = \frac{n_i d}{s_t}, \qquad (1)$$

де n_i - i-та частота власних коливань, яка відповідає частоті і формі власних коливань;

d - середня ширина або діаметр споруди;

S_t – число Струхаля, яке для пере-різів з наявними гострими кромками приймається 0,11.

Амплітуда коливань при вихровому збудження визначається з рівності:

$$\frac{y_{F,\max}}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot C_{lat}, \qquad (2)$$

де $y_{F,max}$ – амплітуда поперечних коливань в потоці повітря
S_t – число Струхаля;
S_c – число Скрутона, що визначає схильність конструкції до коливань в аеродинамічному середовищі і визначається за формулою:

$$S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2}, \qquad (3)$$

де δ_s- логарифмічний декремент затухань,
ρ- густина повітря,
m_{ie}- приведена еквівалентна маса на одиницю довжини споруди.
b – ширина споруди, що піддається дії вітру;
K – табличний коефіцієнт форми коливань;
K_w – коефіцієнт кореляції;
C_{lat} – коефіцієнт дії бічної сили.

Після визначення амплітуди зусилля визначаються за формулою:

$$F_w(s) = m(s) \cdot \left(2 \cdot \pi \cdot n_{i,y}\right)^2 \cdot \Phi_{i,y}(s) \cdot y_{F,\max}, \qquad (4)$$

де $m(s)$ – розподілена маса конструкції;
$n_{i,y}$ – власна частота коливань;
$\Phi_{i,y(s)}$ – функція форми власних коливань.

Навантаження при цьому прикладають за спрощеними схемами, див рис. 3.

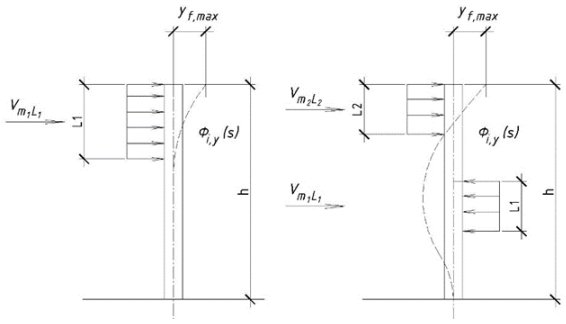


Рис.3 Розрахункові схеми на визначення зусиль від вихрового збудження за першою і другою власними формами коливань

Fig.3 Calculation schemes for determining forces from vortex shedding by the first and second modes of natural oscillations

Був проведений розрахунок споруди рекламного пілону «Макдональдз» з фірмовим знаком загальною висотою 25.575 м, що реалізований у м. Києві. Схема і загальний вигляд пілона наведені на рис.4 та рис.5, відповідно.

Жорскткість елементів двохступеневої споруди прийнята відповідно до креслень і фактичної реалізації. Вага фірмового знаку складає 1т. і розглядається в схемі, як зосереджена маса.

Розрахунок споруди виконаний у програмному комплексі SCAD із моделюванням системи звичайною стержньовою схемою. Був здійснений модальний аналіз споруди з визначенням власних частот коливань, виконаний розрахунок на фронтальний вітер. По власних частотах визначені критичні швидкості вітру розвитку вихрового збудження, які показали, що коливання можуть відбуватися лише за першою формою власних коливань, оскільки вітри із усередненою швидкістю понад 20..25м/с для майданчика будівництва споруди нереальні. Власні частоти коливань та розрахункові критичні швидкості внесені до таблиці 1.

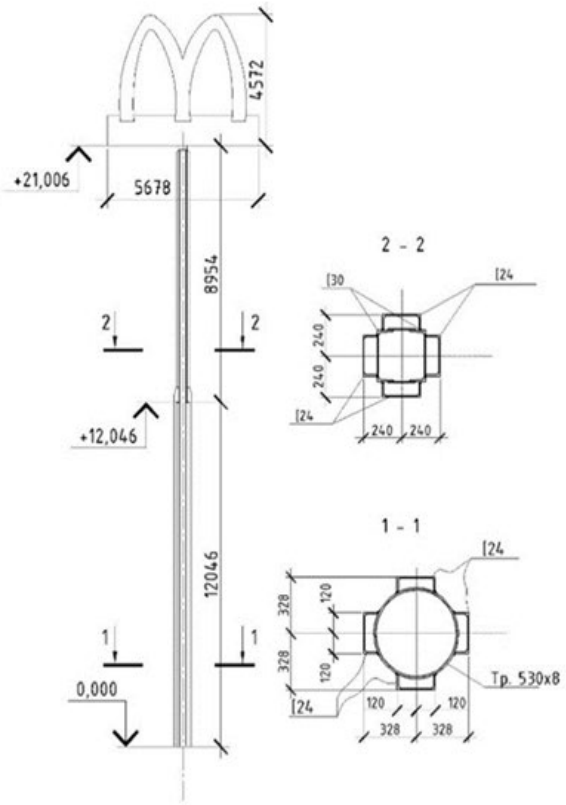


Рис. 4 Схема пілону
Fig.4 Scheme of the totem



Рис. 5. Загальний вигляд пілона.
Fig.5 General view on totem

Табл.1. Власні частоти коливань споруди та критичні швидкості по трьох формах власних коливань
Tabl.1. Own frequencies of structure oscillations and critical velocities for three forms of own oscillations

Частота коливань, Гц	Критична швидкість м/с	Форма власних коливань
0,9751	5,82	1 форма
5,39	32	Не відбувається
16,61	99.2	Не відбувається

Виконаний розрахунок споруди на фронтальний вітер та вихрове збудження. Розрахунок на вихрове збудження був здійснений за методикою EN 1991-1-4:2005. Реузльтати розрахунків наведені в таблиці 2.

Табл.2. Результати розрахунків споруди на фронтальний вітер і вихрове збудження
Tabl.2. Results of building analysis for frontal wind and vortex shedding

Параметр	Розрахункове значення
Опорний момент при розрахунку на фронтальний вітер, кНм	402,65
Момент в опорі за розрахунком за віхровим збудженням, M_v, кНм	75,4
$\frac{M_v}{M} \cdot 100\%$	18,7

Отже для даної споруди зусилля від вихрового збудження складають 18,7% від фронтального вітру та відбуваються у перпендикулярній площині. Другим серйозним

питанням щодо оцінки витривалості конструкцій і деталей споруди є визначення кількості коливальних циклів. Так за архівом метеоспостережень, які на сайті зафіксовані з 2011 до 2024 був випадково обраний 2011р та проаналізована тривалість дії вітрів зі швидкістю 6м/с і вище.

Результати виборки вітрів заведені до таблиці 3.

Табл.3. Тривалість дії вітрів з надкритичною для досліджуваної споруди швидкістю у 2011р
Tabl.3. The duration of the wind with supercritical speed for the structure under study in 2011

Місяць	Тривалість дії вітрів з швидкістю, вищою за 6м/с, с
Січень	304200
Лютий	556200
Березень	304800
Квітень	450000
Травень	307800
Червень	286200
Липень	91800
Серпень	178200
Вересень	300600
Жовтень	217800
Листопад	379800
Грудень	415800
Всього:	**3793200**

При періоді коливань 1,025с кількість коливальних циклів складає $3{,}4 \cdot 10^6$ на рік. Попри випадковість виборки і відосну неточність результатів, а також відсутність досліджень і статистичної обробки по подальших роках, це свідчить про дуже велику кількість циклів за весь термін експлуатації споруди. В такому випадку згідно з ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проєктування» при кількості циклічних навантажень понад 10^5 за весь термін експлуатації споруди необіхдно здійновати обмеження напружень за межею витривалості.

Вихрове збудження, яке виникає при будь-якому вітрі, що має швидкість, вищу за критичну. Таким чином неодмінно треба враховувати одночасну дію максимального фронтального вітру на споруду та зусилля від вихрового збудження в перпендикулярній площині. Коливання від вихрового збудження носять сталий характер, залежать від амплітуди відхилень верхньої точки споруди та власної частоти споруди та не залежать від швидоксті фронтального вітру.

Епюра нормальних напружень в опорному перерізі при одночасній дії вітру збражена на рис.6.

При врахуванні вихрового збудження на опорний переріз споруди, що являє собою круглу трубу, підсилену швелерами, відбулася корекція епюри. В своєму піковому значенні напруження зросли лише на 7% і відкоригувалися в умовно нейтральній зоні. Це пояснюється тим, що при круглих чи близьких до них перерізів пік епюр напружень від зусиль в одній площині співпадає з нейтральною зоною для зусиль по інший площині. Якщо розглядати характер зусиль від дії вітрової динаміки, то в площині дії вітру відбувається параметричний резонанс від прояву випадкового пульсаційного пориву, а в перпендикулярній площині відбувається стале знакозмінне коливання від вихрового збудження. Тому необхідно розглядати обмеження зусиль межею витривалості.

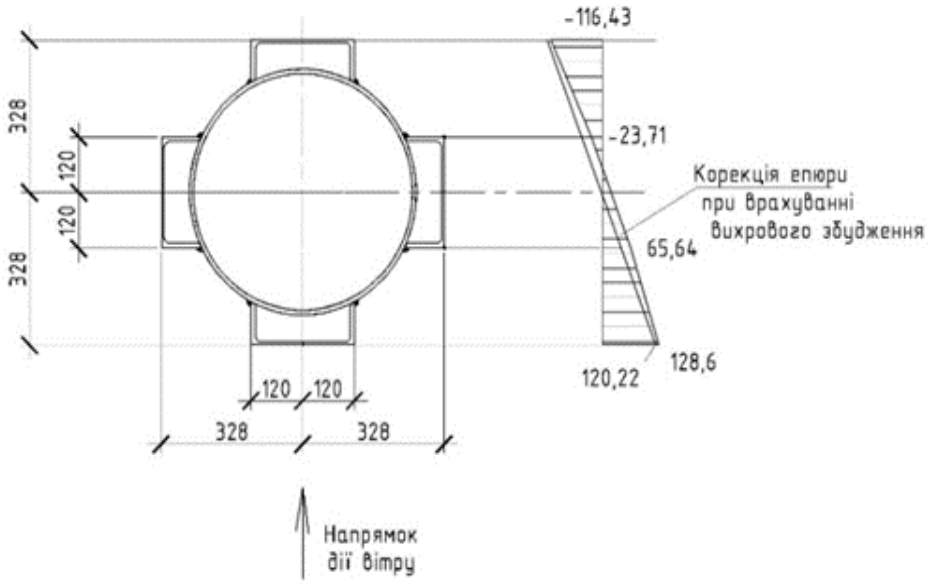


Рис. 6 Епюра нормальних напружень
Fig. 6 Normal stress diagram

Так межа витривалості за ДБН В 2.6-198:2014. Розраховується за формулою та сталими параметрами за додатком Т залежно від марки сталі елемента, категорії розрахункового вузла чи елемента, коефіцієнта асиметрії напружень:

$$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1+\rho_i)}\left(1 - 1{,}63\frac{S_{\sigma_{-1}}}{\sigma_{-1}}\right) \qquad (5)$$

Межа витривалості для напружень від фронтального вітру складає:

$R_{vi} = 115 МПа$ - при коефіцієнті асиметрії напружень ρ_i=0;

Межа витривалості для напружень від вихрового збудження складає:

$R_{vi} = 64{,}95 МПа$ - при коефіцієнті асиметрії напружень ρ_i=-1

Якщо амплітудні напруження σ_{aj} відповідають нерівності:

$2\sigma_{a,j}/(1-\rho) < R_{vi}$,

то витривалість конструкції забезпе-чена. Якщо амплітудні напруження перевищують межу витривалості, то необхідно враховувати кількість циклів навантаження, напруження від якого перевищують межу витривалості.

Для споруди пілона амплітудні напруження в площині дії фронтального вітру складають:

$$\sigma_{aj} = \frac{128 - 0}{2} = 64 МПа$$
$$2 \cdot 64/(1-0) = 128 МПа > R_{vi} = 115 МПа$$

Амплітудні напруження в площині дії вихрового збудження з додаванням напружень від максимального фронтального вітру:

$$\sigma_{aj} = \frac{65{,}64 + 23{,}71}{2} = 44{,}68 МПа$$
$$2 \cdot 44{,}68/(1+1) = 44{,}68 МПа < R_{vi} = 64{,}95 МПа$$

Таким чином, витривалість перерізу споруди навіть за умови приймання у якості граничого напруження зусиль від вихрового збудження та максимального фронтального вітру забезпечена. У той час як напруження від максимального фронтального вітру перевищують межу витривалості і потребують розрахунку на кількість циклів, що відбуваються з напруженням від 115МПа до 128МПа за формулами (15.3, 15.4) ДБН В 2.6-198:2014.

Аналіз вітрів за швидкістю за 2011р, що наведений в таблиці 4, вказує на те, що максимальна середня швидкість вітру за цей рік не перевищувала 15 м/с . При цьому, максимальна швидкість вітру для Києва складає 20м/с згідно повідомлень преси із посиланням на обсерваторію ім. Б. Срезневського. В зміні 1 до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 максимальна середня швидкість вітру вказана для вітрового району 25м/с. Таким чином повторювані щороку вітри створюють максимальні напруження такі, що складають 36% від максимального навантаження. Максималь-не вітрове навантаження трапляється раз на 50 років, а вітри зі швидкістю понад 15м/с трапляються не кожного року і це птребує додаткових досліджень і спостережень.

Таким чином, витривалість споруди по основному перерізу забезпечена, оскільки напруження від багатоциклових навантажень не перевищують межу витривалості. Аналогічному аналізу підлягають при проектуванні або перевірному розрахунку анкерні болти, деталі баз опор, зварні шви.

Табл.4. Розподіл вітрів за швидкістю у 2011р
Tabl.4. Distribution of winds by speed in 2011

Швидкість вітру, м/с	Тривалість дії на рік, с	Частка від максимального навантаження, у перерахунку до максимальної середньої швидкості 25 м/с $\left(\frac{V_i}{V_{max}}\right)^2$
4, 5	8615780	0,033
6	1802400	0,058
7	871200	0,078
8	469800	0,1
9	286200	0,13
10	154800	0,16
11	59400	0,19
12	30600	0,23
13	16200	0,27
14	5400	0,31
15	3600	0,36

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

За проведеними дослідженнями баштової споруди пілону «Макдональдз» висотою 25,575 м. можна зробити наступні висновки і узагальнення:

1. Вихрове збудження в даній споруді відбувається лише за першою формою власних коливань не є визначальним по огинаючих епюрах але впливає на напружено-деформований стан споруди та її деталей. В данму випадку зуилля від вихрового збудження складають 18,7% від зусилля від фронтального вітру. Із збільшенням висоти споруди ця частка збільшується, із зменьшенням падає.
2. Вихрове збудження є вторинним фактором від дії фронтального вітру, швидкість якого перевищує критичну і повинно враховуватися одночасно з дією фронтального вітру у тому числі максимального розрахункового навантаження. Будь-який порив вітру зі швидкістю, що перевищує критичну для вихрового збудження неодмінно при-зводить до зриву вихорів і розвитку вирового збудження. Найбільш ефективними перерізами баштових споруд є круглі та близькі до них, оскльки вони є такими, що при дії зусиль в двох площинах пікові значення напружень вздовж одної осі припадають на нейтральну зону та не додаються. Так для досліджу-

вані споруди вихрове збудження збільшило рівень напружень всьог на 7% при абсолютній величині момента від вихрового збудження 18,7% від моменту в опорі від фронтального вітру. У випадку квадратного чи прямокутного перерізу відбувається повна сума зусиль у кутових точках. Відповідно до цього, ефективними для конструктивними вузлами для споруд будуть такі, що мають круглу форму – опорні плити баз, розташування травер і анкерних болтів.

Принцип той же – відсутність кутів, де можуть складатися зусилля по абсолютній величині без перерозподілів.

3. Як показав аналіз стенограми швидкостей та тривалості дії вітрів, що мали місце у вибірково обраний 2011р, кількість коливальних циклів в рік складає близько 3,4 млн. Критична швидкість вітру, при якій проявляється вихрове збудження складає 5,82 м/с і є помірною. Велика кількість циклів потребує обв'язкового розрахунку споруд на витривалість. При цьому запропоновано виконувати розрахунок на сумісну дію максимального фронтального вітру та вихрового збудження із врахуванням двох меж витривалості для різних ділянок перерізу - як для знакозмінних коливань від вихрового збудження, так і для випадкових резонансних динамічних реакцій споруди при дії фронтального вітру. Як показав розрахунок досліджуваної споруди, яку не розраховували на вихрове збудження, рівень напружень в ній знаходиться в допустимих межах щодо витривалсті. Багато в чому це пояснюється тим, що споруда спроектована з врахуванням вимог жорсткості, тому в ній омежений рівень напружень, бо переріз прийнятий за жорсткістю. Потенційно неврахування вихрового збудження може бути небезпечним для решітчстих просторових конструкцій із зовнішньою огорджувальною оболонкою. В такій споруді може виникнути концетрація напружень у поясах пространової ферми внаслідок особливостей конструкцій.

4. Для всіх вітрових місцевостей пропонується виконувати розрахунок із обмеженням напружень за межею витривалості при одночасній дії максимального фронтального вітру та вихрового збудження в запас міцності. В іншому випадку необіхдно враховувати напруження від рідко повторюваних швидкостей вітрів (випадку для даного пілона це швидкість вітру, близька до максимальної і максимальна) окремо за формулами 15.3, 15.4 ДБН В 2.6-198:2014, якщо напруження від них перевищують межу витривалості і їх посторюваність не перевищує 2..5 тис циклів на весь період експлуатації. Для цього треба мати чітку інформацію про швидкості і повторюваність вітрів на будівельному майданчику, що фактично неможливо.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Davenport, A. G.** The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1961. –Vol.19 – p.449-4722.*
2. **Simiu E., Scanlan R.H.** Wind Effects on Structures: *//Fundamentals and Applications to Design. New York: John Wiley, 1996, 704 p.*
3. ***Piccardo, G., Solari, G***. – Closed Form Prediction of 3D Wind-excited response of slender structures. *Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamic*s, *1998; 74-76: 697-708.*
4. **Solari, G. –** The role of analytical methods for evaluating the wind-induced response of structures*, Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics, 90, 1453-1477, 2002*
5. **Repetto, M.P. and Solari, G**. *(2002)* Dynamic Crosswind Fatigue of Slender Vertical Structure*s. Wind and Structures, 5, 527-542.* *https://doi.org/10.12989/was.2002.5.6.527*
6. **Connor, R.J., Collicott, S.H., DeSchepper, A.M., Sherman, R.J. and Ocampo, J.A.** *(2012)* Fatigue Loading and Design Methodology for High-Mast Lighting Towers. *The National Academies Press, Washington. https://doi.org/10.17226/22792*
7. **Maria Pia Repetto, Solari, G**. – Directional Wind-Induced Fatigue on Slender Vertical Structures*, Journal of Structural Engineering, ASCE, July, 2004, 10032-1040*

8. **James, W.D**. *(1983)* Effects of Reynolds Number and Corner Radius on Two-Dimensional Flow around Hexdecagonal Cylinders. *AIAA 16th Fluid and Plasma Dynamics Conference, Danvers, 12-14 July 1983, 1-11.* https://doi.org/10.2514/6.1983-1705
9. **Dexter, R.J., Ricker, M.J.** – Fatigue-Resistant Design of Cantilevered Signal, Sign, and Light Supports – *NCHRP Report 469, University of Minnesota, USA, Published by: National Academy Press, 2002.*
10. **Giosan, I. and Eng, P.** *(2007*) Vortex Shedding Induced Loads on Free Standing Structures, Structural Vortex Shedding Response Estimation Methodology and Finite Element Estimation.*,42p* https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/summary?doi=10.1.1.582.3179
11. **Priyan M., Shiromal F., John H., Tharaka G., Yousef Abu-Zidan, Priyan D**. Wind induced fatigue analysis of Lotus Tower *//Mast. Nineteenth Australasian Wind Engineering Society Workshop, April 4-6, 2018, Torquay, Victoria , 5p*
12. **Vieira, D., Barros, R.C**. Tubular steel lattice telecommunication towers, subjected to wind loading and vortex shedding *(2017) COMPDYN 2017 - Proceedings of the 6th International Conference on Computational. Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2, pp. 3154-3162* https://doi.org/10.1007/978-981-19-2886-4_6
13. **Rakočević, M., Popović, S**.*:* Calculation procedure for determining wind action from vortex-induced vibration with verification of fatigue strength of steel structures*, GRAĐEVINAR, 70 (2018) 9, pp. 793-809,* https://doi.org/10.14256/JCE.2125.2017
14. **Krishnappa, L., Sander, A., Thoben, K.-D**. Aerodynamic Devices to Reduce/Suppress Vortex Induced Vibrations on a Wind Turbine Tower*: A Review. (2022) Journal of Physics: Conference Series, 2265 (3), art. No. 032053* https://doi.org/10.1088/1742-6596/2265/3/032053
15. **Wang, D., Zhao, Z., Liu, Y., Ma, Y., Liu, H., Chen, M**. Study on vortex induced resonance mechanism between tower and blade of large wind turbine *(2023) Taiyangneng Xuebao/Acta Energiae Solaris Sinica, 44 (10), pp. 306-312.* http://doi.org/10.19912/j.0254-0096.tynxb.2022-084
16. **Пічугін С.Ф.** Тенденції розвитку норм вітрового навантаження на будівельні конструкції / С.Ф. Пічугін // *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: Зб. наук. праць. Вип. 18. – Луцьк: Луц. НТУ, 2022. – С. 98 – 116.* https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8(18)-12
17. **Пичугин С.Ф.** Квазистатические методы динамического расчета сооружений башенного типа: прошлое, настоящее и перспективы развития / С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько // *Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К. : Сталь, 2010. – Вип. 5. – С. 83-105.*
18. **Махінько А.В**. Два погляди на сучасну аеродинаміку опор зв'язку / А.В. Махінько // *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2011. – Вип. 2. – С. 118–121*
19. **Колякова В.М., Лялько В.** Вплив вітру на телевізійну вежу (2019) *//International scientific-practical conference of young scientists/ Build master class, pp.160.*
20. **Корсун В.І., Виноградова Т. М., Калмиков Ю.Ю., & Волков А. С.** (2010). Порівняльний аналіз результатів розрахунків стовбура димової труби Н= 250 м на дію вітрового навантаження. *// Сучасне промислове та цивільне будівництво, 6(1), 5-13.*

REFERENCES

1. **Davenport, A. G.** The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1961. –Vol.19 – p.449-4722.*
2. **Simiu E., Scanlan R.H.** Wind Effects on Structures: *//Fundamentals and Applications to Design. New York: John Wiley, 1996, 704 p.*
3. ***Piccardo, G., Solari, G***. – Closed Form Prediction of 3D Wind-excited response of slender structures. *Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics, 1998; 74-76: 697-708.*
4. **Solari, G. –** The role of analytical methods for evaluating the wind-induced response of structures*, Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics, 90, 1453-1477, 2002*
5. **Repetto, M.P. and Solari, G**. *(2002)* Dynamic Crosswind Fatigue of Slender Vertical Structures. *Wind and Structures, 5, 527-542.* https://doi.org/10.12989/was.2002.5.6.527
6. **Connor, R.J., Collicott, S.H., DeSchepper, A.M., Sherman, R.J. and Ocampo, J.A.** *(2012)* Fatigue Loading and Design Methodology for High-Mast Lighting Towers. *The National Academies Press, Washington.* https://doi.org/10.17226/22792

7. **Maria Pia Repetto, Solari, G**. – Directional Wind-Induced Fatigue on Slender Vertical Structures*, Journal of Structural Engineering, ASCE, July, 2004, 10032-1040*
8. **James, W.D**. *(1983)* Effects of Reynolds Number and Corner Radius on Two-Dimensional Flow around Hexdecagonal Cylinders. *AIAA 16th Fluid and Plasma Dynamics Conference, Danvers, 12-14 July 1983, 1-11.* https://doi.org/10.2514/6.1983-1705
9. **Dexter, R.J., Ricker, M.J.** – Fatigue-Resistant Design of Cantilevered Signal, Sign, and Light Supports – *NCHRP Report 469, University of Minnesota, USA, Published by: National Academy Press, 2002.*
10. **Giosan, I. and Eng, P.** *(2007*) Vortex Shedding Induced Loads on Free Standing Structures, Structural Vortex Shedding Response Estimation Methodology and Finite Element Estimation.*42p* https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/summary?doi=10.1.1.582.3179
11. **Priyan M., Shiromal F., John H., Tharaka G., Yousef Abu-Zidan, Priyan D**. Wind induced fatigue analysis of Lotus Tower *//Mast. Nineteenth Australasian Wind Engineering Society Workshop, April 4-6, 2018, Torquay, Victoria 5p*
12. **Vieira, D., Barros, R.C**. Tubular steel lattice telecommunication towers, subjected to wind loading and vortex shedding *(2017) COMPDYN 2017 - Proceedings of the 6th International Conference on Computational. Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2, pp. 3154-3162* https://doi.org/10.1007/978-981-19-2886-4_6
13. **Rakočević, M., Popović, S**.*:* Calculation procedure for determining wind action from vortex-induced vibration with verification of fatigue strength of steel structures*, GRAĐEVINAR, 70 (2018) 9, pp. 793-809,* https://doi.org/10.14256/JCE.2125.2017
14. **Krishnappa, L., Sander, A., Thoben, K.-D**. Aerodynamic Devices to Reduce/Suppress Vortex Induced Vibrations on a Wind Turbine Tower*: A Review. (2022) Journal of Physics: Conference Series, 2265 (3), art. No. 032053* https://doi.org/10.1088/1742-6596/2265/3/032053
15. **Wang, D., Zhao, Z., Liu, Y., Ma, Y., Liu, H., Chen, M**. Study on vortex induced resonance mechanism between tower and blade of large wind turbine *(2023) Taiyangneng Xuebao/Acta Energiae Solaris Sinica, 44 (10), pp. 306-312.* http://doi.org/10.19912/j.0254-0096.tynxb.2022-084
16. **Pichuhin S.F**. Tendentsii rozvytku norm vitrovoho navantazhennia na budivelni konstruktsii / S.F. Pichuhin // *Suchasni tekhnolohii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi: Zb. nauk. prats. Vyp. 18. – Lutsk: Luts. NTU, 2022. – S. 98 – 116.* https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8(18)-12
17. **Pychuhyn S.F**. Kvazystatycheskije metody dynamicheskogo rascheta sooruzhenij bashennoho tipa: proshloe, nastojashchee i perspektivy razvitija / *S.F. Pychuhyn, A.V. Makhynko // Zbirnyk naukovykh prats Ukrainskoho naukovo-doslidnoho ta proektnoho instytutu stalevykh konstruktsii imeni V.M. Shymanovskoho. – K. : Stal, 2010. – Vyp. 5. – S. 83-105*
18. **Makhinko A.V**. Dva pohliady na suchasnu aerodynamiku opor zviazku / *A.V. Makhinko // Zbirnyk naukovykh prats (haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo). – Poltava : PoltNTU, 2011. – Vyp. 2. – S. 118–121*
19. **Koliakova V.M., Lialko V**. Vplyv vitru na televiziinu vezhu *(2019) //International scientific-practical conference of young scientists/ Build master class, rr.160.*
20. **Korsun V.I., Vinohradova T. M., Kalmykov Yu.Iu., & Volkov A. S.** *(2010).* Porivnialnyi analiz rezultativ rozrakhunkiv stovbura dymovoi truby N= 250 m na diiu vitrovoho navantazhennia. *// Suchasne promyslove ta tsyvilne budivnytstvo, 6(1), 5-13.*

ANALYSIS OF TOWER STRUCTURE FOR FATIGUE TAKING INTO ACCOUNT WIND VORTEX SHEDDING

Valery NUZHNYI
Myhailo DAYROV

Summary. Vortex shedding is manifested in all tower structures with a solid or lattice cross-section with relatively equal width and depth of the cross-section. The phenomenon is associated with the alternate breakdown of vortices from the edges of the structure, which cause it to oscillate under the influence of inertial masses in a plane perpendicular to the wind. The main condition for the manifestation of vortex shedding is the action of wind with a speed exceeding a certain critical one. As shown by calculations of a real tower structure, oscillations

according to the first natural frequency and shape occur already under the influence of a moderate wind. This requires attention, assessment of the number of oscillation cycles and the implementation of criteria for taking into account the combined effect of frontal wind and vortex shedding on the structure and calculation of the structure for endurance. The paradox is that this phenomenon is not widely known in engineering practice, and instructions on the mandatory calculation of structures for vortex excitation appeared only with the implementation of amendment 2 to DBN B.1.2-2:2006 "Loads and influences. Design norms" in 2020. In this analyzed state of research on this issue, an available method for calculating vortex excitation, introduced in EN 1991-1-4:2005, is presented. The calculation and analysis of the McDonald's advertising totem with a height of 25.575 m, implemented in Kyiv in 2016, was performed. Calculations showed that this structure is characterized by oscillations due to vortex shedding. From the available sources of meteorological data, an approximate number of oscillation cycles was determined, criteria for calculating the structure's durability were determined, and generalizations were made that can be applied to all structures. In particular, it is pointed out the need to limit stresses beyond the endurance limit in two ranges - parametric resonance from the frontal wind, and sign-changing cyclic oscillations from vortex excitation. An analysis of the effective cross-sections and effective structural forms of building details when working under the action of a frontal wind with vortex shedding was carried out.

Keywords. Vortex shedding; inertial oscillations; wind load; tower structure; fatigue.

Стаття надійшла до редакції 5.05.2024

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.114-124
УДК 26816.094

ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСУ ВИДАЛЕННЯ ІЗ ВОДИ СІРКОВОДНЮ ГІДРОЕЛЕВАТОРОМ

Олена ЗОРЯ[1], Олексій ТЕРНОВЦЕВ[2], Микола ЦИГАНОК[3],

[1,2,3] Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1]zoriaolena@gmail.com, http://orcid.org/ 0000-0002-4878-5164
[2]aternovtsev@gmail.com, http://orcid.org/ 0000-0003-1761-2444
[3]cganok@gmail.com, http://orcid.org/ 0009-0002-4926-8537

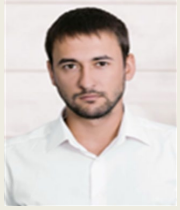
Анотація. Війна в Україні спричинила значний негативний вплив вплив на водні ресурсі країни. Це призвело до погіршення якості води, загрози питному водопостачанню та довгострокових екологічних проблем. Інтенсивне забруднення поверхневих джерел призводить до того, що для питного водопостачання все частіше виникає потреба використовувати підземні води. По своїм якісним показникам підземні води України різноманітні. В них присутні значно більше допустимих концентрацій заліза, марганцю, солі жорсткості та сірководень. Концентрації останнього в різних регіонах коливаються від 1 до 20 і більше мг/дм^3, що значно перевищує допустимі нормативи для використання таких вод в питному водопостачанні. В південних районах України: Херсонсьській, Миколаївській та Одеській областях перевищення нормативного значення по сірководню складає більше ніж 100 разів. Існуючі методи очищення води від сірководню потребують будівництва високо коштовних споруд -аераторів з різноманітним завантаженням, біологічних реакторів та окислювальних фільтрів, потребуючих значних капітальних затрат на їх будівництво і експлуатацію. Окрім того, ці споруди не завжди дозволяють отримати воду необхідної якості. Таким чином, розробка нових методів і технологій, орієнтованих на інтенсифікацію очищення води від сірководню, а також різноманітних пристроїв та споруд для їх реалізації є актуальною проблемою, пов'язаною з постачанням населенню доброякісної води.



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



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



Микола ЦИГАНОК
Здобувач вищої освіти рівня PhD, кафедри водопостачання та водовідведення.

Представлено результати експериментальних досліджень очистки підземної води від сірководню аерацією з використанням гідроаератора. Визначено оптимальні параметри процесу видалення сірководню з води в залежності від його концентрації і pH води. Обгрунтовано і досліджено ефективність очистки води гідроаератором.

Ключові слова. Підземні води; сірководень; аерація; ефект очистки.

© О.ЗОРЯ, О.ТЕРНОВЦЕВ, М.ЦИГАНОК, 2024

ВСТУП

Національна доповідь «Цілі сталого розвитку: для України», представлена Урядом 15 вересня 2015 року, визначила базові показники для досягнення Цілей сталого розвитку (ЦСР). Шоста ціль Національної доповіді відноситься до якості питної води і має назву «Чиста вода та належні санітарні умови» і передбачає можливість забезпечення якісних послуг з постачання питної води, будівництво та реконструкцію систем централізованого водопостачання і водовідведення. Окрім того, передбачається зменшення скидання неочищених стічних вод і забезпечення впровадження інтегрованого управління водними ресурсами.

Війна в Україні має катастрофічний вплив на довкілля зокрема на водні ресурси та водну інфраструктуру, несе великі ризики для населення, сільського господарства та продовольчої безпеки [1].

На весні 2022 року ЮНІСЕФ повідомила, що через бойові дії в Україні 4.6 мільйона людей практично позбавлені доступу до питної води [2]. За даними Держкомінспекції України, за перші десять місяців війни країні завдано збитків на суму понад 55 мільярдів гривень внаслідок техногенного забруднення, засмічення і самовільного користування водними ресурсами [3]. Якість води поверхневих джерел, по різним показникам погіршилася більше, ніж в п’ять разів. Забруднення артезіанських вод, які раніше були законсервовані і вважалися стратегічним запасом держави-більш пролонгована [4]. Внаслідок бойових дій та руйнації ці свердловини забруднюються. Достатньо одного потрапляння забрудника, який розповсюджується на весь водоносний шар і робить воду непридатною до використання [5]. Підземний водообмін відбувається протягом сотень років, а поверхневий - протягом місяців.

Ще до початку військових дій відбувалося інтенсивне забруднення поверхневих джерел неочищеними або недостатньо очищеними промисловими стічними водами, побутовими відходами, добривами, що змивається з сільськогосподарських угідь органічного і мінерального походження і тому для питного постачання збільшилося споживання підземних вод [6]. Так, наприклад, в місті Києві, при відсутності особливих проблем з постачанням питної води населенню, організовано бюветне водопостачання з використанням підземних водоносних горизонтів.

В підземних водах України значно перевищені гранично допустимі концентрації заліза, марганцю, солей жорсткості та сірководню. Сірководень утворюється, в основному, внаслідок відновних процесів у кислому безкисневому середовищі, в більшості при бактеріальному розкладанні і біохімічному окисленні органічних речовин природного поход-ження (детрит, водорозчинна органіка, штучні корми, органічні добрива, мул та інші забруднення), в в результаті надходження органіки із поверхневими водами, забруднення хімікатами, побутово-промисловими стоками [7-9]. Сірководень - сильно нервовий газ, який навіть в невеликих кількостях негативно впливає на здоров’я людей і тварин, руйнує клітини крові та мозку [10-11]. Концентрації сірководню в різних регіонах знаходяться в межах від 1 до 20 і більше мг/дм^3, що значно перевищує допустимі нормативи для використання таких вод для питного водопостачання. На півдні України, в Херсонській, Одеській, Миколаївській областях концентрація сірководню перебільшує більше ніж у 100 разів нормативні показники (для питної води норматив становить 0,05 мг/дм^3).

Дуже часто сірководень виявляється в глибоких свердловинах, оскільки там мінімальний доступ кисню. Неприємний запах, за яким одразу можна визначити наявність сірководню, з’являється внаслідок життєдіяльності анаеробних бактерій. Вони перетворюють сполуки сірки (сульфати і сульфіди) в сірководень. Ідеальні умови для розмноження цих бактерій - безкисневе середовище [12]. Крім того, перевищення показників сірководню у воді зі свердловини або колодязя свідчить про те, що там активно йдуть процеси гниття і потрібно вживати

термінових заходів з очищення. Вода з підвищеним вмістом сірководню здатна привести в непридатність всю систему водопостачання, так як сірководень викликає сильну корозію металів. У поєднанні з залізом він утворює осад сірчистого заліза, труби дуже швидко забиваються.

В представленій статті досліджували підземні води з вмістом сірководню до 20мг/дм^3.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В природній воді сірчані сполуки знаходяться у вигляді молекулярно розчиненого HS^- та S^{2-}. Вміст у воді різних форм сірчаних сполук та їх пропорції напряму залежить від pH води [13, 14]. Наприклад, при pH > 9, H_2S у воді практично відсутній, а вміст у воді HS^- і S^{2-} максимальний. При pH < 5 майже всі сірчані сполуки представлені сірководнем H_2S [15,16,17].

Аналіз проведених нами літературних джерел показав, що в залежності від форми існування сірчаних сполук у воді методи її очистки можна поділити на три групи:

1. Вилучення H_2S з води безреагентними методами [17].
2. Вилучення реагентними методами [18].
3. Вилучення біохімічними методами, в яких сірчані сполуки окислюються сіркобактеріями [19].

Існуючі методи мають свої переваги та недоліки. Фізичні - безреагентні методи вилучення з води сірководню, засновані на використанні протиттечійних дегазаторів або установок тривалої аерації, які потребують значних капітальних витрат на виготовлення і можуть бути рекомендовані для вод з вмістом сірководню до 3мг/дм^3. Реагентні методи вилучення з води сірководню дозволяють очищати воду, що містить сірководень до 20мг/дм^3. Біохімічні потребують створення спеціальних умов для життєдіяльності бактерій. До недоліків методів слід віднести зростання фільтруючого завантаження карбонатом кальцію внаслідок нестабільності води і ефективність методу значно.

Проаналізувавши всі викладені методи, можна зробити висновок про їх недосконалість і наявність майже в кожному певних недоліків. Деякі з методів потребують будівництва доволі великих споруд, інші потребують утримання реагентного господарства та складного обладнання [20,21].

З урахуванням актуальності питання -вилучення з води сірководню, мета нашої роботи полягає в розробці методів і технологій інтенсифікації процесів вилучення сірководню з підземних вод аерацією гідроелеватором.

Гідроелеватори (інжекційні пристрої) знайшли широке застосування у хімічній технології для процесів екстракції та адсорбції. Інжекційні пристрої використовують кінетичну енергію потоку, що з сопла в звуженої його частини. У результаті звуженої частини сопла створюється вакуум, що призводить до засмоктування рідини або повітря. Інжектори використовуються у вигляді окремого апарату, а також багатоступінчастої колони [18.22].

Використання енергії витікання рідини із сопла забезпечує високий ступінь турбулізації потоку після насадки, сприяючи виділенню газової фази. Швидкість закінчення рідини з насадки визначається величиною напору на вході в ежектор. Таким чином, можна вважати, що визначальними факторами поведінки рідини в ежекторі є гідродинамічні умови його роботи. Для однофазних систем, без урахування підсмоктування, зв'язок основних величин [17] визначається як:

$$= f\left[\left(\frac{F_1}{F_2 - F_3}\right), \left(\frac{d_1 - d_2}{L}\right), q_p, \gamma_n\right]^k \quad (1)$$

F1 – площа вихідного отвору сопла;
F2 – площа початкового перерізу камери змішування;
F3 – зовнішня площа перерізу сопла;
d1 – діаметр на вході у сопло;
d2 – діаметр на виході сопла.

$$Eu = f(R\,e,\ \Gamma) \qquad (2)$$

де

$Eu = \frac{\Delta hg}{W_C^2}$ – критерій Эйлера,

$Re = \frac{W_C d_{вн}}{\nu}$ – критерій Рейнольдса,

Δh - втрати напору, м;

W_C - швидкість витікання рідини із сопла, м/с;

$d_{вн}$ - діаметр вихідного отвору сопла, м;

Γ - геометричний комплекс.

Величина втрат енергії в струменевому апараті визначається режимом витікання рідини і геометричними показниками апарату. Під час підсмоктування ежектувальним струменем повітря або іншої рідини виникає двофазний потік. Оцінка кількості рідини, що підсмоктується, для різних рідин залежить від гідродинамічних характеристик пристрою. Поведінку ежекторів розглядають зазвичай у двох режимах:

- витікання робочої рідини без підсмоктування;
- витікання робочої рідини з підсмоктуванням другої рідини.

Перший режим за певних швидкостей витікання із сопла здатний призвести до кавітації. Для першого випадку встановлено [25], що в безкавітаційному режимі роботи задовольняється умова (3):

$$Eu\left[\frac{Ld_{вн}}{(d'_{вн})^2}\right]^{0,74} = \frac{73,5}{Re^{0,264}} \qquad (3)$$

Re < 14000, і для зони автомодальності Re >14000:

$$Eu\left[\frac{Ld_{вн}}{(d'_{вн})^2}\right]^{0,74} = 1,85 \qquad (4)$$

Слід зазначити, що у (2), (3), (4) приймаємий критерій Ейлера, залежить від геометричного чинника, а у зоні до автомодальності процес залежить від критерію Рейнольдса. У роботах з гідромеханіки та масопередачі як визначальний критерій приймається критерій Ейлера для опису процесів, що протікають в ежекторах. У дослідженнях, що належать до кавітації [22, 23, 25] як визначальний параметр приймається число кавітації k_i, практично аналог критерію Ейлера:

$$k_i = 2\,Eu. \qquad (5)$$

Враховуючи, що в нашому випадку розглядається, поряд з гідроелеватором – кавітатор, для одноманітності термінології при розгляді процесів у гідроелеваторі та кавітаторі як визначальну величину прийнято число кавітації k_i.

При вивченні впливу відносної кількості підсмоктуваної рідини і пов'язаного з ним перепаду тиску в ежекторі за рахунок робочої рідини, як остання прийнята вода, а як підсмоктується рідини в [22] розглядали рідини $\rho_{ж} > \rho_{в}$ (чотирихлористий вуглець, бутилацетат).

Поведінка ежектора за невеликого підсосу рідини викликає невелике збільшення втрат тиску до певної межі, а потім незначне його зниження. Це пояснюється зміною ефекту вихроутворення під час підсосу рідини. Під час розширення робочого струменя, що витікає із сопла, відбувається підсмоктування рідини з інтенсивним вихроутворенням. Збільшення витрати робочої рідини веде до збільшення кількості рідини, що підсмоктується, і зменшення зони вихроутворення. Пропонується співвідношення, що визначає коефіцієнт підсмоктування залежно від низки факторів:

$$k\left(\frac{F_1}{F_2 - F_3}\right)^{0,5}\left(\frac{\gamma_n}{\gamma_p}\right)^{0,5}\left(\frac{d_1 - d_2}{L}\right) = 2,62q_p^{-0,585} \qquad (6)$$

Вираз (6) враховує співвідношення густин через відношення щільностей.

У цьому разі ежектор працює в досить широкому діапазоні підсмоктувань і, як показали проведені нами експерименти, цей діапазон становив 0 - 10 для різних значень числа кавітації. Підставою використання інжекційного апарату для видалення з води розчинених газів, зокрема сірководню, стало інтенсивне змішання робочої рідини з рідиною, що підсмоктується, з утворенням розвиненої поверхні фазового контакту за

відносно невеликий проміжок часу. Визначальною величиною слід визнати коефіцієнт підсмоктування. У наших дослідах для незмінних конструктивних параметрів апарата і за підсмоктування робочою рідиною (водою) повітря, залежність цього коефіцієнта або підсмоктування залежала від числа кавітації k_i, яке було прийняте як визначальний фактор.

Процеси масопередачі в інжекційно-струменевих пристроях розглядалися в роботах з екстракції [23]. Показано, що за досить інтенсивного режиму витікання робочої рідини настає момент, коли кількість робочої рідини, що витікає, практично не впливає на ефективність підсмоктування і на ефективність турбулізації потоку. Дослідні дані з вивчення екстракційних здібностей ежекторних апаратів показали, що ефективність розділення для них порівняно з насадочними колонами, що працюють в аналогічних умовах, більша в 4 рази.

Як параметр, що характеризує зміну тиску в стислій зоні, використовувалася безрозмірна $k_i = \frac{\Delta P}{\rho\frac{V^2}{2}}$ величина. Існуючі теоретичні розробки з видалення сірководню в дегазаторах враховують тільки перехід газу в атмосферу завдяки зміні парціального тиску при створенні великої площі контакту між рідиною, що стікає по різній насадці, і навколишнім середовищем. Під час руху води в гідроелеваторі, після досягнення вакууму в стислій зоні, відбувається розрив суцільності потоку з утворенням емульсії вода - повітря. Площа поверхні контакту між водою і навколишнім середовищем створює насичення води киснем і перехід газу в навколишнє середовище за рахунок зміни парціального тиску газу. Отже, під час використання гідроелеватора відбуваються процеси, аналогічні процесам, що відбуваються в дегазаторах плівкового типу. Зміна вмісту у воді сірководню пов'язана як з його виділенням у повітря, так і з окисленням киснем повітря [24].

Для визначення вмісту кисню у воді внаслідок аерації проведено серію дослідів на водопровідній воді. Результати досліджень у вигляді графіка $C_{O_2} = f\left(\frac{Q_{пов}}{Q_{вод}}\right)$ наведено на Рис.1. Початковий вміст у воді кисню Co_2 становив 5.2 мг/дм^3.

Збільшення вмісту кисню спостерігалося зі збільшенням $\frac{Q_{пов}}{Q_{вод}}$ до 7,3, подальше збільшення $\frac{Q_{пов}}{Q_{вод}}$ до 10 мало призвело до видимих змін.

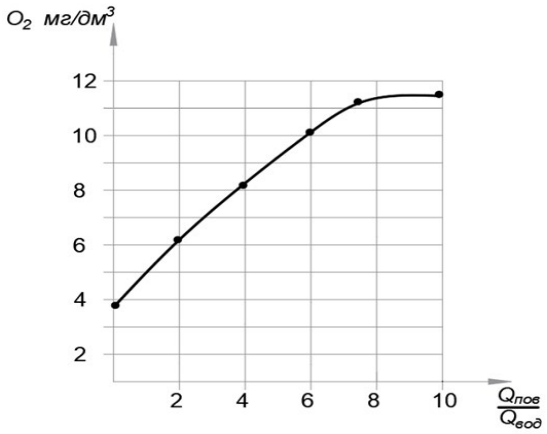


Рис. 1. Зміна вмісту у воді кисню в залежності від $\frac{Q_{пов}}{Q_{вод}}$.

Fig.1. Change in oxygen content in water depending on $\frac{Q_{пов}}{Q_{вод}}$

Гідроелеватором вдалося збільшити вміст у воді повітря до 20,6 мг/л. Кількість повітря, що підсмоктується водою, пов'язана з параметром k_i. Обробка експериментальних даних щодо зміни вмісту у воді по-

вітря залежно від енергетичної характеристики потоку k_i дала змогу отримати співвідношення:

$$\left(\frac{Q_{\text{пов}}}{Q_{\text{вод}}}\right)^2 = 268k_i^2 - 126k_i - 4{,}5 \qquad (7)$$

В дослідах із вимірювання кількості кисню у воді розраховували параметр k_i, зв'язок якого з киснем, що міститься у воді, наведено у вигляді графіка на рис. 2.

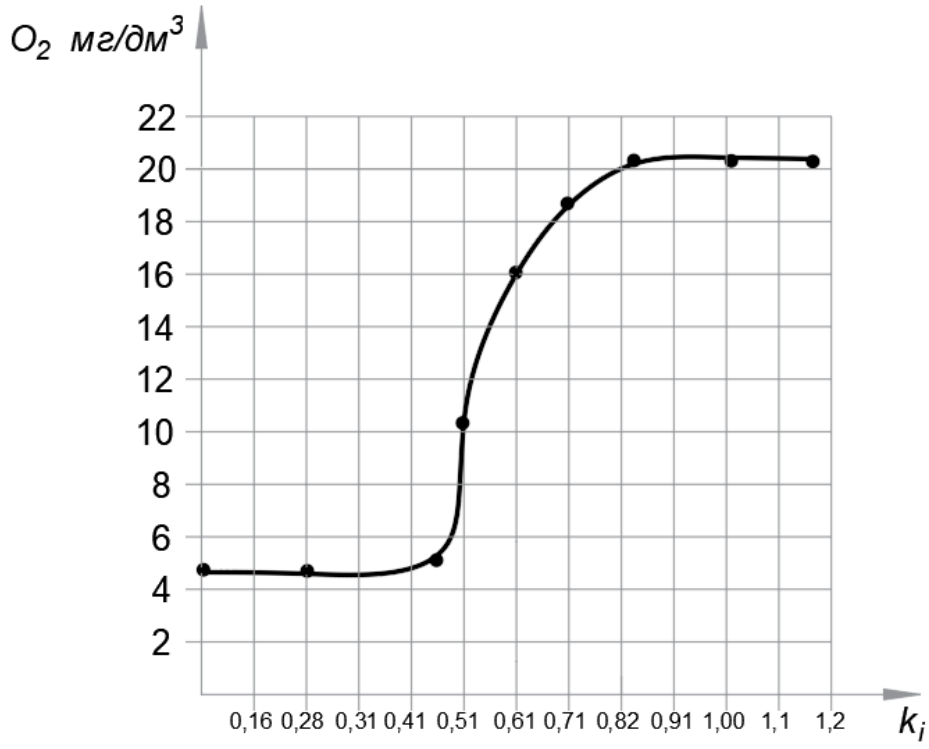


Рис. 2. Зміна вмісту у воді кисню залежно від k_i. ºk_i = *0,8;* · •k_i = *06;* ×k_i = *0,5*
Fig. 2. Change in oxygen content in water depending on k_i. ºk_i = *0,8;* · •k_i = *0,6;* ×k_i = *0,5*

При зміні k_i від 0 до 0,46 - підсмоктування повітря відсутнє і вміст у воді кисню залишається постійним.

Вода, що містить сірководень, при обробці повітрям поводиться інакше. У такій системі одночасно проходять процеси, що залежать від pH розчину. При величині pH до 8 основна частина сірководню знаходиться у вигляді газу. При pH 8 у воді практично відсутній сірководень, а основну частину складають сульфіди.

Визначення ефекту окислення сірководню повітрям проведено за pH = 8,5. І тут в розчині містяться сульфіди, а вміст сірководню вбирається у 4%, тобто можна вважати, що зміна у воді сульфідів відбувається лише за рахунок їх окиснення киснем повітря.

Результати досліджень подано у вигляді графіка $\frac{C}{C_0} = f(k_i)$, рис. 3, тобто залежно від ступеня насичення розчину киснем повітря.

На графіках спостерігається зменшення часу обробки зі збільшенням параметра k_i. Константа швидкості окислення - *k2*, в загальному вигляді має залежати від гідродинамічної характеристики потоку k_i і величини окисно-відновного потенціалу системи *(Eh)*, яка в свою чергу залежить від кількості підсмоктуваного повітря.

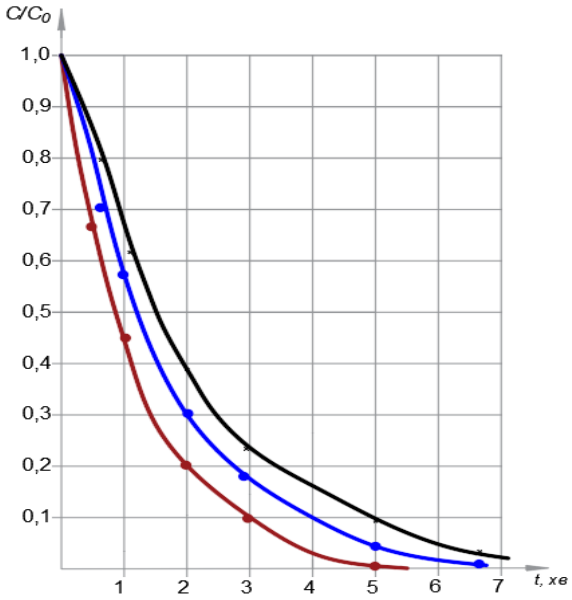
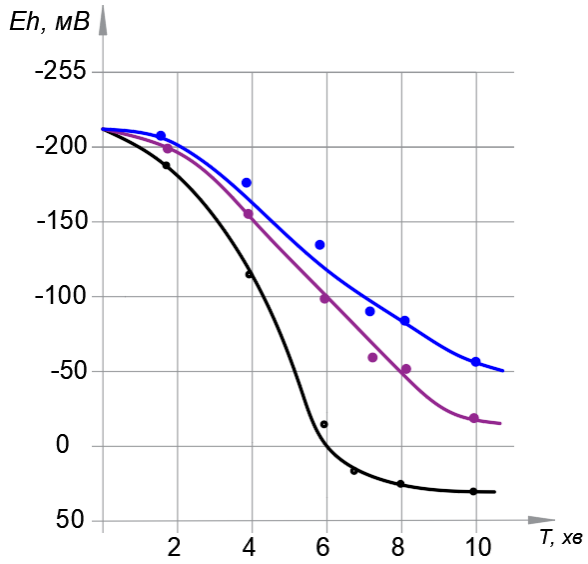


Рис. 3. Зміна вмісту у воді сірководню у часі C_0=5.4 мг/л.
Fig. 3. Changes in the content of hydrogen sulfide in water over time C_0=5.4 mg/l.

Прямі спостереження зміни окисно-відновного потенціалу системи залежно від *ki* і часу, дали наступні значення константи швидкості окиснення рис. 4.

Дослідження окиснення сульфідів за допомогою гідроаератора показують, що при вмісті у воді сульфідів 5.4 мг/л і pH=8.5 вдається за допомогою гідроелеватора забезпечити їх окиснення за 6.5 хв.

У всіх дослідах на початковому етапі при *T<2* хв, зміна окислювально-відновного потенціалу відбувається незначно, а потім зі зростанням часу, що характеризує швидкість окислення, відбувається значна зміна *Eh* системи пропорційна зміні k_i. Зі збільшенням останнього швидкість процесу зростає.



k_i = 0,8; • k_i = 0,6; • k_i = 0,5

Рис. 4. Зміна *Eh* залежно від часу C_0 = 5,4 мг/л
Fig.4. Change in E_h depending on time C_0 = 5.4 mg/l

Встановлено що k_i гідроелеватора має бути не менше 0,8, при меншому його значенні не вдається перейти в зону окисних потенціалів системи і, отже, не повністю провести процес очищення води від сірководню.

Видалення з води сірководню і сульфідів при pH<8 розглядався з урахуванням окислення і переходу газу в навколишнє середовище.

У дослідах використовувалися розчини з pH = 7.2 та 6.3, де вміст сірководню відповідно становить 54 та 87%.

Графіки наведені на рис. 5. для k_i = 0,8 показують, що із зменшенням pH ефективність роботи гідроелеватора зростає.

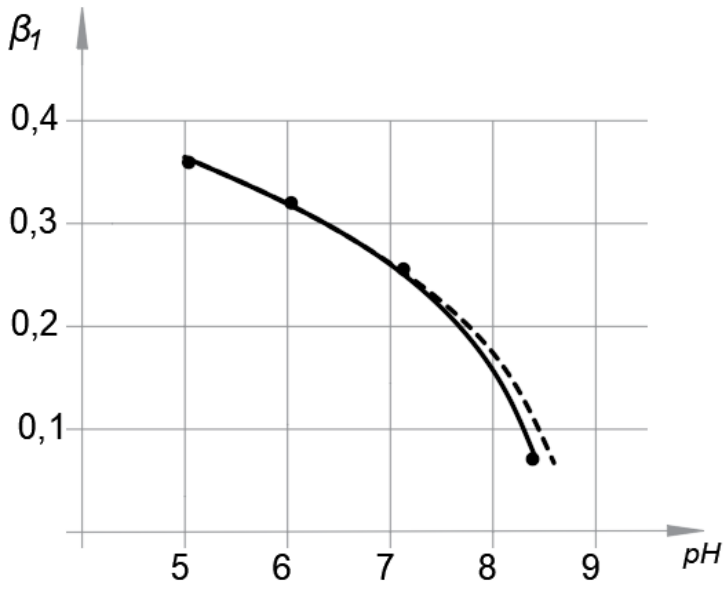


Рис 5. Зміна β_1 залежно від pH
Fig. 5. Change in β_1 depending on pH

Враховуючи, що зміна вмісту у воді сірководню тісно пов'язана з pH системи, а не тільки зі зміною гідродинамічного показника k_i, для постійного значення k_i = 0,8 побудовано графіки зміни коефіцієнта десорбції β_1, що характеризує, в даному випадку, поведінку розчину в гідроелеваторі залежно від pH (рис. 5).

У діапазоні pH, що приймаються для питної води 5 – 8, при pH> 8 десорбція газу відсутня, отримана емпірична залежність β_1 = f (pH): $\beta_1 = 0{,}41 - 6 \cdot 10^{-3} pH^{1{,}8}$

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Як показали результати наших досліджень, для використання гідроелеваторів з коефіцієнтом, що характеризує витрати енергії в системі, k_i оптимальний режим роботи знаходиться в межах k_i = 0,6 – 0,8. Збільшення цієї величини веде до непродуктивного використання енергії, т.к. не збільшує вміст у воді кисню.

Гідроелеватори в якості пристрою для аераційного видалення з води сірководню можуть бути рекомендовані для вод із вмістом сірководню до 5 мг/дм3 pH≃ 8 зменшення pH води дозволяє дещо збільшити можливості гідроелеваторів пропорційно pH системи, але не більше, ніж до вмісту сірководню рівного 5,5 мг/л.

Подальші дослідження в цьому напрямку будуть стосуватись використання для очищення води явища кавітації, при якому відбуваються дуже швидкоплинні і високоенергетичні процеси.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Дячук М.** Вода як джерело життя чи зародок війни: як крадіжка води окупантами впливає на водозабезпеченість України і Криму *[Електронний ресурс]/ Марія Дячук//Екодія. - Режим доступу:* https://ecoaction.org.ua/voda-iak-dzerelo-zhutia.html
2. **Water und fire** [Електронний ресурс] //UNICEF. - Режим доступу: https://www.unicef.org/stories/water-under-fire
3. **Право людини на воду та санітарію** [*Електронний ресурс]: резолюція ООН від 28.07.2010 р. N 64/292. - Режим доступу*: https://digitallibrary.un.org/record/687002/files/A_RES_64_292–RU.pdf.
4. **Strokal V. & Kovpak A.** (2022). Military conflicts and water:consequences and risks. *Scientific Journal of "Ecological Sciences", 5(44).* http//www.ecoj.dea.kiev.ua/archives/2022/5/14.pdf.
5. **Makarenko N.A., Strokal V.P., Berezniak Y.M., Pavlliuk S.D.,Vagaliuk L.V, Kovpak A.V. (**2022) The war consequences on natural resources of Ukraine: analyses and methodologies. *Scientific reports of NULES of Ukraine, 2022(4(98)):* http://journals.Nubia.edu.ua/index.php/Dopovidi/article/view/16137.
6. **Огляд року війни** для водних ресурсів України. ГО *«Екологія-право-людина»URL:* http://epl.org.ua/announces/oglyad-roku-vijny-dlya-vodyh-resursiv-ukrayiny
7. **Horn B., Richard's G.** Use of degradable, non-oxidising biocides and bio dispersants for the maintenance of capacity in nutrient injection wells. *Proceedings of the Annual International Conference on Soils, Sediments. Water and Energy. 2010. V.13. Article 5*.
8. **Запольський А.К.** Водопостачання, водовідведення та якість води. *-К.: Вища школа, 2005.-612с.*
9. **Каталог водоочисного обладнання фірми «Деграмон» у 2-х томах** . *М.: Ін.літ.2005, Т.1. —344с.*
10. **Lukins B.W., Adams I.Q.** Summary of GAC research at several water utilities *//AWWA Annu. Conf. (Dallas, Tex., June 10-14, 1984).-Denver, Colo, s.a., 1984.-279-294.*
11. **Орлов В.О., Квартенко О.М., Мартинов С.Ю, Гордієнко Ю.І.** Знезалізнення підземних вод для питних цілей: монографія / *під загальною редакцією В.О. Орлова. Рівне: Видавничий центр УДУВГП, 2004.-153с.*
12. **Edwards S., Alharthi R. and Ghaly A.E..** Removal of Hydrogen Sulphide from Water *American Journal of Environmental Sciences 7(4):2011, p.295-305.*
13. **Lloyd D.** Hydrogen sulphide:clandestine microbial messenger. *Trends in Microbiology 14:456-462.*DOI: 10.1016/j.time.2006.08.003
14. **Li L, A .Hsu and P.K.More,** 2009. Actions and interactions of nitric oxide carbon monoxide and hydrogen sulphide in the cardiovascular systems and in inflammation -a tale of three gases. P*harmacology and Therapeutics. 123:386-400.* DOI:10.1016/j.phafma.thera.2009.05.005.
15. **Орлов В.О.** Очистка підземної води від сполук заліза та розчиненого сірководню за допомогою установки баштового типу з пінополістирольним фільтром./ Орлов В.О., Мартинов С.Ю, Трохимчук М.М. *// Вісник НУВГП: Збір.наук.праць. Вип. 1(41).-Рівне, 2008.—С. 252-258.*
16. **Патент України на винахід N 48339 А.** Спосіб одержання фільтруючого матеріалу для очищення води. *Терновцев В.О., Терновцев О.В., Зоря О.В. -Заявляє. 28.09.1998р. Опубліковано. 15.08.2002, Бюл. N8, 2002р.*
17. **Мельник Л.Г.** Економіка природокористування і еколого-економічні проблеми// *Механізм регулювання економіки/ Л.Г.Мельник, І.Б. Дехтярьова.-К:Наук. думка, 2012.-245с.*
18. **Ou H.W., Chou M.S. and Chang H.Y.** (2020) Removal of Hydrogen Sulphide from Biogas Using a Bubbling *Tank Fed with Aerated Wastewater.Aerosol Air Quality. Res. 20: 643-653.* https://DOI.org/10.4209/aaqr.2019.12.0647
19. **Слюзар А. В., Знак З.0. , Калімон Я.А., Буклів Р.Л.** Методи очищення і переробки сірководеньвмісних газів(огляд). *Voprosy khimii I kimicheskoi tehnologii, 2019,N.3, p.83-97.* DOI:10.32434/0321-4095-2019-124-83-97.
20. **Sobotta L., Ducom G., Germain P.** Adsorption of hydrogen sulphide (H_2S) on zeolite (Z) : Retentionmechanism *// Chem.Eng.J.-2016-Vol.140.-p. 1390-1398.*
21. **Wang L., Cao B. , Wang Sh., Yan Q.** H2S catalyticoxidation on imperative activated carbon: *Experiment and modelling. Chem. Eng.J.-2006.-Vol.118.-N.3.-P.133-139.*
22. **Некоз О.І.** Кавітаційна технологія очищення стічних вод від токсичних речовин. / *О.І. Некоз, О. А. Литвиненко.Р. В. Логвінський//*

Вібрації в техніці та технологіях. -2012. - N2. - С. 112-115.

23. **Вашкурак У. Ю. Шевчук Л.Л.** Кавітаційне очищення стічних вод жиркомбінату від органічних забруднень в присутності газів різної природи. *Хімія, технологія речовин та їх застосування. 2018, Випуск 1, номер 1. С. 105-110.* https://doi.org/10.23939/ctas2018.01.105
24. **Терновцев О.В.** Очистка води від сірководню за допомогою окислювачів. *//Вісник Рівненського державного технічного університету. - Вип. 2.-Р.-2000.-С. 143-146.*
25. **Терновцев О.В.** Очистка води від сірководню аерацією. *// Меліорація і водне господарство. Вип. 87., -К:-Аграрна наука.-2001.-С.203-208.*

REFERENCES

1. **Diachuk M.** Voda yak dzherelo zhyttia chy zarodok viiny: yak kradizhka vody okupantamy vplyvaie na vodozabezpechenist Ukrainy i Krymu *[Elektronnyi resurs]/ Mariia Diachuk//Ekodiia. - Rezhym dostupu:* https://ecoaction.org.ua/voda-iak-dzerelo-zhutia.html
2. **Water und fire** *[Електронний ресурс] //UNICEF. -* Режим доступу: https://www.unicef.org/stories/water-under-fire
3. **Pravo liudyny na vodu** ta sanitariiu [Elektronnyi resurs]: rezoliutsiia OON vid 28.07.2010 r. N 64/292. - Rezhym dostupu: https://digitallibrary.un.org/record/687002/files/A_RES_64_292–RU.pdf.
4. **Strokal V. & Kovpak A.** (2022). Military conflicts and water:consequences and risks. *Scientific Journal of "Ecological Sciences ", 5(44).* http//www.ecoj.dea.kiev.ua/archives/2022/5/14.pdf.
5. **Makarenko N.A., Strokal V.P., Berezniak Y.M., Pavlliuk S.D.,Vagaliuk L.V, Kovpak A.V. (**2022) The war consequences on natural resources of Ukraine: analyses and methodologies. *Scientific reports of NULES of Ukraine, 2022(4(98)):* http://journals.Nubia.edu.ua/index.php/Dopovidi/article/view/16137.
6. **Ohliad roku viiny dlia vodnykh resursiv Ukrainy.** HO «Ekolohiia-pravo-liudyna» URL:: http://epl.org.ua/announces/oglyad-roku-vijny-dlya-vodyh-resursiv-ukrayiny
7. **Horn B., Richard's G.** Use of degradable, non-oxidising biocides and bio dispersants for the maintenance of capacity in nutrient injection wells. *Proceedings of the Annual International Conference on Soils, Sediments. Water and Energy. 2010. V.13. Article 5*.
8. **Zapolskyi A.K.** Vodopostachannia, vodovidvedennia ta yakist vody. *-K.: Vyshcha shkola, 2005.-612s.*
9. **Kataloh vodoochysnoho obladnannia** firmy «Dehramon» *u 2-kh tomakh . M.: In.lit.2005, T.1. —344s.*
10. **Lukins B.W., Adams I.Q.** Summary of GAC research at several water utilities *//AWWA Annu. Conf. (Dallas, Tex., June 10-14, 1984).-Denver, Colo, s.a., 1984.-279-294.*
11. **Orlov V.O., Kvartenko O.M., Martynov S.Iu, Hordiienko Yu.I.** Znezaliznennia pidzemnykh vod dlia pytnykh tsilei: monohrafiia */ pid zahalnoiu redaktsiieiu V.O. Orlova. Rivne: Vydavnychyi tsentr UDUVHP, 2004.-153c.*
12. **Edwards S., Alharthi R. and Ghaly A.E..** Removal of Hydrogen Sulphide from Water *American Journal of Environmental Sciences 7(4):2011, p.295-305.*
13. **Lloyd D.** Hydrogen sulphide:clandestine microbial messenger. *Trends in Microbiology 14:456-462.DOI: 10.1016/j.time.2006.08.003*
14. **Li L, A .Hsu and P.K.More,** 2009. Actions and interactions of nitric oxide carbon monoxide and hydrogen sulphide in the cardiovascular systems and in inflammation -a tale of three gases. P*harmacology and Therapeutics. 123:386-400.* DOI:10.1016/j.phafma.thera.2009.05.005.
15. **Orlov V.O.** Ochystka pidzemnoi vody vid spoluk zaliza ta rozchynenoho sirkovodniu za dopomohoiu ustanovky bashtovoho typu z pinopolistyrolnym filtrom. */ Orlov V.O., Martynov S.Iu, Trokhymchuk M.M. // Visnyk NUVHP: Zbir.nauk.prats. Vyp. 1(41).-Rivne, 2008.—S. 252-258.*
16. **Patent Ukrainy na vynakhid N 48339 A.** Sposib oderzhannia filtruiuchoho materialu dlia ochyshchennia vody. *Ternovtsev V.O., Ternovtsev O.V., Zoria O.V. -Zaiavliaie. 28.09.1998r. Opublikovano. 15.08.2002, Biul. N8, 2002r.*
17. **Melnyk L.H.** Ekonomika pryrodokorystuvannia i ekoloho-ekonomichni problemy *// Mekhanizm rehuliuvannia ekonomiky/ L.H.Melnyk, I.B. Dekhtiarova.-K:Nauk. dumka, 2012.-245s.*
18. **Ou H.W., Chou M.S. and Chang H.Y.** (2020) Removal of Hydrogen Sulphide from Biogas Using a Bubbling *Tank Fed with Aerated Wastewater.Aerosol Air Quality. Res. 20: 643-*

653. https://DOI.org/10.4209/aaqr.2019.12.0647
19. **Sliuzar A. V., Znak Z.0. , Kalimon Ya.A., Bukliv R.L.** Metody ochyshchennia i pererobky sirkovodenvmisnykh haziv(ohliad). *Voprosu khimii I kimicheskoi tehnologii, 2019,N.3, r.83-97.*DOI:10.32434/0321-4095-2019-124-83-97.
20. **Sobotta L., Ducom G., Germain P.** Adsorption of hydrogen sulphide (H_2S) on zeolite (Z) : Retentionmechanism // *Chem.Eng.J.-2016-Vol.140.-p. 1390-1398.*
21. **Wang L., Cao B. , Wang Sh., Yan Q.** H2S catalyticoxidation on imperative activated carbon: *Experiment and modelling. Chem. Eng.J.-2006.-Vol.118.-N.3.-P.133-139.*
22. **Nekoz O.I.** Kavitatsiina tekhnolohiia ochyshchennia stichnykh vod vid toksychnykh rechovyn. / *O.I. Nekoz, O. A. Lytvynenko.R. V. Lohvinskyi// Vibratsii v tekhnitsi ta tekhnolohiiakh. -2012. - N2. -S. 112-115.*
23. **Vashkurak U. Yu. Shevchuk L.L.** Kavitatsiine ochyshchennia stichnykh vod zhyrkombinatu vid orhanichnykh zabrudnen v prysutnosti haziv riznoi pryrody. *Khimiia, tekhnolohiia rechovyn ta yikh zastosuvannia. 2018, Vypusk 1, nomer 1. S.* 105-110. https://doi.org/10.23939/ctas2018.01.105
24. **Ternovtsev O.V.** Ochystka vody vid sirkovodniu za dopomohoiu okysliuvachiv. *//Visnyk Rivnenskoho derzhavnoho tekhnichnoho universytetu. - Vyp. 2.-R.-2000.-S. 143-146.*
25. **Ternovtsev O.V.** Ochystka vody vid sirkovodniu aeratsiieiu. // *Melioratsiia i vodne hospodarstvo. Vyp. 87., -K:-Ahrarna nauka.-2001.-S.203-208.*

RESEARCH ON HYDROGEN SULFIDE REMOVAL FROM WATER USING A HYDROEJECTOR

Olena ZORIA,
Oleksiy TERNOVTSEV,
Mykola TSYGANOK

Summary. The war in Ukraine has significantly impacted the country's water resources, leading to deteriorated water quality, threats to drinking water supplies, and long-term environmental issues. Intensive pollution of surface water sources has necessitated increased use of groundwater for drinking purposes. The quality of groundwater in Ukraine varies greatly, often containing concentrations of iron, manganese, hardness salts, and hydrogen sulfide that exceed acceptable limits. Hydrogen sulfide concentrations in different regions range from 1 to over 20 mg/dm³, far exceeding the permissible limit of 0.05 mg/dm³ for drinking water. In the southern regions of Ukraine, such as Kherson, Mykolaiv, and Odesa oblasts, hydrogen sulfide levels exceed the norm by more than 100 times. Existing water purification methods for hydrogen sulfide require the construction of expensive aeration facilities with various loadings, biological reactors, and oxidation filters, which entail significant capital and operational costs. Moreover, these facilities do not always ensure the desired water quality. Therefore, developing new methods and technologies aimed at intensifying hydrogen sulfide removal from water, along with various devices and structures for their implementation, is a pressing issue related to supplying the population with quality water.

Among the developed approaches, the use of aeration as an independent method for purification is notable; however, it is used for low hydrogen sulfide concentrations and is most effective at low water pH levels. This article presents the results of experimental studies on the purification of groundwater from hydrogen sulfide by aeration using a hydroejector. Optimal parameters for the hydrogen sulfide removal process, depending on its concentration and water pH, were determined. The effectiveness of water purification using the hydroejector was substantiated and investigated. The key operational parameters of the hydroejector were established.

Keywords. Groundwater; hydrogen sulfide; aeration; purification effectiveness.

Стаття надійшла до редакції 10.05.2024

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.125--134
УДК614.842

ДОСЛІДЖЕННЯ ВЗАЄМОЗВ'ЯЗКУ МІЖ МЕЖЕЮ МІЦНОСТІ І ТРИВАЛОЮ ВТОМЛЕНІСТЮ СТАЛЕВОЇ АРМАТУРИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ТРИВАЛОГО ТЕРМІНУ ЕКСПЛУАТАЦІЇ В АГРЕСИВНИХ СЕРЕДОВИЩАХ

Оксана БЕРДНИК[1], Валерій МАКАРЕНКО[1], Наталія АМЕЛІНА[1],

[1]Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1]kseniareznik87@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-5321-3518
[1]makarenko_vd@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0001-6668-3957
[1]navd1@ukr.net, http://orcid.org/0000-0002-3076-8120

Анотація. Відомо, що процес втомленості починається з пластичної деформації поверхневих шарів металу арматури. Причому, переміщення дислокацій в умовах повторно-змінних навантажень спостерігається при навантаженнях 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, після чого починається процес їх зливу в магістральну тріщину з розповсюдженням останньої.

Результати експериментальних досліджень свідчать про сильний вплив дифузійного водню на статичні і циклічні параметри тріщиностійкості.

Встановлено, що з ростом наводнення, особливо, коли вміст водню перевищує 5 см^{3}100г, різко знижується як статична міцність, так і тривала міцність (втомленість).

Причому, для цих областей розчину водню в арматурній сталі характерні в'язкий характер руйнування, в той час як для сильно наводненої арматури (від 5 до 12 см^{3}100г притаманне крихке руйнування по механізму мікровідколу в загартованій (мартенситній чи трооститній структурі).



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



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



Наталія АМЕЛІНА
доцент кафедри технології будівельних конструкцій і виробів
к.т.н., доцент
.

© О.БЕРДНИК, В.МАКАРЕНКО, Н.АМЕЛІНА, 2024

Аналіз отриманих експериментальних результатів дозволив визначити оптимальний вміст водню в арматурній сталі (3-5 см^3 100г), перевищення якого спричинить зниження тріщиностійкості арматури в процесі тривалої експлуатації, особливо в корозійно-агресивних середовищах.

Питання втомленості арматурних сталей на сьогоднішній день, дуже актуальне.

Ключові слова. Тріщиностійкість; наводнення; втомленість; циклічність; арматура.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Відомо [1-5], що спротив металу втомному 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.

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

Відомо із сучасної механіки руйнувань [2-4], що зі збільшенням числа циклів при будь який 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 навантаженнях нижче границі пружності металу Швидкість локальної пластичної деформації при циклічному деформуванні на декілька порядків перевищує швидкість деформування при статичному наванта-женні. 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 руйну-вання в такому шарі. Тільки, коли напруження перевищують границю витривалості тріщини досягають критичної довжини, після чого починається процес їх зливу в магістральну тріщину з розповсюдженням останньої.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Граничні напруження, при яких починається процес, наприклад, сірко-водневого руйнування (СВР) рекоменду-ється розглядати в якості критеріїв для порівняння стійкості різних арматурних сталей [5,6]. Одним із важливих факторів, які впливають на стійкість проти СВР є склад і структура сталі . Так, суттєво впливає на СВР вуглець. Відомо [6,7], що із збільшенням кількості вуглецю схильність загартованих сталей до СВР зростає внаслідок підвищення внутрішніх напружень. Водень, дифундуючий в метал, навіть в невеликій кількості

(2-3см^3/100г) не спричиняє достатніх для розвитку тріщин локальних пластичних деформацій в міцному металі. Прийнято вважати, що сталь втрачає в'язко-пластичні характеристики при вмісті водню в межах 7-12 см^3 /100г [8]. Однак, як встановлено в роботі [9], воднева крихкість може проявлятися при незначній кількості абсорбційного (поглинутого) водню. Так, в сталі з границею міцності 1600МПа, легованій 0.7%Cu, 0.25%Mo, !.8%Nb і 0.025%Al спостерігалося зниження пластичних властивостей (δ) з 45 до 3% на рівні наводнення 0.03см^3 /100г.

На наш погляд, таке явище можна пояснити із залученням сорбційно-електрохімічного механізму тривалої міцності (втомленості) [10].

Статична (воднева) втомність обумовлена сорбційними процесами:

1)дифузією водню в дефекти кристалічної гратки металу;

2)адсорбцією водню внутрішніми поверхнями кришталевої структури;

3) тиском молізованого водню в колекторах;

4)послабленням сил зв'язку між атомами в кристалічній гратці металу.

Тобто, навіть достатньою в'язкістю і пластичністю метал (наприклад, низьколегована сталь – 08Г2С, 15ХСНД), внаслідок адсорбційного водню в мікродефектах (мікрокапілярах, порах) зародження мікротріщини полегшується із-за низького спротиву крихкого матеріалу.

Аналіз літературних даних свідчить, що згідно із сучасними фізико-механічними уявленнями про природу статичної втом-леності металу існує критична концентрація водню, при досягненні якої різко послаблюються когезійні зв'язки в кристалічній решітці, тобто відбувається розрив міжатомних зв'язків. Згідно розробленої дифузійної моделі сегрегації водню, критична величина водню залежить від марки сталей, напруженого стану, умов експлуатації. В нашому випадку (підземна каналізаційна система) критичний рівень водню в арматурі дорівнює приблизно 5-6см^3/100г [11]. Цього об'єму достатньо для різкого прискорення процесу зародження і розвитку тріщин (субмікротріщин). Тому потрібні відповідні заходи для впливу на дислокаційний механізм доставки водню в структуру арматури.

Встановлено, що відстань між смугами ковзання дислокацій $10^{-6} – 10^{-4}$ см; величина ковзання – $10^{-7} – 10^{-5}$ см. Критичне дотичне напруження $\tau = (10^{-5} – 10^{-7}) \cdot \mu$, де μ – модуль зсуву, рівний $1\text{-}^{11}/10^4$ МПа. Нормальне напруження (перпендикулярне площині ковзання) $\sigma = (10^{-3} – 10^{-4}) \cdot \mu$ Теоретичну міцність решітки (міцність зсуву в досконалому кристалі) приймають $\sigma_T = \mu/30$. Приймають, що дислокації можуть концентруватися в окремих місцях, утворюючи коміркову структуру (субзерна). Розмір субзерен (блоків) рівний $(10^{-6} – 10^{-4})$ см.

В розрахунках напруження, необхідне для розриву сил зчеплення в металі, приймають рівним 85МПа. Слід приймати до уваги, що в структурі арматурних сталей дифузію водню полегшують наявність мікродефектів, дислокацій, температурно-баричний градієнт та змінні навантаження(силовий фактор).

Встановлено, що переважна кількість дифузійного водню концентрується в пастках, причому енергія зв'язку атомів з ними дорівнює приблизно $H_B \approx 58.6$ кДж/моль. В той же час його концентрація в матриці кристалічної гратки зменшується до $10^2 – 10^3$ см$^{-3}$, а в пастках $N_{B(П)}$. В таких умовах при температурах нижче 300-320К практично весь водень захоплюється дислокаціями і пастками, а в об'ємі матриці решітки концентрація майже нульова.

Як вже відмічалося вище, критична концентрація водню залежить від напружень в сталі і в значній мірі визначається структурним складом. Тому для визначення уповільненого руйнування по механізму водневого окрихчення, обумовлюючу статичну (водневу) втомленість необхідна бінарна комбінація критичних значень концентрації водню і механічних напружень. Критична концентрація водню створюється під впливом трьохмірного простору поля розтягувальних напружень направленої (збиральної) дифузії водню. Термін , на протязі якого досягається

критична величина (C_{KP} +σ_{KP}) відповідає інкубаційному періоду росту мікротріщини. Існують різні погляди на механізм зародження і розповсюдження тріщини, спричинених водневим окрихченням, але в найбільший мірі заслуговує уваги гіпотеза молекулярного тиску водню, тобто основною причиною виникнення в несуцільному металі арматури високого тиску водню, що спричиняє великі внутрішні напруження структури . Причому, в мікромасштабі дія водню може проявлятися не стільки в окрихченні , скільки в пластифікуванні металу.

В макромасштабі окрихчення виглядає як зниження граничного напруження руйнування в результаті локальної пластичної течії і руйнування мікрооб'ємів металу у вершини тріщини.

Механізм ініційованого воднем зародження мікротріщини і її подальший ріст передбачає послідовний ряд наступних частих процесів:

- проникнення і транспортування (по дифузійному чи дислокаційному механізму) атомів водню в області з підвищеною концентрацією напружень, тобто до вершин зародження мікротріщини.

- забезпечення підростання мікротріщини в результаті обумовленого воднем зниження пластичності наводненого металу.

В роботі [5], доведено, що водень на атомарно-чистих поверхнях субмікротріщин утворює шар аніонів в результаті чого змінюється енергетичний стан поверхні а отже поведінка субмікротріщини в полі напружень Крім того водень не впливає на величину межі текучості в широкому інтервалі температур Це свідчить про не вплив водню на рух дислокацій Така особливість дислокацій-ного механізму транспорту водню обумовлена аномально високим коефіцієнтом його дифузії і порівняно низькою енергією зв'язку з дислокаціями. Тому водневі атмосфери можуть легко переміщатися в об'ємі супроводжуючи дислокації які повільно рухаються і не гальмуючи їх.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Об'єктом досліджень була арматурна сталь наступних марок: 5; 35ГС; 20ГС; 08Г2С; 15ХСНД; Х18Н9, тобто сталі вуглецеві, низьколеговані, які мали структуру ферито-перлітну, сорбітну та трооститу і мартенситну з коефіцієнтом витривалості K_B=0.40-0.50. Вплив водню на межу витривалості та статичну межу міцності досліджували на зразках із сталі марки 20ГС які перед експериментами наводнювали до необхідного рівня в спеціальних камерах з водневим середовищем Вміст водню в сталевих зразках вирізаних з арматурних стрижнів визначали методом вакуум-плавки на хроматографічній установці VH-6 фірми Гереус (Німеччина) [10,11]. Тривалість наводнення зразків складала близько 72-780 год в залежності від необхідного об'єму наводнення.

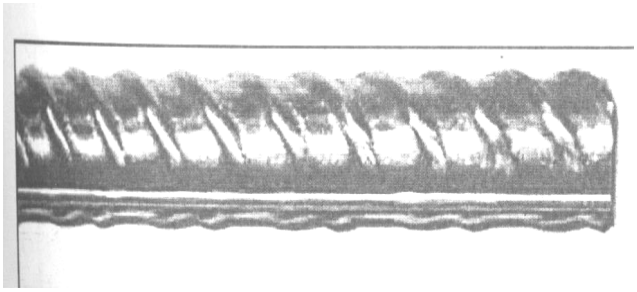
Зразки циліндричної форми довжиною 162мм, з них робоча частина складала 50мм, а діаметр захоплення -70мм робочої частини – 10мм, що дозволяла арматура діаметром 32мм (рис.1, а)

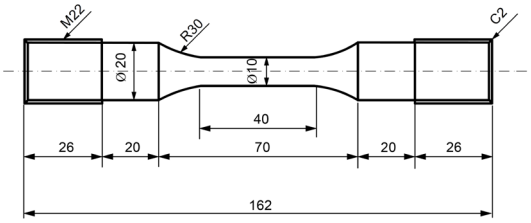
Зразки сприймали деформацію згину з осьовим стиском-розтягуванням. База випробувань на тривалу втомленість складала $N=10^7$ циклів.

Після виготовлення зразки арматури піддавали різним режимам термічної обробки в залежності від марки сталі і отримання потрібного виду структури. Зразки полірували шліфувальною шкуркою зернистістю 3/0, а потім піддавали відпуску у вакуумній камері при 620ºС на протязі 30 хв для зняття залишкових напружень. Зразки випробували на уставці моделі "Інстрон" (Великобританія), Випробування проводили на згин з нульовим середнім напруженням і частотою циклів 20Гц. Випробування були проведені на повітрі.

Вплив агресивного середовища був відсутнім. Додамо, що випробування проводили згідно вимог Специфікації Міжнародної Асоціації корозійників. Фрактографічно-металографічні дослідження проводили із залучення електронного растрового мікроскопу моделі Джеол-35CF (Японія). Фрагмент арматурних стрижнів, з яких вирізали

зразки для наводнення з подальшим випробуванням на тривалу міцність та фактографічні дослідження, наведений на рис.1, б.





а *б*

Рис.1. Випробувальні зразки:
а-випробування на втомну міцність (багато циклові випробування);
б-фрагмент дослідної арматури залізобетонної конструкції;

Fig.1 Test samples:
a-test for fatigue strength (many cycle tests);
b-fragment of experimental fittings of a reinforced concrete structure

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Результати експериментальних досліджень наведені на рис 2 і 3.

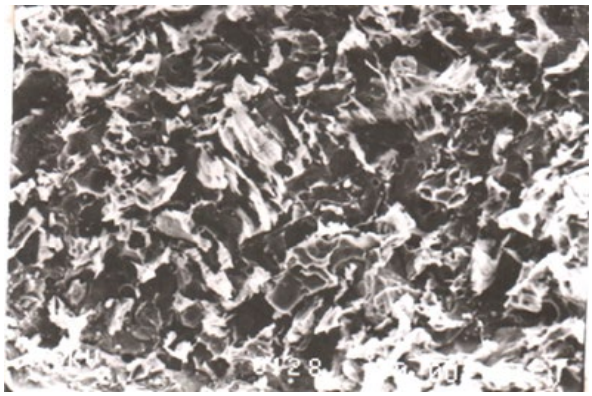


Рис.2. Фрактограма в'язкого руйнування (при розтягуванні) арматурних стрижнів залізобетонних конструкцій (термін експлуатації – 5 років)

Fig.2. Fractograma of viscous failure (in tension) of reinforcing bars of reinforced concrete structures (5 year sevice life):

Дані рис.2 свідчать про сильний вплив дифузійного водню на статичні і циклічні параметри тріщиностійкості. Як видно (див. рис.2), що з ростом наводнення, особливо, коли вміст водню перевищує 5 см^{3}100г, різко знижується як статична міцність, так і тривала міцність (втомленість).

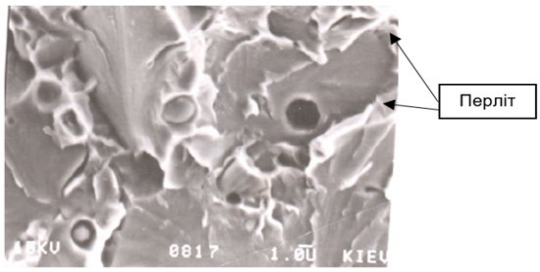


Рис.3. Фрактограма крихкого руйнування (при розтягуванні) арматурних стрижнів залізобетон них конструкцій тривалого терміну експлуатації (40 років)

Fig.3. Fractograma of brittle fracture (when stretched) of reinforcing rods of reinforced concrete structures with a long servise life (40 years)

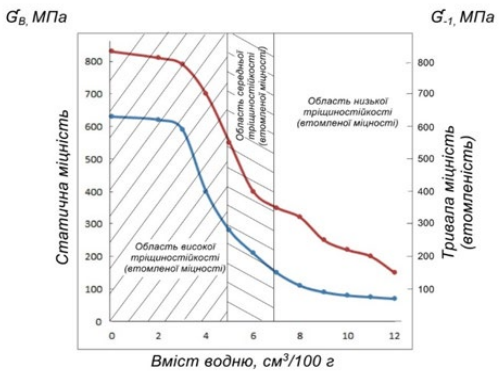


Рис.4. Графіки залежності втомної міцності (σ_{-1}) і статичної міцності (σ_B) від вмісту водню в зразках арматури..

Fig.4.: Graps of the dependence of fatigue strength and static strength on the content of hydrogen in the reinforcement samples

Причому, для цих областей розчину водню в арматурній сталі характерні в'язкий характер руйнування (рис.4), в той час як для сильно наводненої арматури (від 5 до 12 $см^3$/100г притаманне крихке руйнування по механізму мікровідколу (рис.5) в загартованій (мартенситній чи трооститній структурі).

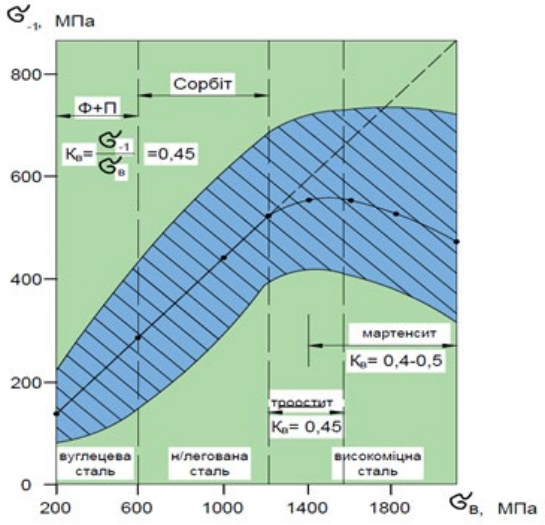


Рис.5. Вплив типу структури арматурної сталі і її межу витривалості ($\sigma_{-1.}$)

Fig.5. Influence of the type of reinforcing steel structure on it s endurance limit:

Аналіз отриманих експериментальних результатів дозволив визначити оптимальний вміст водню в арматурній сталі (3-5 $см^3$/100г), перевищення якого спричинить зниження тріщиностійкості арматури в процесі тривалої експлуатації, особливо в корозійно-агресивних середовищах. Механізм впливу водню на тріщиностійкість металу при статичному і знакозмінному навантаженні наведені вище.

Результати досліджень викладенні на рис.6 підтверджують дані рис.7. Так видно з рис.6, що вуглецеві і низьколеговані ситалі, яким притаманна феритно-перлітна, а також сорбітна структура забезпечує високий спротив перш за все тривалій втомленості, а перехід до сталей зі структурою мартенситу чи відпущеної (перехідної струїти бейніту) структури троститу різко знижує тріщиностійкість арматурної сталі, що унеможливлює її використання при виготовлені арматури задіяної в залізобетонних конструкціях, призначених для довготривалого терміну експлуатації (більше 50-60 років). Таким чином, отримана діаграма може бути рекомендована проектувальникам залізобетонних конструкцій гідротехнічного призначення, так як вона значно полегшує обґрунтований вибір арматури при розробці залізобетонних конструкцій відповідального і довготривалого призначення.

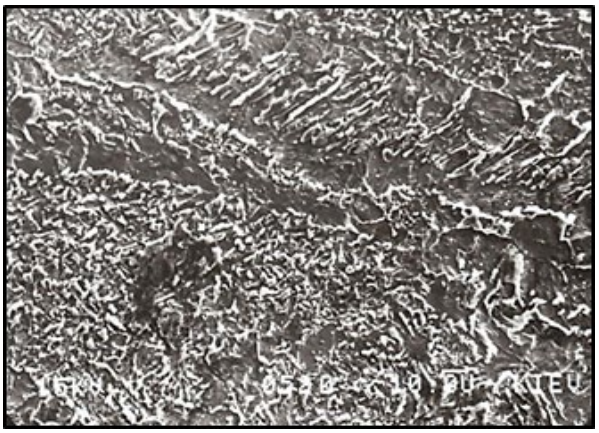


Рис.6. Структура перліту і цементитних голок (Fe_3C) при розпаді аустеніту арматурної сталі (20ХСНДА) –(х500)

Fig.6. The structure of pearlite and cementite needles (Fe_3C) during the disintegration of austenite of reinforcing steel (20ХСНДА) – (х500)



Рис.7. Мікроструктура мартенситу і залишкового аустеніту арматурної сталі (х600)

Fig.7. Microstructure of martensite and residual austenite of reinforcing steel:

Найбільш високою живучістю володіють сталі із структурою сорбіту відпуску. Це обумовлено низькою швидкістю росту втомної тріщини в зв'язку з високою пластичністю металу (рис.5) і наявністю розвинутої субструктури феритної фази сорбіту. Дислокаційні стінки, які розділяють феритні зерна слугують бар'єрами на шляху втомленої тріщини, яка в зв'язку з цим змушує змінювати свій напрямок розвиватися зигзагообразно і витрачати більше енергії і часу на підростання до критичної величини. Крім того, сталь після термообробки на сорбіт відпуску становиться малочутливою до появлення концентраторів напружень і випадковим ударним навантаженням.

Сталь термооброблена на тростит чи мартенсит відпуску має більш високий σ_{-1} , але її значний спротив утворенню втомних тріщин нейтралізується підвищеною чутливістю до якості поверхні. Додатково до цього високоміцні сталі характеризуються низьким спротивом розвитку тріщин.

Таким чином, умови експлуатації вимагають особливого поєднання високого спротиву утворенню втомної тріщини і високого спротиву її розповсюдженню, що практично неможливо забезпечити в арматурній сталі використовуючи легування і термообробку. Цю задачу розв'язують застосуванням поверхневих зміцнюючи технологій (поверхнева пластична деформація, хіміко-термічна обробка (ХТО), поверхнева загартовка) стосовно низько- чи середньовуглецевих сталей, обробленими на структуру сорбіт відпуску. В результаті отримують сталі з міцною поверхнею і в'язкою пластичною серцевиною

При поверхневому зміцненні використовуються два механізми підвищення циклічної довговічності, зокрема відбувається зростання спротиву деформацій поверхневих шарів металу і виникають залишкові напруження стиску перешкоджаючі зародженню і розвитку втомних тріщин. Поєднуючись із зовнішніми напруженнями, стискуючі напруження знижують рівень небезпечних розтягуючи напружень на поверхні

Ефективність застосування методів поверхневого зміцнення зростає з підвищенням концентрації напружень. Найбільш ефективним є комбінування різних методів зміцнення (ХТО, загартовка СВЧ) з поверхневим деформуванням оскільки останнє додатково (на 10-20%) підвищує твердість поверхневих шарів і рівень залишкових напружень стиску. Рекомендується використовувати ПАР, що перешкоджає розвитку процесу адсорбційної втомленості. Слід відмітити, що більшість технологій поверхневого зміцнення арматури позитивно впливають на її зносостійкість та циклічну довговічність.

В процесі термічної обробки арматурна сталь пройшла всі етапи аустенітного перетворення. Зокрема, як відомо, перлітне перетворення переохолодженого аустеніту носить кристалізаційний характер, за своїм механізмом є дифузійним. Це слідує з того, що аустеніт практично однорідний по концентрації вуглецю, розпадається з утворенням фериту (майже чисте залізо) і цементиту з вмістом 6.6%С, тобто суміші фаз, які мають різні концентрації вуглецю.

Зростання зародка цементиту йде за рахунок дифузії вуглецю з прилеглих об'ємів аустеніту. Це в кінцевому підсумку й приводить до перетворення його в ферит. Одночасно відбувається зростання товщини пластинок фериту і цементиту. Таким чином, на поверхні утвореного перлітного зерна також виникають зародки цементиту з іншою орієнтацією. Такий процес продовжується до зіткнення окремих зерен і перетворення всього аустеніту. Причому, чим нижче температура розпаду аустеніту, тим дисперсніше становиться ферито-цементитна суміш

При збільшенні порядку 1500 раз і вище, це чітко видно на електронному мікроскопі. Авторами даної роботи було встановлено, що між пластинчата відстань в перліті складає 0.5-1.2мкм, сорбіту ≈0.35мкм і троститу ≈0.2мкм.

Відомо, що проміжне перетворення протікає при низьких температурах охолодження аустеніту 400-200°С, коли дифузія атомів заліза практично неможлива, а дифузія атомів вуглецю порівняно легко. Тому дифузійний процес утворення фериту становиться неможливим, а утворення карбіду заліза і виділення його з аустеніту і фериту може відбуватися. Тому кінетика проміжного перетворення і утворені при цьому структурі мають особливості як дифузійного (перлітного) перетворення, так

і бездифузійного (мартенситного) перетворення.

В цілому механізм проміжного перетворення зводиться до наступного. В проміжному інтервалі температур переохолоджений аустеніт піддається перетворенню (розпаду) після деякого інкубаційного періоду. Спочатку всередині аустеніту відбувається дифузійний перерозподіл вуглецю, що приводить до утворення об'ємів аустеніту збагаченого і збідненого вуглецем. Ділянки аустеніту, збіднені вуглецем, зазнають бездифузійне перетворення γ→α. При бездифузійному перетворенні γ→α змінюється тільки тип решітки (ГЦК→ОЦК) без зміни в розташуванні атомів вуглецю, які знаходяться в аустеніті. Тому в результаті такого перетворення утворюється пересичений твердий α-розчин (мартенсит), який є нестабільною структурою і при ізотермічній витримці розпадається на феритно-цементитну суміш. Таким чином, в результаті проміжного перетворення утворюється структура, яка складається із суміші α-фази і карбіду (цементиту), яка зветься бейнітом, а інколи голчатим троститом. Таким чином, проміжне перетворення аустеніту поєднує в собі дифузійний перерозподіл вуглецю в аустеніті з бездифузійним (мартенситним) перетворенням γ→α. Слід відмітити, що у верхньому бейніті зосереджується, в основному, структура сорбіту подібна будові перліту, а в нижньому бейніті карбідні частки розташовані всередині пластини α-фази.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Результати експебриментальних досліджень засвідчили про сильний вплив дифузійного водню на статичні і циклічні параметри тріщиностійкості арматурної сталі. Встановлено, що з ростом наводнення, особливо, коли вміст водню перевищує 5 $см^3$ /100г, різко знижується як статична міцність, так і тривала міцність (втомленість). Причому, для цих областей розчину водню в арматурній сталі характерні в'язкий характер руйнування, в той час як для сильно наводненої арматури (від 5 до 12 $см^3$100г) притаманне крихке руйнування по механізму мікровідколу в загартованій (мартенситній чи трооститній структурі). Аналіз отриманих експериментальних результатів дозволив визначити оптимальний вміст водню в арматурній сталі (3-5 $см^3$ /100г), перевищення якого може спричинити зниження тріщиностійкості арматури в процесі тривалої експлуатації, особливо в корозійно-агресивних середовищах

Запропоновано механізм впливу водню на тріщиностійкість металу при статичному і знакозмінному навантаженні який полягає в дифузійному та дислокаційному переміщенні водню в структурі арматурного стрижня що в підсумку що спричиняє сильне наводнення сталі та її окрихчення

Встановлено, що вуглецеві і низьколеговані ситалі, яким притаманна феритно-перлітна, а також сорбітна структура забезпечують високий спротив, перш за все, тривалій втомленості, а перехід до сталей зі структурою мартенситу чи відпущеної (перехідної структури бейніту) структури бейніту різко знижує тріщиностійкість арматурної сталі, що унеможливлює її використання при виготовлені арматури, задіяної в залізобетонних конструкціях, призначених для довготривалого терміну експлуатації (більше 50-60 років). Таким чином, отримана діаграма може бути рекомендована проектувальникам залізобетонних конструкцій гідротехнічного призначення, так як вона значно полегшує обґрунтований вибір арматури при розробці залізобетонних конструкцій відповідального і довготривалого призначення

ЛІТЕРАТУРА

1. **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)* DOI: https://doi.org/10.4028/www.scienific.net/KEM.864.115 https://www.scintific.net/KEM.864.115
2. **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

3. **Lipatov Y. V., Gutnikov S. I., Manylov M. S., Zhukovskaya E. S., Lazoryak B. I**. High alkali-resistant basalt fiber for reinforcing concrete // Materials & Design. – 2015. – V. 73. – P. 60–66
4. **Jun Z.** Application and research status of concrete canvas and its application prospect in emergency engineering. - *Journal of Engineered Fibers and Fabrics. 2020. 15 p.*
5. **Xu J.,** Design of functional cotton fabric via modified carbon nanotubes. - *Pigment and Resin Technology. 2020. Vol. 49 (1). pp. 71-78.*
6. **Kundu C.K.** Sol-gel coatings from DOPO-alkoxysilanes: Efficacy in fire protection of polyamide 66 textiles. - *2020. Vol. 125. 109483.*
7. **Malucelli G.** Sol-Gel and layer-by-layer coatings for flame-retardant cotton fabrics: Recent advances. - *Coatings. 2020. Vol. 10 (4). pp. 333.*
8. **Vachnina T.N.** Improvement of fire protection of wood board and textile materials for premises with a massive stay of people. - *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 962 (2). 022008.*
9. **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.*
10. **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.*
11. **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)* DOI:https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.864.115
https://www.scintific.net/KEM.864.115
12. **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)*
13. **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 com-position on the welding and properties of electrodes with basic coatings. *Welding International, 1(2), p.116-118.*
14. **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.*
15. **Makarenko V.** Hydrate Formations Model-ing for the Oil and Gas Facilities Reconstruc-tion. / Makarenko V.,Vynnykov Y., Liashenko A., Petrash O *//Proceedings of the 2nd Inter-national Conference on Building Innova-tions. ICBI 2019. Lecture Hydrate Formations Modeling for the Oil and Gas Facilities Re-construction Notes in Civil Engineering, vol 73. Springer, Cham. – p. 651-658.*
16. **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.
17. **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.*
18. **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.
19. **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.*
20. **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.*
21. 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.*
22. Malucelli G. Sol-Gel and layer-by-layer coatings for flame-retardant cotton fabrics: Recent advances. *//Coatings. 2020. Vol. 10 (4). pp. 333.*

23. **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.*
24. **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. **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.scienific.net/KEM.864.115 https://www.scintific.net/KEM.864.115
2. **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
3. **Lipatov Y. V., Gutnikov S. I., Manylov M. S., Zhukovskaya E. S., Lazoryak B. I**. High alkali-resistant basalt fiber for reinforcing concrete // Materials & Design. – 2015. – V. 73. – P. 60–66
4. **Jun Z.** Application and research status of concrete canvas and its application prospect in emergency engineering. - *Journal of Engineered Fibers and Fabrics. 2020. 15 p.*
5. **Xu J.,** Design of functional cotton fabric via modified carbon nanotubes. - *Pigment and Resin Technology. 2020. Vol. 49 (1). pp. 71-78.*
6. **Kundu C.K.** Sol-gel coatings from DOPO-alkoxysilanes: Efficacy in fire protection of polyamide 66 textiles. - *2020. Vol. 125. 109483.*
7. **Malucelli G.** Sol-Gel and layer-by-layer coatings for flame-retardant cotton fabrics: Recent advances. - *Coatings. 2020. Vol. 10 (4). pp. 333.*
8. **Vachnina T.N.** Improvement of fire protection of wood board and textile materials for premises with a massive stay of people. - *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 962 (2). 022008.*
9. **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.*
10. **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.
11. **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) DOI: https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.864.115 https://www.scintific.net/KEM.864.115
12. **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
13. **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.*
14. **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.*
15. **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.*
16. **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.*
17. **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.*

18. **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.*
19. **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.*
20. **Zhou S.** Flame Retardancy and Mechanism of Cotton Fabric Finished by Phosphorus Containing SiO_2 Hybrid Sol. /Huangfu W., You F., Li D., Fan D. *//9th International Conference on Fire Science and Fire Protection Engineering. 2019. 9055847. 7 p.*
21. **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.*
22. **Malucelli G.** Sol-Gel and layer-by-layer coatings for flame-retardant cotton fabrics: Recent advances. *//Coatings. 2020. Vol. 10 (4). pp. 333.*
23. **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.*
24. **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 THE RELATIONSHIP BETWEEN THE STRENGTH LIMIT AND LONG-TERM FATIGUE OF STEEL REINFORCEMENT OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH A LONG SERVISE LIFE IN AGGRESSIVE ENVIRONMENTS

Oksana BERDNYK,
Valeriy MAKARENKO,
Nataliya AMELINA

Summary. It is known that the fatigue process begins with plastic deformation of the surface layers of the reinforcement metal. Moreover, the movement of dislocations in the conditions of repeatedly alternating stresses is observed at loads below the elastic limit of the metal. The rate of local plastic deformation during cyclic deformation is several orders of magnitude higher than the rate of deformation under static loading. Slip of dislocations begins in grains with a favorable orientation near the stress concentrators. With an increase in the number of cycles in the surface layers, the density of dislocations and the number of vacancies increases. When the basic number of NR cycles is reached, a surface hardened metal layer is formed with a large number of seed cracks, the size of which does not reach a critical value. An increase in the number of cycles cannot cause further development of destruction in such a layer. Only when the stresses exceed the endurance limit do the cracks reach a critical length, after which the process of their draining into the main crack begins with the propagation of the latter. The results of experimental studies indicate a strong influence of diffusible hydrogen on the static and cyclic parameters of crack resistance. It was established that with the increase of flooding, especially when the hydrogen content exceeds 5 cm3100g, both the static strength and long-term strength (fatigue-laziness) decrease sharply. Moreover, these areas of the hydrogen solution in the reinforcing steel are characterized by a viscous nature of fracture, while for heavily flooded reinforcement (from 5 to 12 cm3100g, brittle fracture by the mechanism of micro-split in the hardened (martensitic or troostite structure) is inherent.

The analysis of the obtained experimental results made it possible to determine the optimal content of hydrogen in reinforcing steel (3-5 cm3 100g), the excess of which will cause a decrease in the crack resistance of the reinforcement in the process of long-term operation, especially in corrosive and aggressive environments.

The issue of fatigue of reinforcing steels is very relevant today.

Keywords. Crack resistance; flooding; fatigue; cycling; reinforcement.

Стаття надійшла до редакції 15.05.2024 р.

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.136-146
УДК 624.0.12.4

ТРІЩИНОУТВОРЕННЯ РІЗНИХ ТИПІВ ТОНКИХ ПЛИТ ПРИ РІВНОМІРНО-РОЗПОДІЛЕНОМУ НАВАНТАЖЕННІ

Олег СКОРУК

Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
2120756@ukr.net, http://orcid.org/0000-0001-7106-4368

Анотація. Тріщиноутворення в різних будівельних конструкціях і елементах, а особливо в залізобетонних плитах є одним з критеріїв, що впливає на їх експлуатаційні властивості та довговічність споруди в цілому [2, 3].

Причини тріщиноутворення можуть бути різноманітними і розуміння їх виникнення є ключем для ефективного запобігання та ремонту, а також х експлуатації.

Ось основні фактори, що впливають на тріщиноутворення елементів є:

- недостатнє армування;
- високі температурні впливи;
- усадка бетону;
- перевантаження;
- недостатня якість бетону матриці;
- неправильне виконання будівельних робіт при виготовлені елементів.

Дослідження прогинів [3,15,17] і як наслідок утворення тріщин, їх розкриття для конструкцій зокрема плит є актуальним завданням у будівельній інженерії, оскільки дозволяє оцінити їхню експлуатаційну здатність та розробити ефективні методи підвищення їх міцності і тріщиностійкості.

Для оцінки напружено-деформованого стану плит з різним армуванням був проведений комплекс експериментальних досліджень.

Дані дослідження проводилися з метою порівняння роботи конструкції плит при різних способах їх армування або взагалі без нього на прикладі бетонних, залізобетонних чи фібробетонних плит.

Проведені експериментальні дослідження підтвердили ефективність використання сталевих волокон для покращення міцністних характеристик та довговічності залізобетонних плит.

© О.СКОРУК, 2024



Олег СКОРУК
асистент кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій

Ключові слова. Тріщини; плита; фібро-бетон; навантаження; фібра.

ВСТУП

Фібробетон це сучасний композитний матеріал, що включає у свій склад дрібні волокна різної природи (сталеві, поліпропіленові, скловолокнисті тощо). У даній роботі проводилися дослідження саме сталефих фібр.

З отриманих даних видно, що дисперсне армування позитивно впливає на напружено-деформований стан плит. Сталеві волокна забезпечують збільшення міцності та зменшення тріщин, тоді як поліпропіленові волокна ефективні в зменшенні тріщиноутворення, але менш ефективні в підвищенні міцності на стиск. Скляні волокна забезпечують проміжні характеристики.

Таким чином, застосування дисперсного армування повино базуватися на конкретних експлуатаційних вимогах та впроваджуватися у масове виробництво. Застосування дисперсного армування дозволить значно покращити експлуатаційні властивості залізобетонних плит та підвищити їхню довговічність.

Цей матеріал демонструє покращені механічні властивості, зокрема, підвищену міцність на розтяг і тріщиностійкість.

Тріщиноутворення різних плит є важливим параметром, який впливає на їх конструктивну надійність та довговічність.

МЕТА РОБОТИ

Це якісна та кількісна оцінка зміни напружено-деформованого стану плит внаслідок їх різного виду дисперсного армування є важливою задачею, яка дозво-ляє визначити ефективність використання різних видів армування для підвищення міцності та довговічності конструкцій [17].

ЗАДАЧІ РОБОТИ

Задачі, які вирішувалися в процесі виконання поставленої мети:

1. підбір відповідних компенентів;
2. виготовлення зразків;
3. удосконалення наявного стенда для випробування;
4. аналіз результатів проведених досліджень.

Вирішення зазначених завдань дозволить досягти поставленої мети дослідження, а саме оцінити вплив різних способів армування на напружено-деформований стан різних типів плит, їхню тріщиностійкість та експлуатаційну здатність.

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ

Загальний вигляд виготовлення експериментальних зразків наведено на рис. 1.



Рис.1. Загальний вигляд виготовлення екпериментальних зразків.
Fig.1. The general appearance of the manufacture of experimental samples.

Для порівняння роботи різних типів армованих конструкцій проводилися відповідні експериментальні дослідження їх напружено-деформованого стану з застосуванням сучасних методів вимірю-вання.

Дослідження покращених властивостей матеріалу при різному додаванні відповідних типів фібр в бетонну основу були виготовлені зразки плит з звичайного бетону, залізобетону та фібробетону, див. табл. 1. Розміри випробовуваних моделей плит становили 800×800×75 мм.

Табл. 1. Типи зразків.
Table 1. Sample types.

№ виду зразка	Марка	Вид зразків
I	ПБ1	Бетонна плита
II	ПФ1	Фібробетонна плита, тип фібри 1
	ПФ2	Фібробетонна плита, тип фібри 2
III	ПЗ1	Залізобетонна плита
IV	ПФЗК1	Фібробетонна плита, з двома типами фібр

У даному експерименті використову-валися такі типи сталевих фібр, що мають різну форму і конструктивні, технологічні відмінності.

Перший вид (Ф1) — фібра з сталевого дроту хвилеподібної форми. Вміст зазначеного виду стальної фібри прийнятий 1,5 % від об'єму матеріалу.

Другий вид (Ф2) — фібра сталева, анкерна з дроту. Вміст зазначеного виду стальної фібри прийнятий 1,5 % від об'єму матеріалу.

Також, був проведений експеримент, що містив суміш сталевих фібр двох видів. Для експерименту було виготовлено наступний склад "фіброво коктейлю": 50% хвильової фібри, 50 % анкерної фібри, що разом дали 1,5 % об'ємного армування елементу.

На усіх етапах контролювалося рівномірне розподілення фібр по матеріалу елемента.



Рис.2. Загальний вигляд суміші для виготовлення зразків.
Fig.2. General appearance of the mixture for making samples.

ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для проведення експериментальних досліджень використовували дослідні зразки у вигляді плоских плит розмірами 800×800×75 мм.

Навантаження прикладалося зосередженими силами та передавалося на експериментальні зразки через 16 точок, див. рис. 1, 3.

Для армування фібробетоних плит (зразки ПБ1, ПФ1, ПФ2 ПЗ1) використовувалися фібри (Ф1, Ф2) та їх суміш у однакових пропорціях (зразки ПФЗК1).

Дослідження величини прогинів плит проводилися для зразків, див. таблицю 1.

Для армування залізобетонних плит прийнята арматура Ø 5 мм класу Вр-І і арматура Ø 8 мм класу А500С. Арматурні стержні розташовані у розтягнутій зоні із захисним шаром бетону товщиною 15 мм.

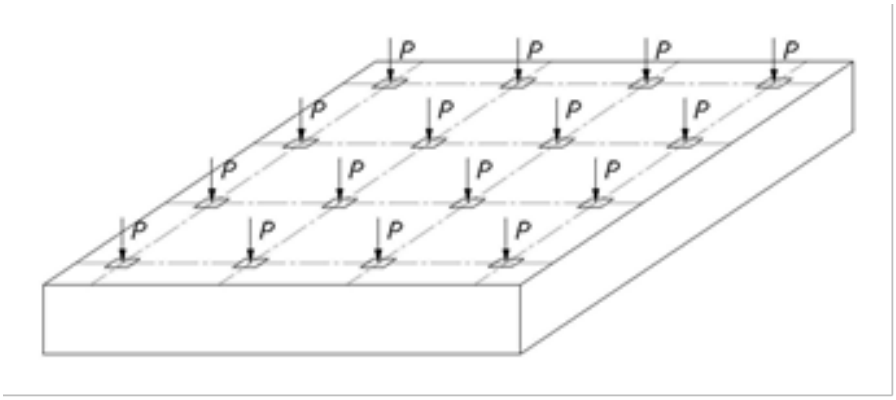


Рис. 3. Схема розміщення навантаження на плиту.
Fig 3. Scheme of placing the loadon the slab.



Рис. 4. Експеримінтальний стенд для випробування.
Fig. 4. Experimental stand for testing.

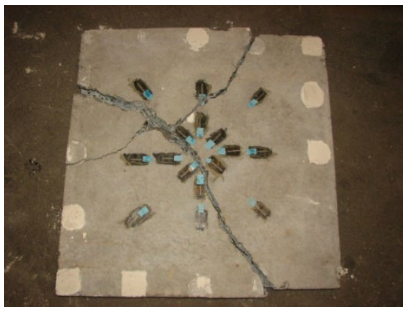
На кожну поверхню досліджуваної плити були змонтовані індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм та базою 20 мм.

Під час випробування дослідних елементів відмічали навантаження, що прикладалося, а також переміщення, деформації і тріщини які розвивалися. Деформації на тих же рівнях вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу.

Процес тріщиноутворення на поверхнях плит спостерігався за допомогою мікроскопа у місцях найбільшого розкриття тріщин. Ціна поділки якого складала 1 діл.= 0.1 мм.

Навантаження подавалося ступенями, на кожній ступені фіксували поздовжні деформації за показаннями індикаторів і тензодатчиків, а також прогини по встанов-лених з двох сторін у середині прольоту плити прогиномірів Максимова.

ЗРАЗОК - ПБ1



Нижня поверхня
Bottom surface



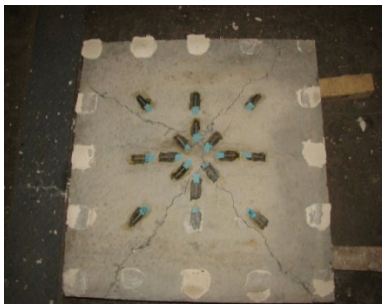
Верхня поверхня
Upper surface

Рис. 5. Результати випробування та зарактер руйнування.
Fig. 5. Test results and nature of destruction.

Табл. 2. Зусилля тріщиноутворення дослідних плит ПБ1.
Table 2. Cracking force of test slabs.

№ зразка	Марка	Загальне зусилля на плиту, кН	Зусилля тріщиноутвення, кН
I	ПБ1	10	5
		20	10
		30	15
		40	20
		46,6	24

ЗРАЗОК - ПФ1



Нижня поверхня
Bottom surface



Верхня поверхня
Upper surface



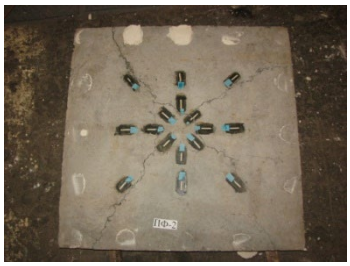
Бокова поверхня
Side surface

Рис. 6. Результати випробування та зарактер руйнування.
Fig. 6. Test results and nature of destruction

Табл. 3. Зусилля тріщиноутворення дослідних плит ПФ1.
Table 3. Cracking force of test slabs.

№ зразка	Марка	Загальне зусилля на плиту, кН	Зусилля тріщиноутвення, кН
II	ПФ1		
		20	10
		30	15
		40	20
		50	25
		51,2	27

ЗРАЗОК – ПФ2



Нижня поверхня
Bottom surface



Верхня поверхня
Upper surface



Бокова поверхня
Side surface

Ртс. 7. Результати випробування та зарактер руйнування.
Fig. 7. Test results and nature of destruction.

Табл. 4. Зусилля тріщиноутворення дослідних плит ПФ2.
Table 4. Cracking force of test slabs.

№ зразк	Марка	Загальне зусилля на плиту, кН	Зусилля тріщиноутвення, кН
II	ПФ2	10	5
		20	10
		30	15
		40	20
		45	25
		49,7	28

ЗРАЗОК – ПЗ1



Нижня поверхня
Bottom surface



Верхня поверхня
Upper surface



Бокова поверхня
Side surface

Рис. 8. Результати випробування та зарактер руйнування.
Fig. 8. Test results and nature of destruction.

Табл. 5. Зусилля тріщиноутворення дослідних плит ПЗ1.
Table 5. Cracking force of test slabs.

№ зразка	Марка	Загальне зусилля на плиту, кН	Зусилля тріщиноутвення, кН
III	ПЗ1	0	5
		20	10
		30	15
		40	20
		50	25
		60	30
		62,4	31

ЗРАЗОК – ПФК1



Нижня поверхня
Bottom surface

Верхня поверхня
Upper surface

Бокова поверхня
Side surface

Рис. 9. Результати випробування та заракетр руйнування.
Fig. 9. Test results and nature of destruction.

Табл. 6. Зусилля тріщиноутворення дослідних плит ПФЗК1.
Table 6. Cracking force of test slabs.

№ зразка	Марка	Загальне зусилля на плиту, кН	Зусилля тріщиноутвення, кН
IV	ПФЗК1	0	5
		20	10
		30	15
		40	20
		50	25
		60	30
		65,1	33

Утворення тріщин у дослідних зразках залежить від схеми розташування тріщин, тобто від орієнтування тріщин відносно сторін плит, взаємного перетину тріщин, виникнення тріщин на одній або на обох поверхнях елементу (наскрізні або не наскрізні тріщини). Наскрізні тріщини зустрічаються при без моментному напру-женому стані або при додатковій дії невеликих моментів.

Прийнята методика випробовування реалізує різні види руйнування зразків: без тріщин у стиснутій зоні та з тріщинами у ній.

Загальною картиною прогинів плит, аж до їх руйнування є проходження таких етапів.

- пружня робота до появи першої тріщини;
- етап експлуатації, тобто робота з тріщинами;
- етап руйнування зразка.

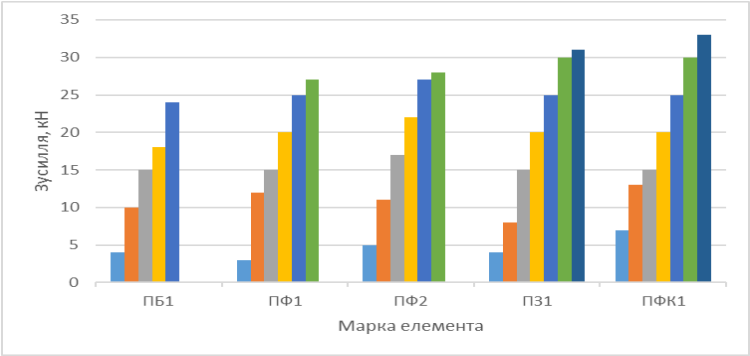


Рис. 10. Діаграма зусилля тріщиноутворення для плит.
Fig. 10. Cracking force diagram for slabs.

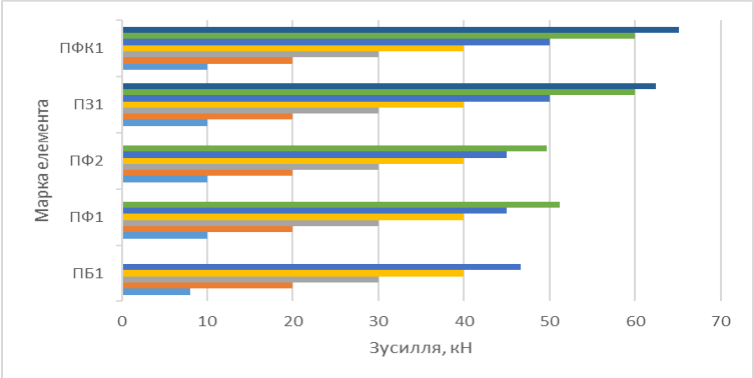


Рис. 11. Діаграма загального зусилля на плити.
Fig. 11. Diagram of the total force on the plates.

На рис. 10 показано діаграму утворення тріщин для дослідних плит аж до їх руйнування шляхом поступового довантаження. Наявна модель запропонованого армування експериментальних зразків вказує на прогнозованих характер руйнування плит, завантажених рівномірно-розподіленим навантаженням.

У нижній зоні на поверхні плит тріщини направлені по діагоналям від кутів до центру і формують так званий «конверт».

На верхній поверхні плит ознаки руйнування проявлялися по лініям зламу в залежності від матеріалу стиснутої зони. Лінії зламу часто відображають напрямок основних напружень і характер деформацій.

Так в плитах зразка I, де стиснута зона з неармованого бетону, руйнування відбувалося по лініям зламу, що практично повторювали на нижній поверхні.

Плити серії II, IV де стиснута зона представлена із сталефібробетону, практично не руйнувалися. Маючи результати про прогинів різних плит, робимо висновок, що доцільно прийняти форму епюри напружень трикутну для серій I, II, IV а для серій III— прямокутну.

ВИСНОВКИ

Дані, отримані за результатами експерименту, дозволяють проаналізувати вплив різних способів армування на тріщиностійкість зразків. Дослідження показали, що різні властивості важкого бетону, сталефібробетону і арматури по-різному впливають на тріщиностійкість плит. Зокрема, використання сталевої фібри значно покращує характеристики зразка і підвищує стійкість до утворення і розвитку тріщин.

1. Процес тріщиноутворення у фібробетонних плитах починається при більш високих навантаженнях, ніж у традиційних бетонних чи залізобетонних плитах. Це свідчить про вищу стійкість фібробетону при малих навантаженнях.
2. Ширина розкриття тріщин схожа для більшості плит. Проте ширина розкрит-тя тріщин у фібробетонних плитах значно нижча, ніж у інших зразків. Це свідчить про те, що фібробетон ефективніше запобігає розширенню тріщин після їх утво-рення.
3. Дані дослідження вказують на те, що дисперсне армування металевої фіброю елементів підвищує тріщино-стійкість та зменшує прогини. Це робить фібробетон більш ефективним матеріалом для використання у будівництві плитних конструкцій.

ЗАГАЛЬНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

На основі отриманих результатів експериментальних досліджень можна зробити наступні рекомендації:

1. для підвищення довговічності та надійності плитних конструкцій доцільно використовувати сталефіб-робетон,

оскільки він показує вищу стійкість до тріщиноутворення і змен-шує прогини під навантаженням;

2. необхідно оптимізувати кількість і розташування арматури та сталевих волокон у бетоні для досягнення найкращих експлуатаційних характе-ристик плит;
3. контроль за технологією виго-товлення і якістю конструкцій. Дотримуватися технології виготовлення фібробетонних конструкцій, включаючи правильне дозування компонентів, ретельне змі-шування і укладання, а також контроль якості на кожному етапі виробництва.
4. Рекомендується проводити подальші дослідження з метою вивчення впливу різних типів волокон та їхніх комбі-націй на властивості бетону, а також дослідження поведінки фібробетон-них плит у різних умовах експлуатації.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДСТУ-Н Б В.2.6-218:2016.** Настанова з проектування та виготовлення консрукцій з дисперсноармованого бетону. *– К.: ДП «Укр-НДНЦ» 2017. – 32 с.*
2. **Скорук О.М., Чорний І.В., Татарченко Г.О.** Прогини тонких сталефібробетонних плит опертих по контуру. *Наукові вісті Далівського університету № 12, 2017.*
3. **Бабич Є.М., Дробишинець С.Я.** Дослідження втомленості сталефібробетону при малоцикловому стисненні. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - Рівне: Видавництво УДУВГП, 2002. - Випуск 8.- с. 55-64.*
4. **Дробишинець С.Я.** Вплив малоциклових навантажень на зміну модуля пружнопластичності сталефібробетону при осьовому стиску. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. - Рівне, 2004. - Випуск 11: - с. 178-183.*
5. **Скорук О.М.** Особливості виготовлення одно-, двошарових бетонних, сталефібро-бетонних, сталефіброзалізобетонних плит. *Містобудування та територіальне планування, Випуск 58, КНУБА, 2015.- С. 468-475*
6. **Koliakova, V.** (2020). Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (6), 114–118. https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118
7. **Скорук О.М.** Дослідження динамічного впливу від технологічного обладнання на роботу сталефібробетонних плит перекриття. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2020. - Вип. 7. - С. 121-128.*
8. **Руднєва І., Прядко, М. Прядко Г.** Тонкачеєв. Особливості та перспективи ви-користання технологій підсилення будівель-них конструкцій композиційними ма-теріалами при реконструкції споруд. *Збірник наукових праць "Будівельні конструкції. Теорія і практика". № 7 (2020), с.12-22.*
9. **EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2**: Design of concrete structures – Part 1-1: Generalrules and rules for buildings. – Brussels: GEN, 2004. –226 p.
10. **EN1990 Eurocode 0**: Basis of structural design.
11. **Appa Rao G, Kadhiravan D.** Nonlinear FE modeling of anchorage bond in reinforced concrete. *International Journal of Research in Engineering and Technology. – 2013. – Vol. 2, No. 9. – P.377-385.*
12. **Grassl P., Davies T.** Lattice modelling of corrosion induced cracking and bond in reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites. 2011. Vol. 33. No 9. P. 918–924.*
13. **Климов Ю.А., Солдатченко О.С., Орєшкин Д.О.** Експериментальні дослідження зчеплення композитної неметалевої ар-матури з бетоном. *Вісник Національного університету "Львівська Політехніка".-Львів, 2010. – Випуск 662.- С 207-214.*
14. **BS 449:2005 A2:2009** Steel for the reinforcement of concrete-Welded reinforcing steel-Bar, Coil and decoiled product. *Specification, Brit-ish Standarts, BSi, 2009- 28p.*
15. **Zhuravskyi, O.D. Zhuravska, N.E. Bambura A.M..** Features of calculation of prefabricated steel fiber concrete airfield slabs. *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering. Vol. 14. – P.103-107.*
16. **Zhuravskyi O.D..** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures. Vol. 105. – P.292-301.*
17. **Журавський О.Д., Горобець А.М.** Міцність та тріщиностійкість двохосно попередньонапружених сталефібробетонних плит при поперечному згині. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2020. - Вип. 1. - С. 181-186.*

18. **Мурашко Л.А., Колякова В.М., Смор-калов Д.В..** Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поз-довжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009: *Навчальний посібник.- К:КНУБА, 2012.-62с.*
19. **Сморкалов Д.В.** Монолітні залізобетонні конструкції з попередньо напруженими канатами. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2022. - Вип. 10. - С. 136-142.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.136-142
20. **Постернак О.М., Постернак М.М.** Вплив невизначеності розрахункової моделі підсилених згинальних елементів. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2022. - Вип. 10. - С. 158-165.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.158-165
21. **Zhuravskyi O.D.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures, 2020, number 105. P.292-301.* https://doi.org/:10.32347/2410-2547.2020.105.292-301

REFERENCES

1. **DSTU-N B V.2.6-218:2016.** Guidelines for the design and manufacture of constructions from dispensable reinforced concrete. - *K.: SE "UkrNDNC" 2017. - 32 p.*
2. **Skoruk O.M., Cherny I.V., Tatarchenko G.O.** Deflections of thin steel-reinforced concrete slabs supported along the contour. *Scientific news of Daliv University No. 12, 2017.*
3. **Babych E.M., Drobhynets S.Y**. Study of fatigue of steel fiber concrete under low-cycle compression. *Resource-saving materials, constructions, buildings and structures. - Rivne: UDU-VHP Publishing House, 2002. - Issue 8.- p. 55-64.*
4. **Drobhynets S.Y.** The influence of low-cycle loads on the change in the modulus of elasticity of steel-reinforced concrete under axial compression. *Resource-saving materials, constructions, buildings and structures: Collection of scientific papers. - Rivne, 2004. - Issue 11: - p. 178-183.*
5. **Skoruk O.M.** Features of production of single- and two-layer concrete, steel fiber concrete, steel fiber reinforced concrete slabs. *City-building and territorial planning, Issue 58, KNUBA, 2015. - P. 468-475*
6. **Koliakova V. M.** About the requirements for articles published in the collection of scientific works "Building structures. *Theory and practice". Building structures. Theory and practice. Coll. Nauk prats.- Kyiv: issue 6, 2020.- S. 114-118.*
7. **Skoruk O.M.** Study of the dynamic influence of technological equipment on the operation of steel-reinforced concrete floor slabs. Building structures. *Theory and practice: coll. of science works - Kyiv: KNU-BA, 2020. - Issue 7. - P. 121-128.*
8. **Rudneva I., Pryadko, M. Pryadko, G. Tonkacheev.** Peculiarities and prospects of the use of technologies for strengthening building structures with composite materials during the reconstruction of buildings. *Collection of scientific papers "Building structures. Theory and practice". No. 7 (2020), pp. 12-22.*
9. **EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2**: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. - *Brussels: GEN, 2004. -226*
10. **EN1990 Eurocode 0**: Basis of structural design.
11. **Appa Rao G, Kadhiravan D**. Nonlinear FE modeling of anchorage bond in rein-forced concrete. International Journal of Research in Engineering and Technology. - *2013. - Vol. 2, No. 9. - P.377-385.*
12. **Grassl P., Davies T.** Lattice modeling of corrosion induced cracking and bond in reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites. 2011. Vol. 33. No. 9. P. 918–924.*
13. **Klymov Y.A., Soldatchenko O.S.**, Oresh-kin D.O. Experimental studies of adhesion of composite non-metallic reinforcement with concrete. *Bulletin of the National University "Lviv Polytechnic". - Lviv, 2010. - Issue 662. - P 207-214.*
14. **BS 449:2005 A2:2009** Steel for the reinforcement of concrete-Welded reinforcing steel-Bar, Coil and decoiled product. *Specification, Brit-ish Standarts, BSi, 2009- 28p.*
15. **O.D. Zhuravskyi, N.E. Zhuravska, A.M. Bambura.** Features of calculation of prefabricated steel fiber concrete airfield slabs. *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering. Vol. 14. – P.103-107.*
16. **O.D. Zhuravskyi.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures. Vol. 105. – P.292-301.*
17. **O.D. Zhuravskyi, A.M. Horobets.** Strength and crack resistance of biaxially prestressed reinforced concrete slabs in transverse bending. *Collection of scientific papers "Building*

structures. Theory and practice". No. 1 (2020), pp. 181-186.

18. **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.*
19. **Smorkalov D.V.** Monolithic reinforced concrete structures with pre-tensioned ropes. *Collection of scientific papers "Building structures. Theory and practice" - No. 10. - P. 136-142.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.136-142
20. **Posternak O.M., Posternak M.M.** Influence of the uncertainty of the calculation model of reinforced bending elements. *Collection of scientific papers "Building structures. Theory and practice" - No. 10. - P. 158-165.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.158-165
21. **Zhuravskyi O.D.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures, 2020, number 105. P.292-301.* https://doi.org/:10.32347/2410-2547.2020.105.292-301

CRACK FORMATION OF DIFFERENT TYPES OF THIN PLATES AT TO AN EVENLY DISTRIBUTED LOAD

Oleg SKORUK

Summary. The formation of cracks in various building structures and elements, and especially in reinforced concrete slabs, is an important criterion that affects their operational properties and the durability of the structure as a whole.

The causes of cracking can be diverse, and understanding their occurrence is the key to effective prevention and repair, as well as operation.

Here are the main factors affecting the cracking of elements:

- insufficient reinforcement;
- high temperature effects;
- shrinkage of concrete;
- overload;
- insufficient quality of matrix concrete;
- improper execution of construction work during the production of elements.

The study of deflections and, as a result, the formation of cracks, their opening for structures, in particular slabs, is an urgent task in civil engineering, as it allows to evaluate their operational capacity and develop effective methods of increasing their strength and crack resistance.

A set of experimental studies was conducted to assess the stress-strain state of slabs with different reinforcement.

These studies were conducted in order to compare the performance of slabs with different methods of reinforcement or without it at all, using the example of concrete, reinforced concrete or fiber concrete slabs.

The conducted experimental studies confirmed the effectiveness of using steel fibers to increase the strength and durability of reinforced concrete slabs.

From the obtained data, it is clear that dispersed reinforcement has a positive effect on the stress-strain state of the slabs. Steel fibers provide increased strength and reduced cracking, while polypropylene fibers are effective in reducing cracking, but less effective in increasing compressive strength. Glass fibers provide intermediate characteristics.

Thus, the application of dispersed reinforcement should be based on specific operational requirements and implemented in mass production. The use of dispersed reinforcement will significantly improve the operational properties of reinforced concrete slabs and increase their durability.

Keywords. Cracks; plate; fiber concrete; load; fiber.

Стаття надійшла до редакції 15.05. 2024

ISSN 2522-4182

DOI:10.32347/2522-4182.14.2024.147-160
УДК 624.012

РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ НА ВПЛИВ ДІЇ ПОВІТРЯНОЇ УДАРНОЇ ХВИЛІ ПРЯМИМ ДИНАМІЧНИМ МЕТОДОМ З ВИКОРИСТАННЯМ ПК ЛІРА-САПР

Марина РОМАШКІНА[1], Богдан ПІСАРЕВСЬКИЙ [2] , Олексій ЖУРАВЛЬОВ[3]

[1,2,3]ТОВ «ЛІРА САПР»,
провулок Киянівський, 7-а, Київ, Україна, 04053
[1,2]Технічний центр НАН України,
вул. Покровська, 13, Київ, Україна, 04070
[1]romashkina.liraland@gmail.com, https://orcid.org/0000-0002-7158-4037
[2]mikst1234@gmail.com, https://orcid.org/0000-0002-1001-2879
[3]tischenko@liraland.com.ua, https://orcid.org/0009-0009-0951-8889

Анотація. Розрахунок впливу повітряної ударної хвилі на будівлі є надзвичайно важливим для нашої країни, яка перебуває в умовах воєнних дій. Дослідження конструктивної безпеки та живучості несних конструкцій при таких впливах є важливою задачею, особливо для об'єктів критичної інфраструктури. Сценарій вибуху можна змоделювати за допомогою програм які реалізують метод скінченних елементів з можливістю виконання розрахунку прямим динамічним методом. І таким чином оцінити ступінь пошкодження будівель та мінімізувати загибель людей.

Стаття присвячена особливостям розрахунку будівель на вплив дії повітряної ударної хвилі методом скінченних елементів із використанням програмного комплексу ЛІРА-FEM (ЛІРА-САПР). Розглянуто типові параметри вибухової хвилі, властивості вибухових навантажень та послідовність розрахунку на вибухові навантаження. Описані основні відмінності вибухових і ударних впливів від звичайних навантажень. Детально розглянуто питання визначення параметрів ударних хвиль та їх впливу на споруди. Описано методи розрахунку конструкцій на вибухові дії.

Проведено попередню оцінку вибухостійкості одноповерхової будівлі з металевим каркасом і стіновим заповненням з листового металу за допомогою ЛІРА-FEM (ЛІРА-САПР). Продемонстровано процес призначення імпульсних навантажень від ударної хвилі на стіни, повернуті до вибуху, бічні стіни, покриття та тильні стіни. Описані особливості використання модуля «Динаміка в часі» в ЛІРА-FEM (ЛІРА-САПР) для вирішення задач динаміки вибухів. Також розглянуто його застосування для перегляду, аналізу результатів, конструювання та документування.

Цей аналіз допомагає в оцінці ризиків при проектуванні захисних структур, розробці проектних рішень та проведенні досліджень у сфері вибухобезпеки.

Ключові слова. Аварійний вибуховий вплив; повітряна ударна хвиля; динамічні навантаження; скінчено-елементний розрахунок; ЛІРА-FEM (ЛИРА-САПР).



Марина РОМАШКІНА
науковий співробітник,
провідний інженер
к.т.н



Богдан ПІСАРЕВСЬКИЙ
науковий співробітник,
к.т.н



Олексій ЖУРАВЛЬОВ
технічний директор
ТОВ «ЛІРА-САПР»

© М. РОМАШКІНА, Б. ПІСАРЕВСЬКИЙ, О. ЖУРАВЛЬОВ, 2024

ВСТУП

Через активні бойові дії на території нашої країни кількість будівель та інженерних споруд, які піддаються впливу вибухових хвиль, зростають щодня. Розрахунок на вплив дії повітряної ударної хвилі дозволяє виявити та посилити вразливі місця конструкцій, що може врятувати життя людей і зменшити ризики пошкоджень. Однією з ключових задач загальної проблеми вибухонебезпеки є здатність визначати навантаження на будівельні та вибухостійкі конструкції.

Оскільки вибухові процеси є нестаціонарними, необхідно мати змогу визначати їх динамічні характеристики, враховуючи складну ударно-хвильову взаємодію повітряної ударної хвилі як руйнівного фактора для будівельної конструкції. Складність цієї задачі вимагає розширення арсеналу сучасних розрахункових методів за допомогою нових підходів до визначення форми силового імпульсу, що передається будівельній конструкції від ударної хвилі. Мета даної статті полягає в підвищенні безпеки будівельних споруд шляхом прогнозування наслідків впливу ударних повітряних хвиль за допомогою чисельного моделювання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Одним з основних факторів ураження будь-якого вибуху є ударна хвиля. Ударна хвиля — це зона стиснутого повітря, яка поширюється у всі боки від центру вибуху зі швидкістю, вищою за швидкість звуку та може мати руйнівний вплив на навколишні об'єкти. Дія ударної хвилі на елементи споруд характеризується складним комплексом навантажень: прямий тиск, тиск відбиття, тиск обтікання, тиск затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль [1-3].

Згідно з вимогами будівельних норм, певні типи будівельних або інженерних споруд (наприклад, захисні споруди, споруди подвійного призначення (СПП) тощо) розраховуються з урахуванням впливу дії повітряної ударної хвилі на конструкції.

Деякі норми [4-6] для спрощення розрахунків рекомендують розраховувати огороджувальні та несні конструкції захисних споруд та СПП на особливе поєднання навантажень, що складається з постійних, тимчасових навантажень та статичного навантаження еквівалентного дії динамічного навантаження від дії ударної хвилі (еквівалентне статичне наванта-ження). Також норми [4] допускають використання прямого динамічного аналізу конструктивних систем на динамічні дії повітряної ударної хвилі, що викликають значне прискорення конструкції.

Для визначення напружено-деформованого стану (НДС) несних конструкцій при зовнішньому вибуху доцільно застосування програмних комплексів (ПК), що реалізують метод скінченних елементів. Не мало важливим фактором при виборі ПК для аналізу міцності є можливість виконання розрахунку прямим динамічним методом [7-16]. Оскільки навантаження від вибухів відноситься до швидкоплинних процесів і має явно виражений динамічний характер.

Далі розглянемо особливості розрахунку навантаження від дії повітряної ударної хвилі та виконаємо спрощений розрахунок будівлі на вплив такої хвилі згідно з прикладом 2.1, наведеним в посібнику AISC Steel Design Guide 26 - Design of Blast Resistant Structures (Розрахунок вибухостійких конструкцій) [17]. Цей приклад стосується оцінки вибухостійкості одноповерхової будівлі з металевим каркасом і стіновим заповненням з листового металу.

Ідеалізований графік зміни тиску вибуху у часі.

Для визначення характеристик одного з основних факторів ураження від вибуху, необхідних для подальших розрахунків, розглянемо профіль повітряної ударної хвилі. На рис. 1 зображено ідеалізований графік зміни тиску вибуху у часі, який показує, як змінюється тиск у точці простору після вибуху.

На графіку зображені такі ключові параметри, як:

P_r або P_{so} - максимальне значення надмірного тиску, досягнуте після вибуху.

t_a - час досягнення пікового тиску. Часовий інтервал від початку вибуху до досягнення максимального тиску.

t_d - тривалість позитивної фази (зона стиснення). Часовий інтервал від моменту досягнення пікового тиску до повернення тиску до атмосферного рівня.

I - позитивний імпульс. Загальну кількість енергії, переданої вибуховою хвилею на одиницю площі за час позитивної фази. Іншими словами, це площа під кривою тиску під час позитивної фази, коли тиск перевищує атмосферний рівень.

t_d - тривалість негативної фази (зона розрідження). Часовий інтервал, протягом якого тиск падає нижче атмосферного тиску після початкового піку. Відповідно, негативний імпульс вибуху визначається як інтеграл (площа під кривою) негативної фази графіка зміни тиску вибуху у часі. Цей імпульс відображає величину та тривалість зниження тиску під час негативної фази.

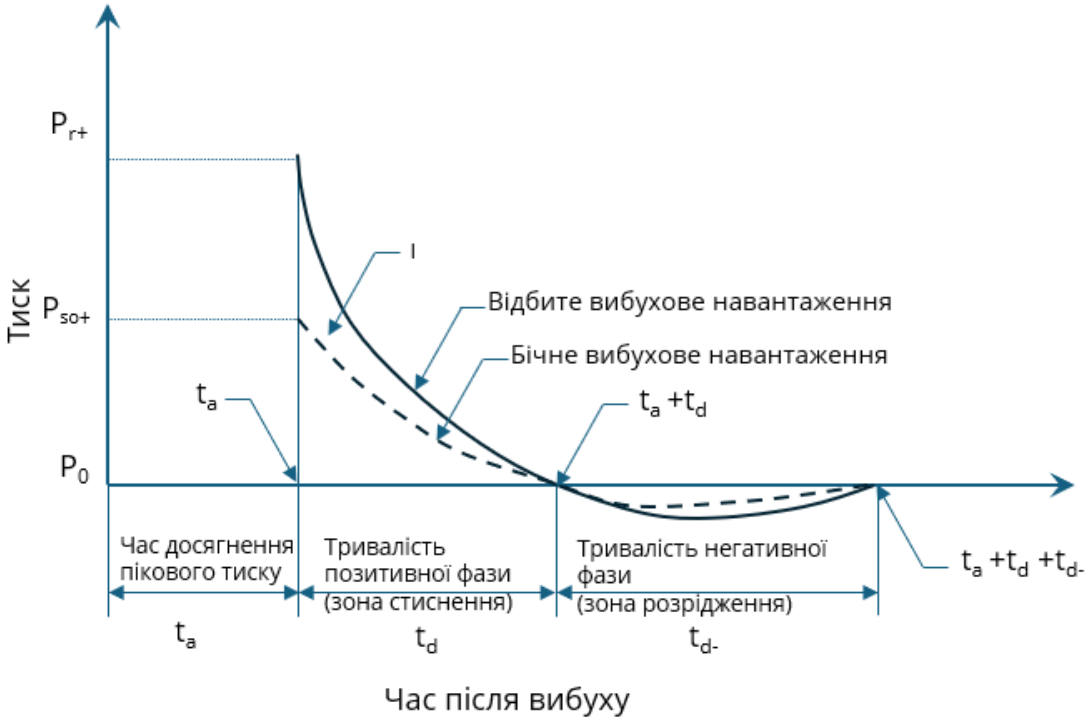


Рис.1. Ідеалізований графік залежності зміни тиску вибухової хвилі в часі
Fig. 1. Idealised graph: change of blast wave pressure in time

На графіку (рис.1) зображено дві криві. Відбите вибухове навантаження показано суцільною лінією. І бічне вибухове навантаження – показане пунктирною лінією.

Бічне вибухове навантаження (навантаження від вибуху в умовах відкритого простору) позначається індексом "so". Це тиск, який створений вибуховою хвилею у відкритому просторі, без врахування впливу перешкод або конструкцій, що можуть змінити або відбити ударну хвилю. Таке навантаження діє на поверхні, які розташовані паралельно напрямку дії повітряної ударної хвилі і по яким хвиля рухається без перешкод (тобто відбувається обтікання). Це можуть бути бокові стіни і покриття, які не знаходяться безпосередньо в зоні прямої дії вибуху.

У разі, коли вибухова хвиля вдаряється у непаралельну похилу поверхню, виникає відбите вибухове навантаження, яке позначене індексом «r». Гарним прикладом, в цьому випадку, буде будь-яка поверхня перпендикулярна до вибухової хвилі, наприклад, передня фасадна стіна. Відбиваючі

поверхні будинків у таких випадках посилюють тиск і, в результаті, імпульс. Очевидно, що в цьому випадку буде значно більший тиск, ніж при проходженні хвилі над поверхнею, яка паралельна їй.

Для визначення значення відбитого тиску Pr можна застосувати таке рівняння.

$$P_r = C_r * P_{so}$$

де P_{so} – це тангенціальний тиск (тиск, що діє паралельно до поверхні об'єкта),

C_r – коефіцієнт, який враховує відбиття повітряної ударної хвилі. C_r є функцією кута падіння хвилі та тангенціального тиску.

На рисунку 2 показано, яким чином можна розрахувати кут падіння з урахуванням початкового напрямку вибухової хвилі та хвилі, відбитої від цієї поверхні по нормалі.

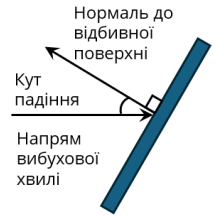


Рис. 2. Відбитий кут падіння вибухової хвилі

Fig. 2. Reflected angle of incidence for a blast wave

Для визначення коефіцієнта відбиття C_r, необхідно знайти значення кута падіння на осі x графіка, зображеного на рис. 3 [17].

Відповідно на рис. 3 наведено графіки кривих функціональної залежності коефіцієнта відбитого тиску вибухової хвилі C_r, що являє собою відношення відбитого тиску P_r до тангенціального тиску P_{so} , від кута відбиття α при взаємодії хвилі та споруди за різних значень тангенціального тиску [18-19].

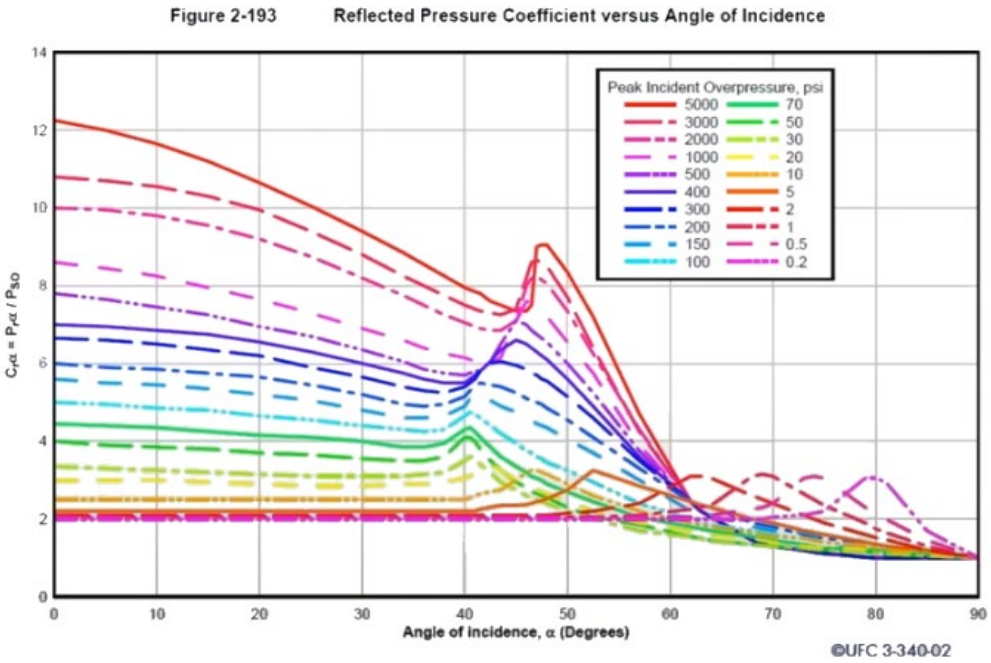


Рис. 3. Графіки залежності коефіцієнта відбитого тиску від кута відбиття у замкнутому просторі Cr = f (α) (цифри поруч із кривими вказують на піковий аварійний тиск Pso, psi)

Fig. 3. Graphs for the dependence of the reflected pressure coefficient on the reflection angle in a closed space Cr = f (α) (the numbers next to the curves indicate the peak emergency pressure Pso, psi)

Спрощений графік зміни тиску вибуху у часі. Для виконання розрахунку ідеалізований графік зміни тиску вибуху у часі (рис. 1), наведений вище, було спрощено до трикутного розподілу з миттєвим зростанням та лінійним спадом у позитивній фазі (рис. 4).

Важливо щоб значення пікового тиску та імпульсу збереглися (імпульс – це область під кривою). Тож умовний проміжок часу знаходимо за формулою:

$$t_e = 2(I/P)$$

Для спрощення розрахунків простих конструкцій негативна фаза часто ігнорується, оскільки її внесок у розрахунок на вплив вибухової хвилі є незначним. Але врахування негативної фази вибухової хвилі в розрахунках допомагає забезпечити більш точні та надійні результати, що сприяє створенню безпечних і стійких конструкцій. Наприклад, не варто нехтувати негативною фазою при розрахунку конструкцій, чутливих до знакозмінних навантажень, оскільки вона створює зворотні навантаження, які можуть бути критичними для таких конструкцій.

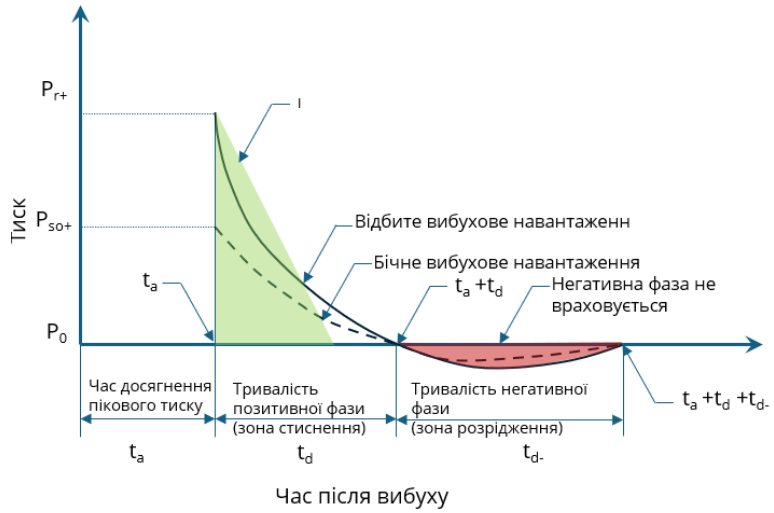


Рис. 4. Спрощений графік зміни тиску під час вибуху
Fig. 4. Simplified graph: change of pressure during an explosion

Також при розрахунку будівельних конструкцій на дію вибуху часто ігноруються такі додаткові фактори як: сила опору через вітер або динамічний тиск (вітрове навантаження, яке виникає одночасно з вибуховою хвилею, може збільшити загальний тиск на конструкцію, особливо на її вертикальні елементи); екранування прилеглої будівлі (зменшення навантаження); відбиття (збільшення навантаження); внутрішнє навантаження через проникнення вибухової хвилі всередину приміщення через великі отвори.

Попередня оцінка вибухостійкості одноповерхової будівлі в ЛІРА-САПР. На основі прикладу 2.1. наведенного в AISC Design Guide 26 [17] продемонструємо особливості моделювання вибухового навантаження за допомогою програмного комплексу ЛІРА-FEM (ЛІРА-САПР). У прикладі наведено одноповерхову будівлю (ширина *50 футів*, довжина *70 футів*, висота *15 футів*). Колони, ригелі та прогони змодельовано в ЛІРА-FEM стержневими скінченними елементами, яким призначені сталеві типи жорсткості: стійки колон - двотавровий переріз HEB300, ригелі - двотавровий переріз IPE450, проміжні ригелі та прогони - прямокутна труба PK100X5.0. Стінові панелі та покриття змодельовані плоскими скінченними елементами оболонки.

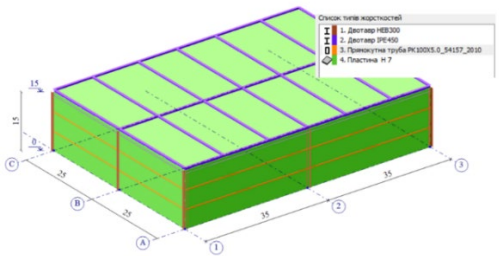


Рис. 5. Розрахункова схема одноповерхової будівлі
Fig. 5. Design model of a one-storey building

Вибух відбувається на відстані *R=50 футів*. Еквівалентна вага заряду в тротиловому еквіваленті становить *500 фунтів*. На основі цих даних розраховується масштабована відстань Z:

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} = \frac{50\ ft}{\sqrt[3]{500lb}} = 6.3\frac{ft}{lb^{1/3}}$$

де

R - відстань від заряду до розрахункової точки;

W - вага еквівалентного навантаження у тротиловому еквіваленті.

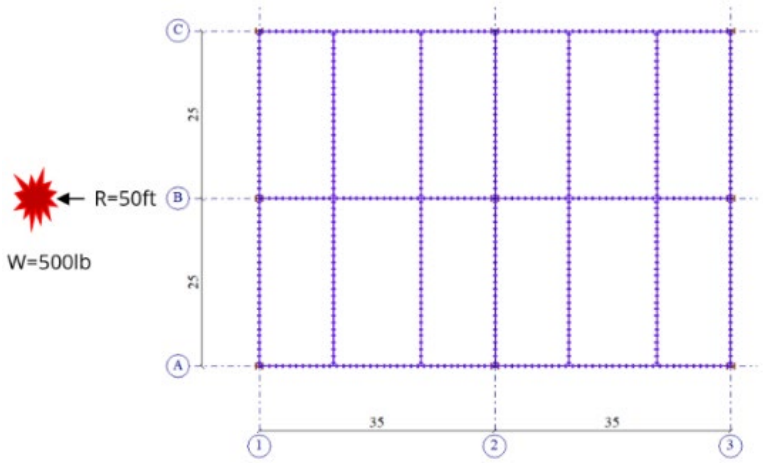


Рис. 6. Вибух на відстані R=50 футів, вага заряду W =500 фунтів
Fig. 6. Explosion at a distance of R = 50 ft, charge weight W = 500 lb

Фасадна стіна (стіна, повернена до вибуху). Були проведені обширні дослідження, спрямовані на вивчення взаємозв'язку між величиною заряду, відстанню до об'єкту та параметрами вибуху, які задані на графіку тиск-час [20-24]. У технічних посібниках, наприклад UFC [25], містяться параметри ударної хвилі у вигляді функції масштабованої відстані, у формі емпіричних параметричних кривих вибуху.

За допомогою масштабованої відстані, по рисунку 7 можна безпосередньо визначити параметри позитивної фази вибухової хвилі, перелічені нижче в таблиці 1, для відбитого та бічного тиску..

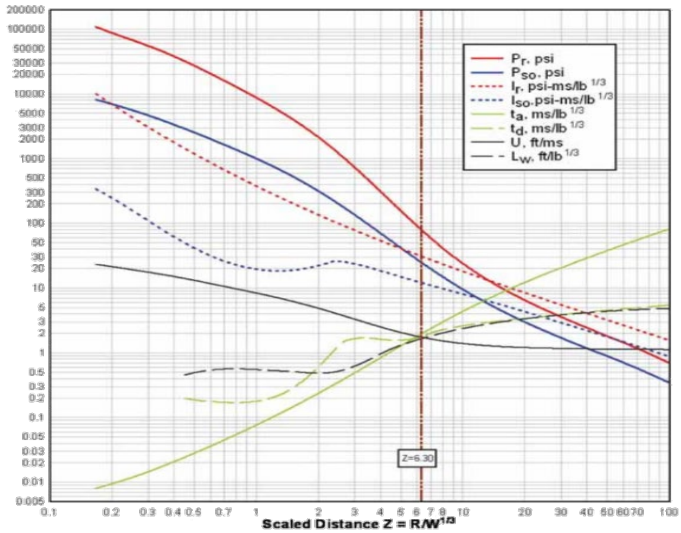


Рис.7. Параметри позитивної фази для поверхневих вибухів тротилу (DOD, 2008).
Fig. 7. Positive phase parameters for the surface trotyl explosions (DOD, 2008).

Табл. 1 Параметри вибухового навантаження (фасадна стіна)
Table. 1 Blast loading parameter (front wall)

Параметри вибухового навантаження	Відповідно рисунку 7 [25]	Розрахункове значення
відбитий піковий тиск (+)	P_r = *79,5 фунт/кв. дюйм*	-
бічний піковий тиск (+)	P_{so} = *24,9 фунт/кв. дюйм*	-
відбитий імпульс (+)	$I_r = 31W^{1/3}$	I_r = *246 фунт/кв. дюйм*мс*
бічний імпульс (+)	$I_{so} = 12.1W^{1/3}$	I_{so} = *96 фунт/кв. дюйм*мс*
час наближення вибухової хвилі	$t_a = 1.96\ W^{1/3}$	t_a = *15,6 мс*
тривалість експоненційного навантаження (+)	$t_d = 1.77\ W^{1/3}$	t_d = *14,0 мс*
швидкість фронту ударної хвилі	*U = 1,75 фут/мс*	-

Оскільки фасадна стіна повернута безпосередньо до епіцентру вибуху, то до цієї поверхні прикладається «відбивні» змінні з таблиці 1.

Спрощений підхід з використанням трикутника вимагає, щоб відповідна тривалість була розрахована таким чином, щоб забезпечити збереження імпульсу (площу під кривою) протягом позитивної фази.

$t_{e,r} = 2I_r / P_r$ = *2(246 фунт/кв.дюйм мс) / 79,5 фунт/кв.дюйм = 6,19 мс*



Рис.8. Графік залежності тиску від часу для стіни, поверненої до вибуху
Fig. 8. Graph for dependence of pressure on time for the wall facing the explosion

Бічні стіни та покриття. Для спрощення задачі масштабована відстань *Z*, яка була розрахована для фасадної стіни, застосована для визначення змінних вибуху біля бічних стін та покриття будівлі. Тому для визначення параметрів тимчасового графіку тиску для бічних стін та покриття будівлі використовуються бічні значення таблиці 1. Можна провести більш детальний розрахунок, щоб врахувати зменшення сили ударної хвилі в залежності від відстані від місця вибуху до бічної стіни і покриття.

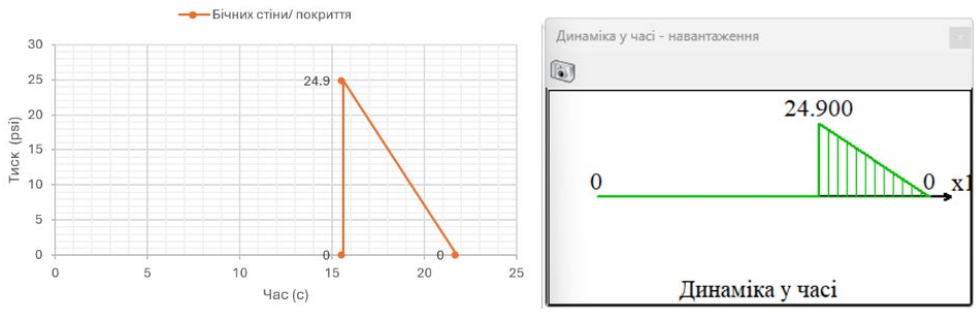


Рис.9. Графік залежності тиску від часу для бічних стін та покриття
Fig. 9. Graph for dependence of pressure on time for side walls and roofs

Еквівалентна тривалість t_e розраховується за допомогою "бічних" змінних.

$t_{e,so} = 2I_{so} / P_{so} = 2(96{,}0$ *фунт/кв.дюйм мс)* $/ 24{,}9$ *фунт/кв.дюйм* $= 7{,}71$ *мс*

Тильна стіна. Масштабована відстань Z для тильної стіни змінена з урахуванням довжини будівлі. Тепер відстань дорівнює *50 футів + 70 футів*, що становить *120 футів*.

Отже, Z визначається за такою формулою.

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} = \frac{120\,ft}{\sqrt[3]{500lb}} = 15.1\,\frac{ft}{lb^{1/3}}$$

де R - відстань від елемента до навантаження;

W - вага еквівалентного навантаження у тротиловому еквіваленті.

Рисунок 7 можна використовувати для знаходження параметрів позитивної фази вибухової хвилі, перелічених у таблиці 2 для бічного тиску.

Табл. 2 Параметри вибухового навантаження (тильна стіна)
Table. 2 Blast loading parameter (rear wall)

Параметри вибухового навантаження	Відповідно рисунку 7 [25]	Розрахункове значення
бічний піковий тиск (+)	$P_{so} = 4{,}60$ *фунт/кв.дюйм*	-
бічний імпульс (+)	$I_{so} = 5.54W^{1/3}$	$I_{so} = 44.0$ *фунт/ кв.дюйм*мс*
час наближення вибухової хвилі	$t_a = 8.32W^{1/3}$	$t_a = 66.0$ *мс*
тривалість експоненційного навантаження (+)	$t_d = 3.11W^{1/3}$	$t_d = 24.7$ *мс*
швидкість фронту ударної хвилі	$U = 1{,}26$ *фут/мс*	-

Еквівалентну тривалість t_e для тильної стіни можна розрахувати за допомогою відповідних змінних, згаданих вище.

$t_{e,so} = 2I_{so} / P_{so} = 2(44{,}0$ *фунт/кв.дюйм мс)* $/ 4{,}60$ *фунт/кв.дюйм* $= 19{,}1$ *мс*

Оскільки висота тильної стіни становить *15 футів* над рівнем землі, на якому відбувається вибух, миттєвого підвищення тиску не відбувається. Замість цього для розрахунку часу досягнення пікового тиску t_2 використовується швидкість вибухової хвилі, висота задньої стінки та час прибуття вибухової хвилі.

$t_2 = L_1 / U + t_a = 15{,}0$ *фути* $/ 1{,}26$ *фути/мс* $+ 66{,}0$ *мс* $= 77{,}9$ *мс*

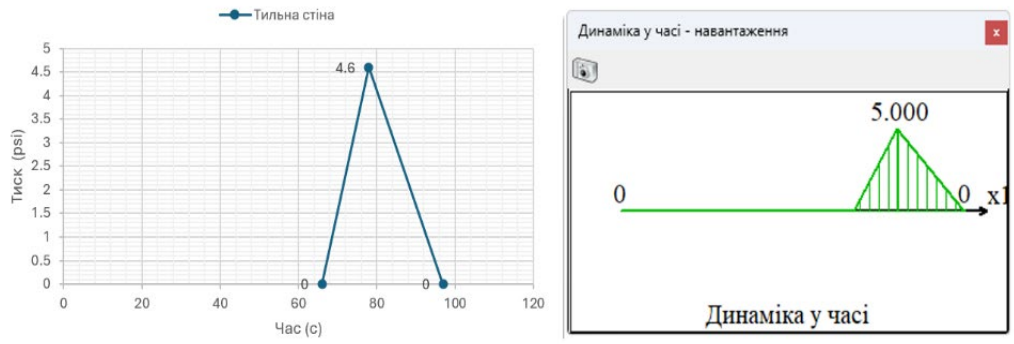


Рис.10. Графік залежності тиску від часу для тильної стіни
Fig. 10. Graph for dependence of pressure on time for rear wall

Тепер ми можемо знайти час закінчення вибухового навантаження t_f.

$$t_f = t_2 + t_{e,so} = 77{,}9\ мс + 19{,}1\ мс = 97{,}0\ мс$$

Якщо об'єднати всі змінні, розраховані вище для тильної стіни, то графік тиск-час для цього розрізу будівлі буде завершено.

Підсумок розрахунку навантаження від повітряної ударної хвилі.

Навантаження на фасадні, бічні, тильні стіни та покриття можуть бути співставлені таким чином, щоб відобразити залежність загального тиску від часу та показати, як дія повітряної ударної хвиля вплине на різні частини конструкції з плином часу (рис. 11).

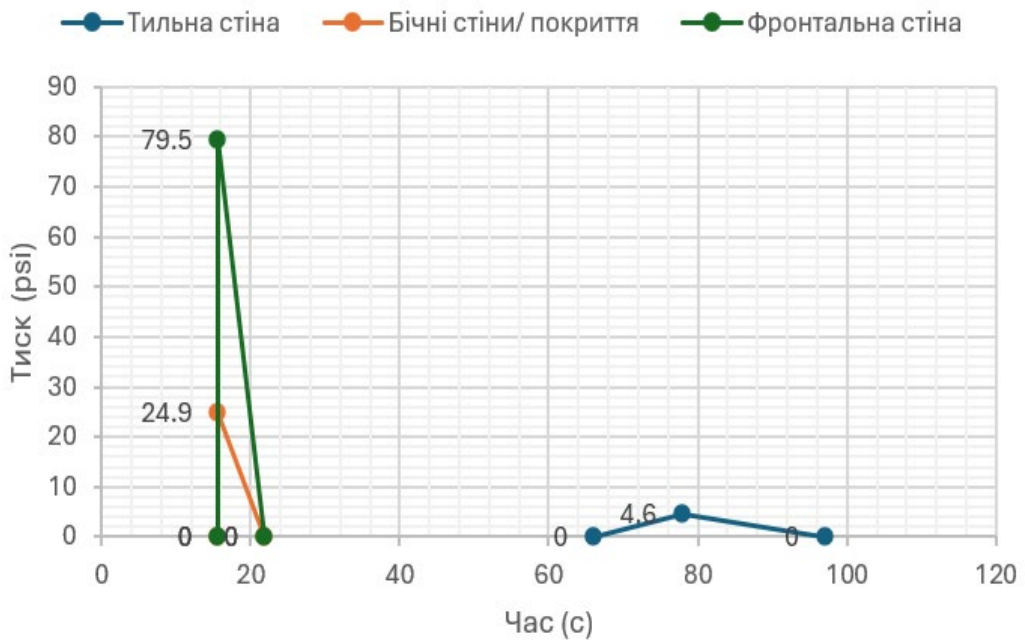


Рис. 11 Комбінований графік залежності тиску від часу
Fig. 11. Combined graph for dependence of pressure on time

Цю інформацію можна задати в ЛІРА-FEM (ЛІРА-САПР) в додатковому модулі "Динаміка у часі". Ваги мас отримані за допомогою перетворень зі статичних навантажень.

Динамічне навантаження, яке діє на конструкцію, можна задати за допомогою задання загального закону зміни динаміч-ного навантаження протягом часу. Для цього прикладемо статичне рівномірно розподілене по площі навантаження

нормально до поверхні фронтальної, бічних і тильної стін, а також покриття, і перетворимо його на динамічне.

Для перетворення дії ударної хвилі в динамічне навантаження задаються відповідні графіки зміни тиску в часі (рис. 12-14). Величини навантаження з цього графіка будуть автоматично множитися на число яке задається як інтенсивність статичного навантаження, в нашому випадку - на 1 psi (фунт/дюйм²).

Результати динамічного розрахунку показують, що максимальні переміщення каркасу будівлі складають *1,5 см* вздовж осі X та *0,5 см* вздовж осі Y, що є менше за максимальне горизонтальне відхилення, яке дорівнює *H/25* [11] (*18,28 см*).

ISSN 2522-4182

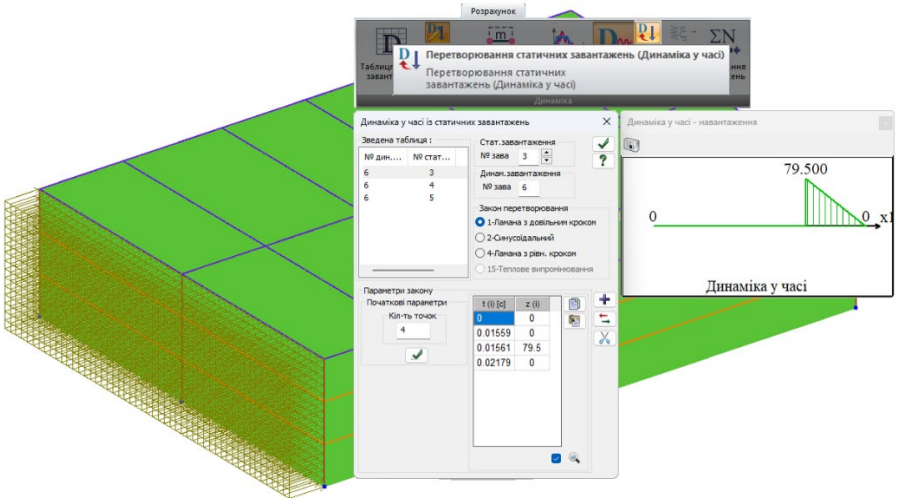


Рис. 12. Перетворення статичного завантажень 3 в динамічне завантаження 6
Fig. 12.. Converting a static load case 3 to a dynamic load case 6

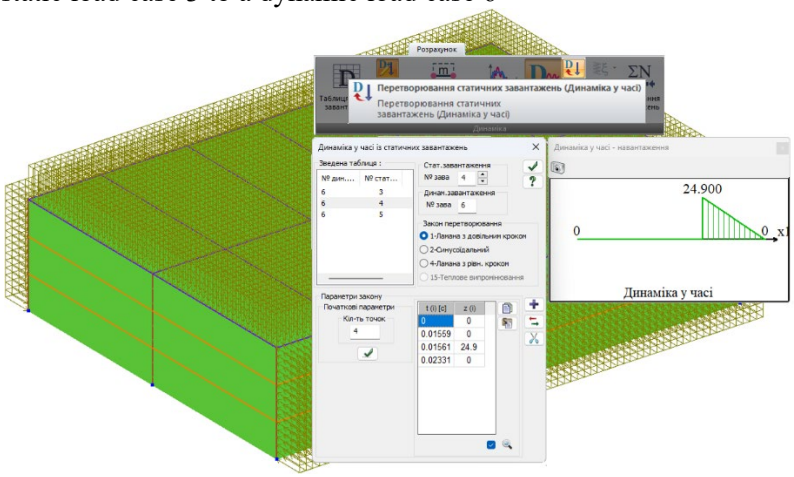


Рис. 13. Перетворення статичного завантажень 4 в динамічне завантаження 6
Fig. 13. Converting a static load case 4 to a dynamic load case 6

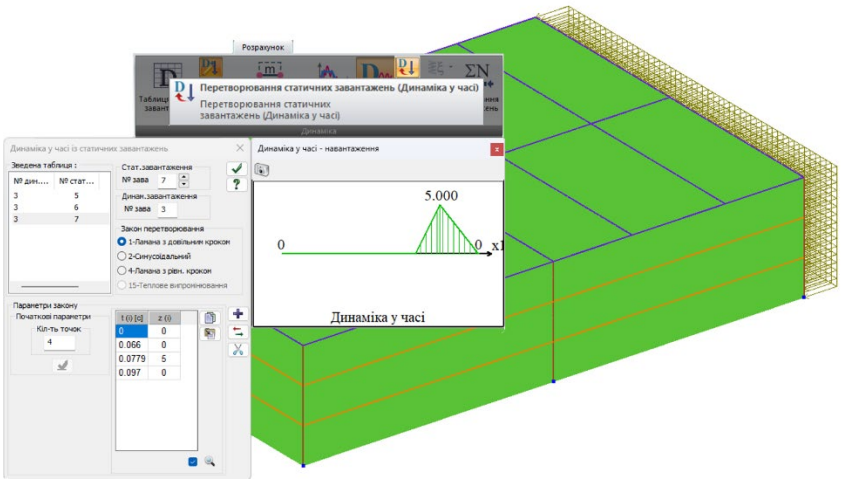


Рис. 14. Перетворення статичного завантажень 5 в динамічне завантаження 6
Fig. 14. Converting a static load case 5 to a dynamic load case 6

Однак найбільші переміщення спостерігаються в огороджувальних конструкціях, де вони досягають 4 метрів, що свідчить про їхню можливу руйнацію.

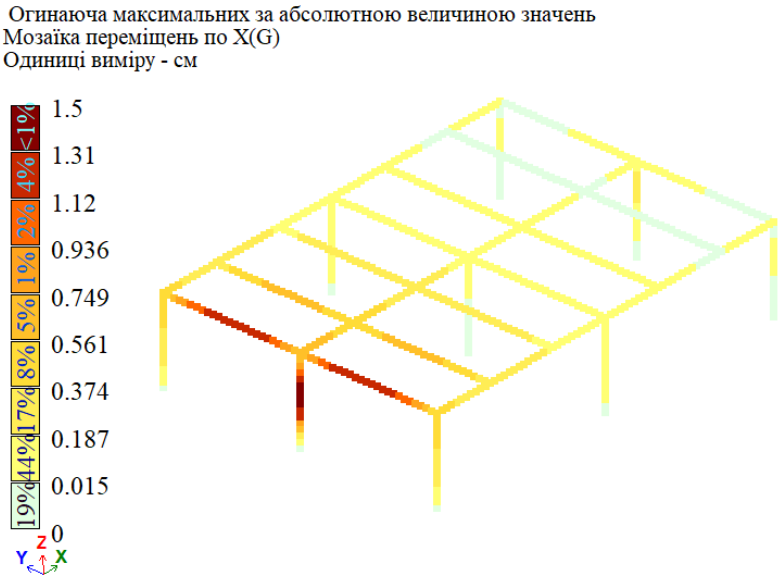


Рис. 15. Мозаїка переміщень вздовж осі X, м
Fig. 15. Mosaic plot of displacements along the X-axis, m

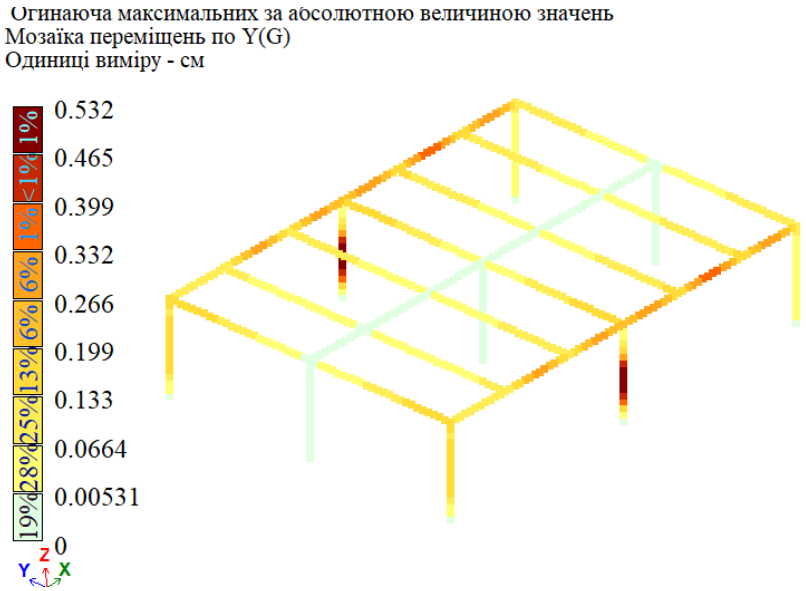


Рис. 16. Мозаїка переміщень вздовж осі Y, м
Fig. 16. Mosaic plot of displacements along the Y-axis, m

Висновок. Таким чином, використовуючи спрощений графік зміни тиску вибуху в часі та метод прямого динамічного інтегрування, можливо здійснити розрахунок впливу повітряної ударної хвилі на конструкцію за допомогою методу скінченних елементів. Це дозволяє враховувати фізичну та геометричну нелінійність, демпфування, різні варіанти конструкцій та інші можливості програмного комплексу ЛІРА-САПР. Цей аналіз допомагає в оцінці ризиків при проектуванні захисних структур, СПП, розробці проектних рішень та проведенні досліджень у сфері вибухобезпеки.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Левчук К. О., Романюк Р. Я., Толок А. О.** Цивільний захист: *навч. посіб. / К. О. Левчук, Р. Я. Романюк, А. О. Толок — «ДДТУ», 2016 — 325 с.*
2. **Євдін О. М., Могильниченко В. В., Скидан М. А.** Захист населення і територій від надзвичайних ситуацій. *Т. 1. "Техногенна та*

природна небезпека" / О. М. Євдін, В. В. Могильниченко, М. А. Скидан [та ін.]. — К. : КІМ, 2007. — 636 с.

3. **ДБН В.1.1-7:2016.** Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – *Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 39с.*
4. **ДБН В.2.2-5:2023.** Захисні споруди цивільного захисту – *[Введений у дію з 01-11-2023].– К.: Мінрегіон України, 2023. – 112 с.*
5. **European Standard EN 1991-1-7** (Єврокод 1 "Дія на конструкції. Частина 1-7: Зовнішні впливи. Вибухи")
6. **American Society of Civil Engineers (ASCE): ASCE/SEI 59-11** "Blast Protection of Buildings".
7. **Барабаш М. С.** Комп'ютерне моделювання процесів життєвого циклу об'єктів будівництва: Монографія. – *К.: Вид-во «Сталь, 2014. – 301 с.*
8. **Barabash M.S., Kostyra N.O., Pysarevskiy B.Y.** Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads *// IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. № 708. URL: https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/708/1/012044*
9. **Барабаш М.С., Костира Н.О., Томашевський А.В.** Визначення напружено-деформованого стану та міцності пошкоджених несучих конструкцій інструментами ПК «ЛІРА-САПР» *// Український журнал будівництва та архітектури. 2022. № 1(007). С. 7-14. URL: https://doi.org/10.30838/J.PSACEA.2312.220222.7.827*
10. **Максименко В.П., Барабаш М.С., Писаревський Б.Ю.** Методика оцінки напружено-деформованого стану конструкцій будівлі на основі методу підсистем // Науково техн. журнал «Будівельне виробництво». 2021. № 71. 7.
11. **Barabash M., Pisarevskyi B., Bashinsky Ya**. Material damping in dynamic analysis of structures (with LIRA-SAPR program). *// Civil and Environmental Engineering, 2020. № 16 (1). P. 63-70*
12. **Пікуль А.В., Барабаш М.С.** Проблеми моделювання динамічних впливів. Реалізація в ПК ЛІРА-САПР *// Збірка тез доповідей міжнародної науково-технічної конференції, присвяченої 90-річчю з дня народження професора В.К. Єгупова "Проблеми теорії і практики сейсмостійкого будівництва" - Одеса: ОДАБА, 2016. – 124 с.*
13. **Барабаш М.С., Гензерський Ю.В., Піса-ревський Б.Ю.** Чисельне моделювання динамічних впливів у ПК ЛІРА-САПР *// Сучасні методи і проблемно орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій. Їх застосування у проектуванні і навчальному процесі: тези доп. 3-ї міжн. наук.-практ. конференції. Київ, 2019. С. 6 – 9.*
14. **Максименко, В., Барабаш, М., Костира, Н., Бармен, І.** Моделювання динамічних навантажень вибухового типу в задачах дослідження міцності будівельних конструкцій з використанням ПК ЛІРА-САПР (2024). *// Наука та будівництво, 38(4). https://doi.org/10.33644/2313-6679-4-2023-3*
15. **Ромашкіна М. А.** Чисельне дослідження напружено-деформованого стану цегляної житлової будівлі при запроектному впливі (вибух побутового газу всередині приміщення) */ М. А. Ромашкіна / / Будівництво, матеріалознавство, машинобудування / / Зб. наук. праць – Д.: ГВУЗ ПГАСА, 2015. – С. 28-37.*
16. **Ромашкіна М. А.** Визначення ймовірності вибуху газоповітряної суміші в газифікованій квартирі / *М.А. Ромашкіна/ / Науково-технічний збірник: Проблеми розвитку міського середовища. – К.:НАУ, 2026 - №2 (16) – С.157-167.*
17. **Koliakova, V., Dumych, A., & Sumak, A. (2024, January).** Stress-strain state of shelter structures under the action of air shock wave. *In Sworld-Us Conference proceedings (No. usc22-01, pp. 49-56).*
18. **Шимановський О. В.** Особливості вибухових навантажень та практичні прийоми захисту будівель від вибуху */ О. В. Шимановський // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2019. – № 4. – С. 28–32.*
19. **Шимановський О. В.** Особливості убезпечення будівель та інженерних споруд при терористичних нападах */ О. В. Шимановський // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2018. – № 4. – С. 2–11*
20. **U.S. Department of the Army, the Navy and Air Force.** The Design of Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions-Technical Manual (TM 5-1300); *U.S. Department of the Army: Washington, DC, USA, 1990.*
21. **U.S. Department of Defense (DOD).** Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions (UFC 3-340-02)*; DOD: Washington, DC, USA, 2008*

22. **Cormie, D.; Mays, G.; Smith, P.D.** Blast Effects on Buildings, *2nd ed.; Thomas Telford: London, UK, 2009.*
23. **Baker, W.E.; Cox, P.A.; Westine, P.S.; Kulesz, J.J.; Strehlow, R.A.** *Explosion Hazards and Evaluation; Elsevier Scientific: New York, NY,*
USA, 1983
24. **Newmark, N.M.; Hansen, R.J.** Design of blast resistant structures. *Shock. Vib. Handb. 1961, 3, 04014007.*
25. **USA Department of Defense (DoD), unified facilities criteria (UFC) 3-340-02:** Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, 2008

REFERENCES

1. **Levchuk K. O., Romaniuk R. Ya., Tolok A. O.** Tsyvilnyi zakhyst: navch. posib. */ K. O. Levchuk, R. Ya. Romaniuk, A. O. Tolok — «DDTU», 2016 — 325 s.*
2. **Yevdin O. M., Mohylnychenko V. V., Skydan M. A.** Zakhyst naselennia i terytorii vid nadzvychainykh sytuatsii. T. 1. "Tekhnohenna ta pryrodna nebezpeka" */ O. M. Yevdin, V. V. Mohylnychenko, M. A. Skydan [ta in.]. — K. : KIM, 2007. — 636 s.*
3. **DBN V.1.1-7:2016.** Pozhezhna bezpeka obiektiv budivnytstva. Zahalni vymohy. – *Kyiv: Ministerstvo rehionalnoho rozvytku, budivnytstva ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, 2017. – 39s.*
4. **DBN V.2.2-5:2023.** Zakhysni sporudy tsyvilnoho zakhystu – *[Vvedenyi u diiu z 01-11-2023].– K.: Minrehion Ukrainy, 2023. – 112 s.*
5. **European Standard EN 1991-1-7** (Ievrokod 1 "Diia na konstruktsii. Chastyna 1-7: Zovnishni vplyvy. Vybukhy")
6. **American Society of Civil Engineers (ASCE):** ASCE/SEI 59-11 "Blast Protection of Buildings".
7. **Barabash M. S.** Kompiuterne modeliuvannia protsesiv zhyttievoho tsyklu obiektiv budivnytstva: Monohrafiia. – *K.: Vyd-vo «Stal, 2014. – 301 s.*
8. **Barabash M.S., Kostyra N.O., Pysarevskiy B.Y.** Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads *// IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. № 708. URL: https://iopscience.iop.org/article/10.1088/ 1757-899X/708/1/012044*
9. **Barabash M.S., Kostyra N.O., Tomashevskyi A.V.** Vyznachennia napruzheno-deformovanoho stanu ta mitsnosti poshkodzhenykh nesuchykh konstruktsii instrumentamy PK «LIRA-SAPR» *// Ukrainskyi zhurnal budivnytstva ta arkhitektury. 2022. № 1(007). S. 7-14.*
10. **Maksymenko V.P., Barabash M.S., Pysarevskyi B.Iu.** Metodyka otsinky napruzheno-deformovanoho stanu konstruktsii budivli na osnovi metodu pidsystem *// Naukovo tekhn. zhurnal «Budivelne vyrobnytstvo». 2021. № 71. 7.*
11. **Barabash M., Pisarevskyi B., Bashinsky Ya.** Material damping in dynamic analysis of structures (with LIRA-SAPR program). *// Civil and Environmental Engineering, 2020. № 16 (1). P. 63-70*
12. **Pikul A.V., Barabash M.S.** Problemy modeliuvannia dynamichnykh vplyviv. Realizatsiia v PK LIRA-SAPR *// Zbirka tez dopovidei mizhnarodnoi naukovo-tekhnichnoi konferentsii, prysviachenoi 90-richchiu z dnia narodzhennia profesora V.K. Yehupova "Problemy teorii i praktyky seismostiikoho budivnytstva" - Odesa: ODABA, 2016. – 124 s.*
13. **Barabash M.S., Henzerskyi Yu.V., Pisarevskyi B.Iu.** Chyselne modeliuvannia dynamichnykh vplyviv u PK LIRA-SAPR *// Suchasni metody i problemno oriientovani kompleksy rozrakhunku konstruktsii. Yikh zastosuvannia u proektuvanni i navchalnomu protsesi: tezy dop. 3-yi mizhn. nauk.-prakt. konferentsii. Kyiv, 2019. S. 6 – 9.*
14. **Maksymenko, V., Barabash, M., Kostyra, N., Barmen, I.** Modeliuvannia dynamichnykh navantazhen vybukhovoho typu v zadachakh doslidzhennia mitsnosti budivelnykh konstruktsii z vykorystanniam PK LIRA-SAPR (2024). *// Nauka ta budivnytstvo, 38(4). https://doi.org/10.33644/2313-6679-4-2023-3*
15. **Romashkina M. A.** Chyselne doslidzhennia napruzheno-deformovanoho stanu tsehlianoi zhytlovoi budivli pry zaproektnomu vplyvi (vybukh pobutovoho hazu vseredyni prymishchennia) */ M. A. Romashkina / / Budivnytstvo, materialoznavstvo, mashynobuduvannia / / Zb. nauk. prats – D.: HVUZ PHASA, 2015. – S. 28-37.*
16. **Romashkina M. A.** Vyznachennia ymovirnosti vybukhu hazopovitrianoi sumishi v hazyfikovanii kvartyri */ M.A. Romashkina/ / Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk: Problemy rozvytku miskoho seredovyshcha. – K.:NAU, 2026 - №2 (16) – S.157-167.*
17. **Koliakova, V., Dumych, A., & Sumak, A. (2024, January).** Stress-strain state of shelter structures under the action of air shock wave. *In*

Sworld-Us Conference proceedings (No. usc22-01, pp. 49-56).

18. **Shymanovskyi O. V.** Osoblyvosti vybukhovykh navantazhen ta praktychni pryiomy zakhystu budivel vid vybukhu / O. V. Shymanovskyi // *Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy. – 2019. – № 4. – S. 28–32.*

19. **Shymanovskyi O. V.** Osoblyvosti ubezpechennia budivel ta inzhenernykh sporud pry terorystychnykh napadakh / *O. V. Shymanovskyi // Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy. – 2018. – № 4. – S. 2–11*

20. **U.S. Department of the Army, the Navy and Air Force.** The Design of Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions-Technical Manual (TM 5-1300); *U.S. Department of the Army: Washington, DC, USA, 1990.*

21. **U.S. Department of Defense (DOD).** Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions (UFC 3-340-02)*; DOD: Washington, DC, USA, 2008.*

22. **Cormie, D.; Mays, G.; Smith, P.D.** Blast Effects on Buildings, *2nd ed.; Thomas Telford: London, UK, 2009.*

23. **Baker, W.E.; Cox, P.A.; Westine, P.S.; Kulesz, J.J.; Strehlow, R.A.** *Explosion Hazards and Evaluation; Elsevier Scientific: New York, NY,*
USA, 1983

24. **Newmark, N.M.; Hansen, R.J.** Design of blast resistant structures. *Shock. Vib. Handb. 1961, 3, 04014007.*

25. **USA Department of Defense (DoD), unified facilities criteria (UFC) 3-340-02:** Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, 2008

ANALYSIS OF THE BUILDING ON THE AIR SHOCK WAVE BY DIRECT DYNAMIC METHOD (WITH LIRA-FEM SOFTWARE)

Maryna ROMASHKINA,
Bohdan PISAREVSKYI,
Olekii ZHURAVLYOV

Calculation of the impact of air shock waves on buildings is extremely important for our country, which is in a state of war. Studying the structural safety and survivability of load-bearing reinforced concrete structures under influence is an important task, especially for critical infrastructure facilities. A blast scenario can be carried out directly in an FEA program as a time history analysis evaluate varying levels of structural damage and to minimize loss of life.

The article is devoted to the features of the calculation of buildings under the influence of air shock waves using the finite element method using the LIRA-FEM software complex. The features of explosive loads, typical shock wave parameters, and the order of analysis for explosive loads are taken into consideration. The primary distinctions between shock or explosion impacts and regular loads are explained. In-depth consideration is given to the problems of determining shock wave parameters and how they affect structures. Also included are the techniques for evaluating structures for explosive impacts.

Using LIRA-FEM software, a preliminary analysis of the explosion resistance of a one-story building with a metal frame and sheet metal wall infill is carried out. It is demonstrated how to define impulse loads from a shock wave to the side walls, roofs, rear walls, and walls facing the explosion. The article describes the peculiarities of the "Time History Analysis" system in the LIRA-FEM program for explosion dynamics problems.

This analysis helps in the assessment of risks in the design of protective structures, development of project solutions and conducting research in the field of explosion safety.

Keywords: emergency explosive impact; survivability; air shock wave; reflection pressure; burst pressure; build-up pressure; streamline pressure; compression zone; rarefaction zone; nonlinear calculation; finite element method; finite element analysis (FEA); LIRA-FEM software.

Стаття надійшла до редакції 15.05.2024

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.161-169
УДК 624.016

ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ ДОВЖИНИ ПОЛОЖИСТИХ АРОК З КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ

Денис МИХАЙЛОСЬКИЙ[1] , Ігор СКЛЯРОВ[2], Тетяна СКЛЯРОВА[3]

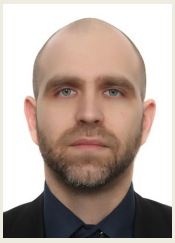
[1, 2, 3] Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0002-7404-4757
skliarov.io@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0002-6150-5518
skliarova.ts@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0001-9162-3999

Анотація. Питання втрати стійкості арочних конструкцій є дуже важливим у інженерній практиці та проектуванні. Особливо це питання є ключовимм з точки зору надійності і безпеки та економічних збитків, так як зазвичай конструкції даного типу використовуються в будівлях з класом наслідків не нижче СС2 [1].

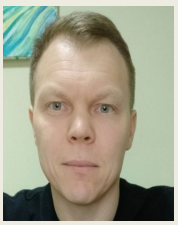
Арки з клеєної деревини є великопрольотними стиснуто-зігнутими елементами, в яких втрата стійкості відіграє основну роль при визначенні габаритів поперечного перерізу. На відміну від балок – арка має в рази більше співвідношення між довжиною елемента та його поперечним перерізом, що в свою чергу підвищує ризик втрати стійкості. Втрата стійкості арки та правильно визначена її розрахункова довжина мають прямий взаємозв'язок. Розрахункова довжина визначається як величина, при якій арка може втратити свою стійкість під дією зовнішніх навантажень. Основні аспекти цього взаємозв'язку: величина розрахункової довжини арки; механізми втрати стійкості; залежність від матеріалу і форми; точність інженерних розрахунків.

Слід зауважити що рекомендації по визначенню розрахункової довжини арки містяться виключно в методичній літературі та недіючих нормативних документах, таких як [2,3]. В останньому діючому на сьогодні нормативному документі [4] це питання вирішене шляхом перевірки міцності та стійкості елемента, без обмеження гнучкості. Так як гнучкість елемента залежить від його розрахункової довжини, то питання визначення даного параметра залишається відкритим та покладається безпосередньо на інженера-проектувальника, а точніше – на його досвід та компетентність. Дане питання є дуже актуальним, враховуючи що незначна помилка при визначенні розрахункової довжини суттєво впливає на результати перевірки стиснуто-зігнутих елементів.

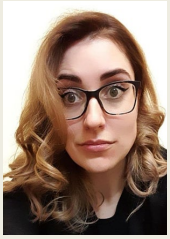
В результаті проведеної роботи проаналізовано визначення розрахункових дов- жин положистих арок з різною формою та типом навантаження за двома методами розрахунку:
аналітичними формулами та методом скінченних елементів за допомогою ПК ЛІРА-САПР [5,6]. На основі розрахунків надано рекомендації по визначенню розрахункових довжин арок з клеєної деревини.



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



Ігор СКЛЯРОВ
доцент кафедри металевих і дерев'яних конструкцій
к.т.н., доцент



Тетяна СКЛЯРОВА
асистент кафедри металевих і дерев'яних конструкцій

© Д.МИХАЙЛОВСЬКИЙ, І. СКЛЯРОВ, Т. СКЛЯРОВА, 2024

Ключові слова. Розрахункова довжина; гнучкість арок; втрата стійкості; положисті арки; клеєна деревина.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Втрата стійкості арок - це складний механічний процес, який виникає під дією зовнішніх навантажень, що призводить до раптової і значної зміни форми арки. Цей процес пов'язаний з критичним станом напружено-деформованого стану матеріалу та конструкції арки. [7,8] Розглянемо детальніше механізм втрати стійкості:

Етап 1. Пряме навантаження. Арка піддається навантаженню, що спричиняє виникнення початкових напружень і деформацій.

Етап 2. Прогресування деформацій. При досягненні певної критичної величини навантаження напружено-деформований стан арки досягає граничних значень, де матеріал починає втрачати свою пружність.

Етап 3. Початок нестабільності. Після досягнення критичного навантаження арка втрачає свою початкову форму і переходить до нової форми, яка може бути значно деформованою від заданої геометрії. Цей процес супроводжується різким збільшенням деформацій при невеликому збільшенні навантаження.

Етап 4. Повна втрата стійкості. Арка зазнає неповоротних відхилень від геометричної осі, що може призвести до руйнування конструкції вцілому.

Втрата стійкості арки може відбуватися внаслідок різних критичних факторів, таких як:

- властивості матеріалу та фізико-механічні характеристики матеріалу.
- геометричні параметри: габарити поперечного перерізу, радіус кривизни, довжина арки.
- тип і величина навантаження: нерівномірно-розподілене, точкові навантаження, навантаження з ексцентриситетом.

Розрахунок стійкості прямо залежить від правильного визначення розрахункової довжини арок, що в свою чергу вимагає комплексного підходу, який об'єднує знання про матеріали, їх механічні властивості, геометрію конструкції і методи розрахунку.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В останньому радянському СНиП II-25-80 [3] присутні вказівки, щодо визначення розрахункової довжини арок залежно від умов закріплення та типу навантаження. Варіативність по визначенню коефіцієнта розрахункової довжини вказане лише для двошарнірних арок з кососиметричним навантаженням, а для решти – фіксоване значення.

В діючому на сьогодні нормативному документі [4] це питання вирішене шляхом перевірки міцності та стійкості елемента, без обмеження гнучкості. Так як гнучкість елемента залежить від його розрахункової довжини, то питання визначення даного параметра залишається відкритим.

В європейському нормативному документі EN 1995-1-1:2008 (ДСТУ–Н Б EN 1995-1-1:2010) [9] , основні положення якого майже без змін прийняті в ДБН В.2.6 – 161:2017 “Конструкції будинків і споруд. Дерев’яні конструкції” [4], така інформація теж не наводиться.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Перевірку міцності та стійкості арок слід виконувати за формулою [4]:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,o,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \le 1, \qquad (1)$$

Так як при $\lambda rel,z>0.3$

$k_{c,y}$ – коефіцієнт повздовжнього згину;

$\lambda_{rel,z}$ – приведена гнучкість.

Де приведена гнучкість визначається за формулою:

$$\lambda_{rel,y(z)} = \frac{\lambda_{y(z)}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \qquad (2)$$

де $\lambda_{y(z)}$ - дійсна гнучкість визначається за формулою:

$$\lambda_{y(z)} = \frac{l_{ef}}{i}, \qquad (3)$$

де l_{ef} - розрахункова довжина арки.

Арки слід розраховувати на міцність відповідно до вказівок [2] і на стійкість у площині кривизни, причому розрахункову довжину елементів l_0 слід приймати:

- для двошарнірних арок при симетричному навантаженні $l_0 = 0{,}35\ S$;
- для тришарнірних арок при симетричному навантаженні $l_0 = 0{,}58\ S$;

$$l_{ef} = \frac{\pi \cdot S}{2\sqrt{\pi^2 - (\frac{\varphi}{2})^2}} \qquad (4)$$

де φ- центральний кут пів арки (рад);

S - повна довжина дуги арки.

- для двошарнірних і тришарнірних арок при кососиметричному навантаженні - за формулою (4)
- при розрахунку тришарнірних арок на несиметричне навантаження розрахункову довжину допускається приймати рівною $l_0 = 0{,}58\ S$;

Для можливості дослідження розрахункових довжин методом скінченних елементів (МСЕ) було обрано певний діапазон розрахункових моделей арок. Арки, що моделювалась обрані декількох типів з різним варіантом навантаження. Типи арок що використані в дослідженні - положисті двошарнірні та положисті тришарнірні зі стрілою підйому від f =1/4 до f =1/7. Навантаження на всі типи арок було прийнято в двох варіантах, а саме – симетричне та кососиметричне навантаження. Кососиметричне навантаження моделює варіант прикладення снігового навантаження до склепінчастих покриттів по типу «двох трикутників» де на ліву частину припадє 100% навантаження, а на праву – 50%.

Задачі були реалізовані в програмному комплексі Lira SAPR 2019 з використанням аналізу МСЕ в плоскій постановці стержневими СЕ.

Для лінійного розрахунку було використано скінченний елемент №10, типу – універсальний просторовий стержневий СЕ. Арки розбивались на 40 СЕ. Опори – шарнірні.

Скінченому елементу були надані властивості з наступними характеристиками: модуль пружності - E = 12000 МПа, густина - γ= 450 кг/м^3, розміри поперечного перерізу змінювалися залежно від величини прольоту арки.

Реалізований варіант розрахунку на загальну стійкість в площині арки передбачає, що розподіл поздовжніх сил N в елементах схеми вже відомий і потрібно знайти значення числового параметра λ_0 таке, що при поздовжніх силах ($\lambda_0 \times N_0$) відбувається втрата стійкості. Було реалізовано розрахунок стійкості з врахуванням згинально-крутильних форм, коли враховуються всі зусилля. Розрахунок реалізується в пружній стадії. Значення зусиль в елементах схеми вже обчислені за допомогою лінійного процесору [5]. Під час виконання розрахунку на стійкість вважається, що ці значення виражені через критичний параметр навантаження:

$$P_{crit} = \lambda_i \cdot P_i$$
$$N_{crit,j} = \lambda_i \cdot N_{ij} \qquad (5)$$

де

i – номер завантаження;

j – номер елемента в схемі;

Pi – сумарне навантаження в і-тому завантаженні;

$Pcrit$ – критичне навантаження в і-тому завантаженні;

Nij – поздовжнє зусилля чи напруження в j-тому елементі в і-тому завантаженні;

$Ncrit,j$ – критичне поздовжнє зусилля в j-тому елементі в і-тому завантаженні;

λi – параметр навантаження (коефіцієнт запасу стійкості).

В процесі розрахунку для кожного навантаження, були визначені декілька форм втрати стійкості і відповідні їм коефіцієнти запасу.

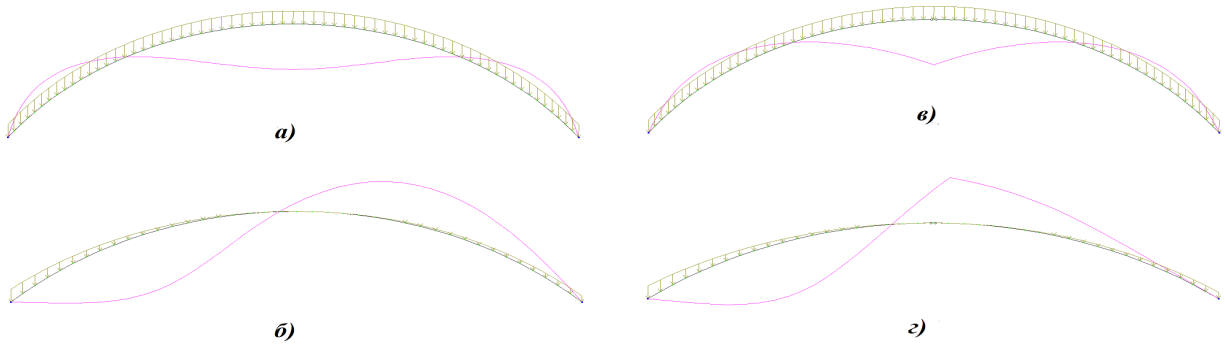


Рис.1. Форми втрати стійкості арок:
а – двошарнірна з симетричним навантаженням; *б* – двошарнірна з кососиметричним навантаженням;
в – тришарнірна з симетричним навантаженням; г – тришарнірна з кососиметричним навантаженням;

Fig.1. Forms of loss of arch stability:
a – double-hinged with symmetrical load;
b – double-hinged with asymmetric load;
c – three-hingedwith symmetrical load; *d* – three-hinged with asymmetric load;

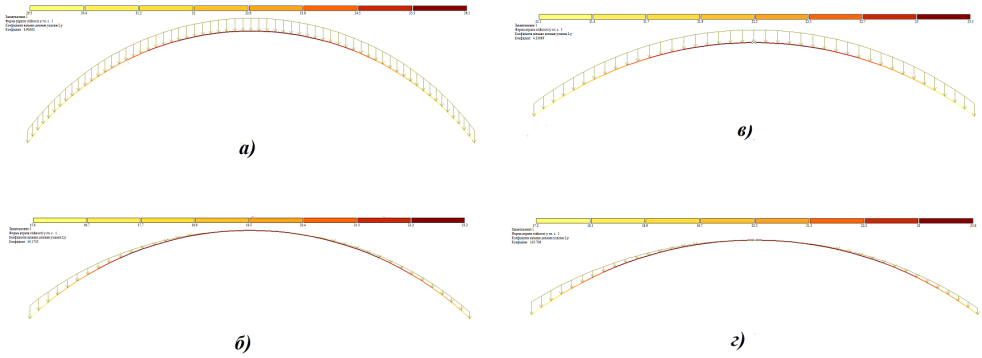


Рис.2. Результати визначення вільних довжин МСЕ:
а – двошарнірна з симетричним навантаженням;
б – двошарнірна з кососиметричним навантаженням;
в – тришарнірна з симетричним навантаженням;
г – тришарнірна з кососиметричним навантаженням;

Fig.2. Results of determination of free lengths by the finite element method:
a – double-hinged with symmetrical load;
b – double-hinged with asymmetric load;
c – three-hingedwith symmetrical load;
d – three-hinged with asymmetric load;

Так як вільні довжини стержнів при загальній втраті стійкості визначаються згідно з їхніми довжинами в розрахунковій схемі, то результати отримані в ПК Lira SAPR 2019 домножені на довжини СЕ кожної схеми. Результати розрахунку по визначенню коефіцієнта μ для визначення розрахункової довжини приведемо у вигляді таблиці та графіків.

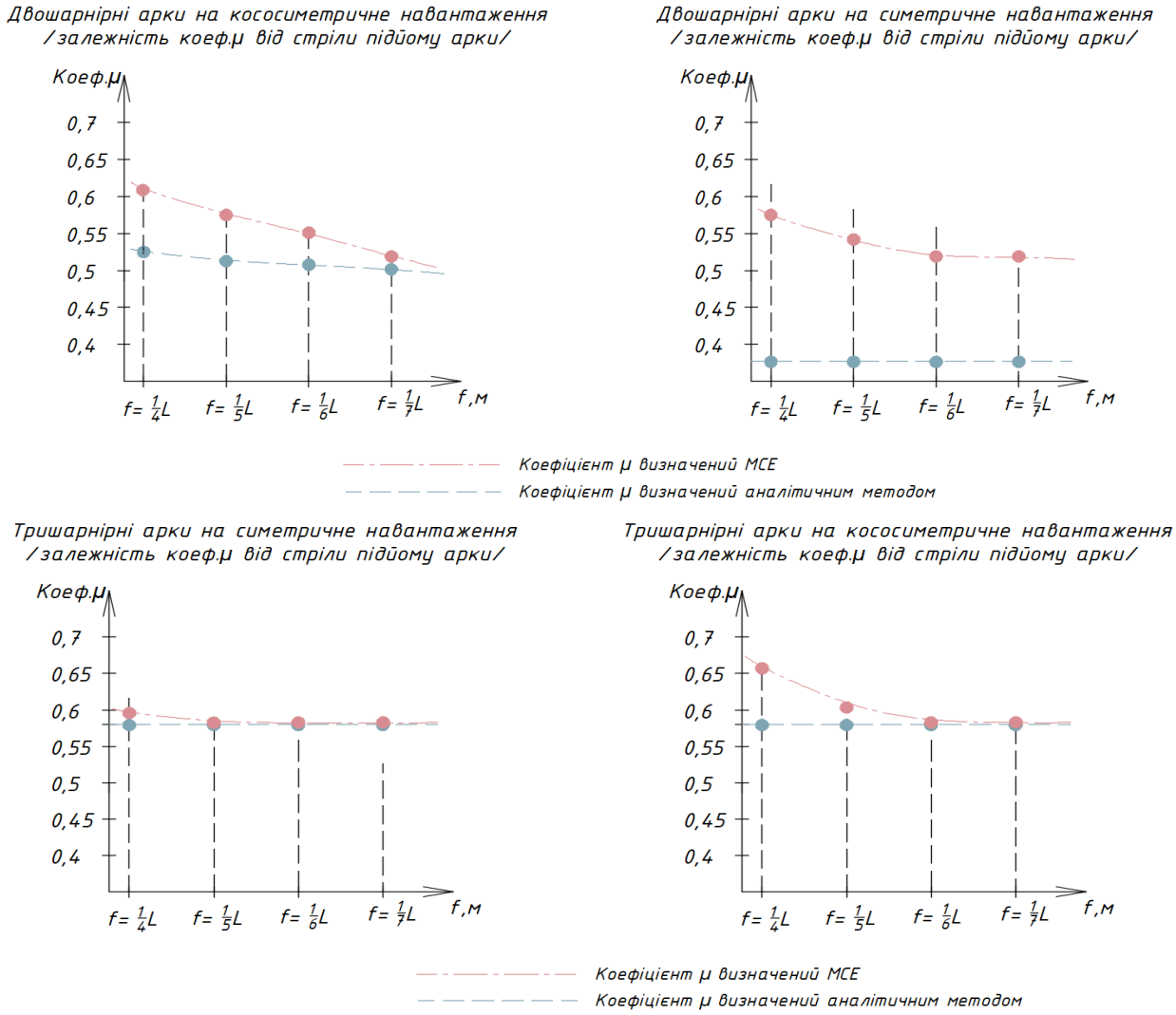


Рис.3. Графік залежості коефіцієнта μ від стріли підйому арок за 2-ма методами розрахунку
Fig.3. Graph of the dependence of the coefficient μ on the arch lifting boom by two calculation methods

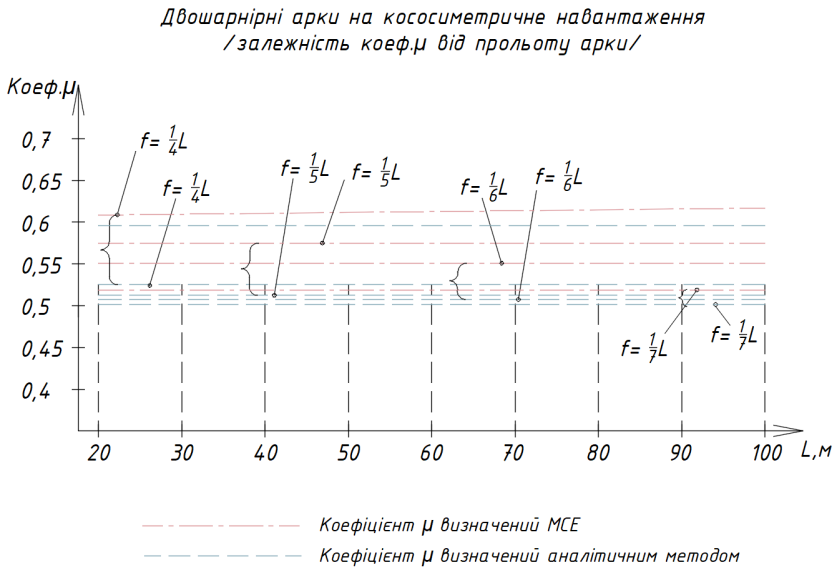


Рис.4. Графік залежості коефіцієнта μ від довжини прольоту арок
Fig.4. Graph of the dependence of the coefficient μ on the span length of the arches

Табл. 1. Коефіцієнт μ залежно від виду навантаження

Коефіцієнт μ залежно від виду навантаження та методу розрахунку				
Тип арки/стріла підйому	Симетричне навантаження		Кососиметричне навантаження	
	Аналітичний	МСЕ	Аналітичний	МСЕ
Двошарнірна				
f=1/4	0,35	0,57	0,52	0,63
f=1/5	0,35	0,54	0,52	0,58
f=1/6	0,35	0,52	0,51	0,55
f=1/7	0,35	0,52	0,51	0,54
Тришарнірна				
f=1/4	0,58	0,59	0,58	0,66
f=1/5	0,58	0,58	0,58	0,61
f=1/6	0,58	0,58	0,58	0,59
f=1/7	0,58	0,58	0,58	0,59

Табл. 2. Різниця у % між коефіцієнтами μ за різними методами розрахунку

Різниця у % між коефіцієнтами μ за різними методами розрахунку				
Тип арки/стріла підйому	Симетричне навантаження		Кососиметричне навантаження	
	Аналітичний	МСЕ	Аналітичний	МСЕ
Двошарнірна				
f=1/4	38,06		16,70	
f=1/5	35,18		11,10	
f=1/6	33,30		7,54	
f=1/7	32,72		5,59	
Тришарнірна				
f=1/4	1,71		11,70	
f=1/5	0,78		4,92	
f=1/6	0,43		2,52	
f=1/7	0,54		1,74	

Значення коефіцієнтів μ для визначення розрахункової довжини арок за МСЕ (див. Рис.3 та табл. 1,) наступні значення:

- для положистих двошарнірних арок з симетричним навантаженням –μ = 0,52 … 0,57;
- для положистих двошарнірних арок з кососиметричним навантаженням – μ = 0,54 … 0,63;
- для положистих тришарнірних арок з симетричним навантаженням – μ = 0,58 … 0,59;
- для положистих тришарнірних арок з кососиметричним навантаженням – μ=0,59…0,66;

Різниця у відсотковому співвідношені коефіцієнтів μ для визначення розрахункової довжини арок між за МСЕ та аналітичним методом (див. табл. 2) мають наступні значення:

- для положистих двошарнірних арок з симетричним навантаженням – 32,7…38,06 %
- для положистих двошарнірних арок з кососиметричним навантаженням –5,6 … 16,7%;
- для положистих тришарнірних арок з симетричним навантаженням – 0,54 … 1,71%;
- для положистих тришарнірних арок з кососиметричним навантаженням – 1,74 … 11,7%;

Таким чином, можна зробити висновок що для положистих тришарнірних арок з симетричним навантаженням коефіцієнти за двома способами розрахунку є майже ідентичними. Решта коефіцієнтів відрізняється значно і може впливати на результати розрахунку стійкості.

Розглядаючи залежність коефіцієнта μ від прольоту арок (див. рис.4 та табл. 1, 2) – можна відмітити що довжина не впливає на зміну даного коефіцієнта.

Всі розрахуннкові схеми показали відмінність аналітичного методу визначення коефіцієнта μ від МСЕ в бік зменшення що дає занижені значення розрахункової довжини, та як наслідок – гнучкості.

Додатково на основі виконаних розрахунків було проведено аналіз впливу зміни розрахункової довжини на запас стійкості конструкцій та виявлено що зміна коефіцієнта μ на 10% призводить до аналогічної зміни умови стійкості арки на 15-22%.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В результаті проведених досліджень виявлено ряд вімінностей між визначенням розрахункової довжини арки за 2-ма способами. Для виконання розрахунків стійкості арочних конструкцій інженерам рекомендується уточнювати розрахункову довжину за допомогою МСЕ так як в діючій на сьогоднішній день нормативній літературі відсутні конкретні рекомендації з цього питання.

Враховуючи різницю між коефіцієнтами до 38% можна зробити висновок що правильний підхід до визначення розрахункової довжини є дуже важливим аспектом розрахунку та безпосередньо впливає на міцність та надійність конструкції вцілому.

Збільшення коефіцієнта μ на 10% призводить до аналогічної зміни в більший бік умови втрати стійкості арки на 15-22%. При визначенні розрахункової довжини положистих тришарнірних арок з симетричним навантаженням допускається використання аналітичного методу, в решті ж випадків – рекомендується уточнювати її МСЕ для кожного окремого випадку. Підтвердження або спростування даних розрахунків можливе за рахунок виконання ще одного способу – експериментального.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.1.2-14:2018** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. *Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд.. – Київ, 2022. – 35с.*
2. **ДСТУ-Н Б В.2.6-184:2012** "Конструкції будинків і споруд. Конструкції із цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування" *// - Київ, "Укрархбудінформ" 2013. – 133 с.*
3. **СНиП II-25-80** Деревянные конструкции */ Госстрой СССР- М.: Стройиздат, 1982. - 66 с.*
4. **ДБН В.2.6-161:2017** «Дерев’яні конструкції. Основні положення.» *// - Київ, "Укрархбудінформ" 2017. – 125 с.*
5. **Городецкий Д.А.** Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013. Учебное пособие */ Городецкий Д.А., Барабаш М.С. и др. – К. – М.: Электронное издание, 2013. – 376 с.,*
6. **Городецкий А.С.** Компьютерные модели конструкций */ Городецкий А.С., Евзеров И.Д. – Киев, 2007. – 357 с.*
7. **Найчук А. Я.** Проектирование современных конструкций из клееной древесины на принципах новой концепции */ А. Я. Найчук, В. В. Фурсов, Д. В. Михайловський. – Київ: «Сталь», 2010. – 24 с.*
8. **Попов А.Н.** Численное моделирование напряженно-деформированного состояния

аэродромных покрытий в условиях физической нелиней-ности грунтового основания [Електронний ресурс] / *А.Н. Попов, В.В. Волков, А.А. Хатунцев // Науковедение. – 2013. –* https://naukovedenie.ru/PDF/108tvn513.pdf

9. **EN 1995-1-1:2008 (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)*
10. **Михайловський Д., Склярова Т.** Розрахунок великопрольотних клеєних конструкцій як системи ґрунтова основа-фундамент-наземні споруди *(31 серпня 2021 р.). ScienceRise, 4, 17-23, 2021* https://doi.org/10.21303/2313-8416.2021.002033, https://ssrn.com/abstract=3918996
11. **Михайловський Д.В.** Розрахунок і конструювання арок з клеєної деревини: Методичні П 48 вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи / *Уклад.: Д.В. Михайловський, М.С. Коваленко, Д.М. Матющенко, Т.С. Бабич. – К: КНУБА, 2014 – 124 с.*
12. **Blyberg L.** Timber/Glass adhesively bonded i-beams / *Blyberg L., Serrano E.//Linnaæus University, School of engineering. 2011, pp. 451-456*
13. **Иванов В. А.,** Конструкции из дерева и пластмасс / *В. А. Іванов, В. З. Клименко. – Киев: Вища школа. Головное изд-во, 1983. –279 с.*
14. **Гринь И.М.** Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет */И.М. Гринь, К.Е. Джан-Темиров, В.И. Гринь: Учебное пособие 3-е изд., перераб. и доп. К.: Вища шк., 1990.221 с.*
15. **Ioannidou D.** Evaluating the risks in the construction wood product system through a criticality assessment framework / Ioannidou, D., Pommier, R., Habert, G., & Sonnemann, G. *// Resources, Conservation, and Recycling - 2019– №146, pp. 68–76.*
16. **Кліменко В. З.** Конструкції з дерева і пласт" мас: Підручник / *В. З. Кліменко// — К.: Вища шко" ла, 2000. — 304 с*
17. ***Баженов В. А***. *Будівельна механіка: Навчальний посібник / В. А. Баженов, Г. М. Іванченко, О. В.Шишов, С. О.Пискунов //– К.: Каравела, 2013.*
18. **Клованіч С. Ф.** Метод кінцевих елементів в нелінійних задачах інженерної механіки / *С. Ф. Клованіч. – Запоріжжя: Видавництво Журнала "Світгеотехніки", 2009, – 400 с.*

REFERENCES

1. **DBN V.1.2-14:2018** Systema zabezpechen-nia nadiinosti ta bezpeky budivelnykh obiektiv. *Zahalni pryntsypy zabezpechen-nia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud.. – Kyiv, 2022. – 35s.*
2. **DSTU-N B V.2.6-184:2012** "Konstruktsii budynkiv i sporud. Konstruktsii iz tsilnoi i kleienoi derevyny. Nastanova z proek-tuvannia" *// - Kyiv, "Ukrarkhbudinform" 2013. – 133 s.*
3. **SNyP II-25-80** Dereviannыe konstruk-tsyy / Hosstroi SSSR- M.: *Stroiyzdat, 1982. - 66 s.*
4. **DBN V.2.6-161:2017** «Dereviani kon-struktsii. Osnovni polozhennia.» *// - Kyiv, "Ukrarkhbudinform" 2017. – 125 s.*
5. **Horodetskyi D.A.** Prohrammnыi kom-pleks LYRA-SAPR 2013. *Uchebnoe posobye / Horodetskyi D.A., Barabash M.S. y dr. – K. – M.: Эlektronnoe yzdanye, 2013. – 376 s.*,
6. **Horodetskyi A.S.** Kompiuternыe mode-ly konstruktsyi / *Horodetskyi A.S., Evzerov Y.D. – Kyev, 2007. – 357 s.*
7. **Naichuk A. Ya.** Proektyrovanye sovre-mennыkh konstruktsyi yz kleenoi dreve-synы na pryntsypakh novoi kontseptsyy / *A. Ya. Naichuk, V. V. Fursov, D. V. My-khailovskyi. – Kyiv: «Stal», 2010. – 24 s.*
8. **Popov A.N.** Chyslennoe modelyrovanye napriazhenno-deformyrovannoho sosto-yanyia aэrodromnыkh pokrыtyi v uslovyiakh fyzycheskoi nelynei-nosty hruntovoho osnovanyia [Elektronnyi resurs] / *A.N. Popov, V.V. Volkov, A.A. Khatuntsev // Naukovedenye. – 2013. –*
Rezhym dostupu do resursu: https://naukovedenie.ru/PDF/108tvn513.pdf
9. **EN 1995-1-1:2008** (DSTU–N B EN 1995-1-1:2010) Yevrokod 5. Proektuvan-nia derev`ianykh konstruktsii. Chastyna 1-1. Zahalni pravyla i pravyla dlia spo-rud (EN 1995-1-1:2004, IDT)
10. **Mykhailovskyi D.**, **Skliarova T**. Rozra-khunok velykoprolotnykh kleienykh konstruktsii yak systemy grunto-va osnova-fundament-nazemni sporudy *(31 serpnia 2021 r.). ScienceRise, 4, 17-23, 2021 doi: https://doi.org/10.21303/2313-8416.2021.002033, https://ssrn.com/abstract=3918996*
11. **Mykhailovskyi D.V**. Rozrakhunok i konstruiuvannia arok z kleienoi derevyny: Metodychni P 48 vkazivky do vykonannia rozrakhunkovo-hrafichnoi roboty / *Uklad.: D.V. Mykhailovskyi, M.S. Kovalenko, D.M.*

Matiushchenko, T.S. Babych. – K: KNUBA, 2014 – 124 s.

12. **Blyberg L.** Timber/Glass adhesively bonded i-beams / *Blyberg L., Serrano E.//Linnaæus University, School of engineering. 2011, pp. 451-456*
13. **Yvanov V. A.**, Konstruktsyy yz dereva y plastmass / *V. A. Ivanov, V. Z. Klymenko. – Kyev: Vyshcha shkola. Holovnoe yzd-vo, 1983. –279 s.*
14. **Kaluhyn A.V.** Dereviannые konstruktsyy. *Ucheb. posobye (konspekt lektsyi). M.: Yzdatelstvo ASV, 2003. 224 s.*
15. **Ioannidou D.** Evaluating the risks in the construction wood product system through a criticality assessment framework / *Ioannidou, D., Pommier, R., Habert, G., & Sonnemann, G. // Resources, Conservation, and Recycling - 2019– №146, rr. 68–76.*
16. **Klimenko V. Z.** Konstruktsii z dereva i plast" mas: Pidruchnyk / *V. Z. Klimenko// — K.: Vyshcha shko" la, 2000. — 304 s*
17. **Bazhenov V. A.** Budivelna mekhanika: Navchalnyi posibnyk / *V. A. Bazhenov, H. M. Ivanchenko, O. V.Shyshov, S. O.Pyskunov //– K.: Karavela, 2013.*
18. **Klovanich S. F.** Metod kintsevykh eleme-ntiv v neliniinykh zadachakh inzhenernoi mekhaniky */S. F. Klovanich. – Zaporizhzhia: Vydavnytstvo Zhurnala "Svitheotekhni-ky", 2009, – 400 s.*

FEATURES OF DETERMINING THE ESTIMATED LENGTH OF POSITIVE ARCHES MADE OF LAMINATED WOOD

Denis MYKHAYLOVSKYI,
Ihor SKLIAROV
Tetiana SKLIAROVA

Summary. The issue of loss of stability of arched structures is very important in engineering practice and design. This issue is especially key from the point of view of reliability and safety and economic losses, since structures of this type are usually used in buildings with a consequence class of at least CC2. [1].

Laminated timber arches are long-span compression-bent elements in which the loss of stability plays a major role in determining the cross-sectional dimensions. In contrast to beams, an arch has a much larger ratio between the length of the element and its cross section, which in turn increases the risk of loss of stability. The loss of stability of an arch and its correctly determined design length are directly related. The design length is defined as the value at which an arch can lose its stability under the influence of external loads. The main aspects of this relationship are: the value of the design length of the arch; mechanisms of loss of stability; dependence on the material and shape; accuracy of engineering calculations.

It should be noted that recommendations for determining the design length of an arch are contained exclusively in the methodological literature and outdated regulatory documents, such as [7]. In the latest current regulatory document [8], this issue is resolved by checking the strength and stability of the element, without limiting the flexibility. Since the flexibility of the element depends on its design length, the issue of determining this parameter remains open and relies directly on the design engineer, or rather, on his experience and competence. This issue is very relevant, given that a minor error in determining the design length significantly affects the results of testing compressed-bent elements.

As a result of the work carried out, we analyzed the determination of the design lengths of hollow arches with different shapes and types of loading using two calculation methods: analytical formulas and the finite element method using the LIRA-SAPR-2019 software. Based on the calculations, recommendations for determining the design lengths of arches are given

Keywords. Design length; flexibility of arches; loss of stability; positive arches.

Стаття надійшла до редакції 10.05.2024

Наукове видання

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ. ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 14/2024

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 28.06.2024. Формат 60 х 84 1/8.
Ум. друк, арк. _ Обл.-вид. арк. _
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

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.19-28
УДК 691.323

ВЛАСТИВОСТІ ВТОРИННИХ КРУПНИХ ЗАПОВНЮВАЧІВ, ОТРИМАНИХ В РЕЗУЛЬТАТІ ПОДРІБНЕННЯ БЕТОННИХ ВІДХОДІВ

Микола САВИЦЬКИЙ[1], Антон СМИРНОВ[2]

[1,2] Український державний університет науки і технологій
2, вул. Лазаряна, Дніпро, Україна, 49010
[1] ms@pdaba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0003-4515-2457
[2]smyrnov.anton@pdaba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0002-2500-2323

Анотація. За даними Київської школи економіки станом на січень 2024 року збитки від руйнувань і пошкоджень будівель і споруд внаслідок військових дій в Україні становлять щонайменше 75 мільярдів доларів. Тепер підрядні організації, які здійснюють ліквідацію наслідків збройної агресії, зобов'язані вжити заходів щодо повторного використання будівельного сміття. Враховуючи наявність природного щебеню в бетонному брухті, постає питання про можливість використання такого брухту після подрібнення та сортування в якості вторинного крупного заповнювача для бетону. При проектуванні бетонної суміші необхідно знати такі характеристики заповнювачів, як гранулометричний склад, насипна густина, середня густина зерен, порожнистість, міцність.

З метою визначення характеристик вторинного крупного заповнювача, отриманого з подрібненого бетону на місцевих матеріалах розроблено три суміші бетону та виготовлено з них серії зразків-кубів. У відповідному віці зразки вихідного бетону подрібнювалися за допомогою лабораторної щокової дробарки.

Результати ситового аналізу показали, що несортовані суміші дрібної та крупної фракцій не відповідають вимогам національних стандартів через великий вміст крупних фракцій. При цьому в цілому гранулометричний склад лише крупних фракцій відповідає вимогам стандартів в Україні. Отримані насипна густина та середня густина зерен відрізняються в різних фракціях з великою дисперсією навіть в межах однієї фракції. Зі зменшенням розмірів зерен міцність заповнювача знижується. Таким чином, основним чинником, який має вирішальний вплив на властивості вторинних заповнювачів та бетону з такими заповнювачами, є наявність залишкового розчину. Чим менша фракція щебеню, тим вищий вміст залишкового розчину, аж до окремих зерен, які повністю складаються з нього. Тому одним із методів поліпшення властивостей ВКЗ є зниження вмісту залишкового розчину.



Микола САВИЦЬКИЙ
професор кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, д.т.н., професор



Антон СМИРНОВ
аспірант кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій

Ключові слова. Вторинний крупний заповнювач; рециклінг; залишковий розчин; зерновий склад; насипна густина; середня густина; дробильність.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Згідно з розрахунками Київської школи економіки [1] станом на січень 2024 р. прямі втрати України від руйнувань та пошкоджень будівель і споруд в результаті бойових дій становлять не менше 75 млрд. доларів США. Відповідно під час післявоєнної відбудови велика кількість пошкоджених та зруйнованих об'єктів підлягатиме частковому демонтажу та знесенню.

© М.САВИЦЬКИЙ, А.СМИРНОВ, 2024

В результаті цього країна зіткнеться з проблемою утворення мільйонів тон будівельних відходів. Враховуючи значний рівень наповненості існуючих полігонів задля запобігання екологічного лиха доцільним є повторне застосування матеріалів з відходів, утворених після демонтажу.

На сьогодні в Україні вже введені в дію нормативні вимоги, які регламентують повторне застосування будівельних відходів, в тому числі в якості сировини для виробництва будівельних матеріалів [2, 3].

За даними, наведеними в [4, 5], щорічно в Києві на полігони вивозиться близько 300 тис.т. тільки бетонного та залізобетонного брухту, вміст якого в загальному обсязі будівельних відходів складає більше 50%.

Незважаючи на високу енергоємність виробництва, бетон залишається найпоширенішим будівельним матеріалом. Враховуючи наявність в бетонному брухті, утвореному після демонтажу будівель і споруд, натурального щебеню, постає питання можливості застосування подрібненого бетону і під час нового будівництва. Найбільш очевидним є варіант використання подрібнених бетонних відходів в якості крупного заповнювача для виробництва нових бетонів.

Під час проєктування складу бетонної суміші необхідно враховувати такі параметри крупних заповнювачів, як зерновий склад, насипна густина, середня густина зерен, порожнистість, міцність. Зазначені властивості визначають масовий вміст компонентів бетонної суміші, а також впливають на її характеристики (водо-цементне співвідношення (В/Ц), рухливість, густину тощо) [6]. Відсутність нормативно-технічної бази в області випробувань та застосування щебеню, отриманого в результаті подрібнення бетонних відходів, а також необхідність врахування його особливостей під час розрахунку складу бетону обумовлюють актуальність дослідження.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Щебінь, отриманий в результаті подрібнення бетонного брухту (рециклінговий щебінь) у випадку застосування його для виготовлення бетону є вторинним крупним заповнювачем (ВКЗ). ВКЗ являє собою двофазну систему, яка складається з натурального заповнювача (щебеню або гравія) та залишкового розчину, приклеєного до крупного заповнювача [7]. Таким чином, в бетоні з використанням рециклінгового щебеню з'являються дві додаткові фази (залишковий розчин та міжфазна транзитна зона (МТЗ) між ним і натуральним заповнювачем) та одна видозмінена (МТЗ між новим розчином та ВКЗ) (рис. 1).

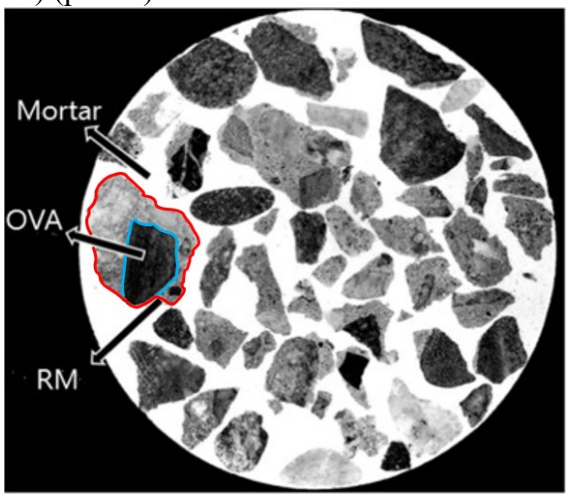


Рис.1. Зображення зразка бетону з ВКЗ [8]: *OVA* – натуральний заповнювач; *RM* – залишковий розчин; *Mortar* – новий розчин; *червона лінія* – МТЗ між ВКЗ та новим розчином; *синя лінія* – МТЗ між натуральним заповнювачем та залишковим розчином.

Fig.1. The view of concrete sample on recycled coarse aggregate (RCA) [5]: *OVA* – original virgin aggregate; *RM* – residual mortar; *red line* – interfacial transit zone (ITZ) between RCA and mortar; *blue line* – ITZ between OVA and RM.

Як відомо, механічні властивості бетону, як неоднорідного матеріалу, визначаються взаємодією його складових. А отже, властивості компонентів бетонної суміші мають безпосередній вплив на характеристики затверділого бетону. Наявність додаткових фаз в крупному заповнювачі збільшують неоднорідність бетонної суміші і, як наслідок, зменшують прогнозованість характеристик готового бетону [9].

В дослідженнях [10, 11, 12] автори зазначають, що за умови використання якісного та добре відсортованого ВКЗ суттєві погіршення характеристик бетону відсутні. До цього ж висновку щодо позитивного впливу якісного сортування заповнювача приходять і Річардсон та ін. [13]. За результатами їх експерименту встановлено, що проста заміна природного заповнювача на ВКЗ без ретельного сортування та коректування на етапі розрахунку складу бетонної суміші призводить до неконтрольованого зменшення густини суміші, утворення пор та значного зменшення міцності затверділого бетону. Але критерії якісного сортування, необхідні співвідношення фракцій в зазначених роботах не наведені.

За результатами аналізу міцності в дослідженнях [14, 15, 16] встановлена залежність механічних характеристик бетону з переробленим заповнювачем від характеристик бетону, який піддавався подрібненню для отримання вторинного заповнювача. Зазначається, що на властивості бетону з ВКЗ мають вплив В/Ц, міцність та тип заповнювачів бетону-джерела.

Для врахування впливу менш жорсткого залишкового розчину на характеристики ВКЗ та бетону з ВКЗ в роботі [17] запропонований метод визначення вмісту залишкового розчину. Суть методу зводиться до відділення залишкового розчину від натурального щебеню шляхом комбінованої дії декількох циклів заморожування та відтанення зразків ВКЗ та просочування їх в розчині сульфату натрію. Ці ж автори запропонували й інший метод, заснований на комп'ютерній обробці та аналізі контрастних зображень спилів зразків бетону з ВКЗ на білому цементі з подальшою побудовою 3D-моделей [18]. Суттєвим недоліком зазначених методів є тривалий термін випробувань, причому в лабораторних умовах.

Для розрахунку складу важкого бетону найбільш поширеним в Україні є розрахунково-експериментальний метод, який покладений в основу національних стандартів [19] та [6]. Згідно з цим методом вміст заповнювачів в бетонній суміші залежить безпосередньо від їх фізичних характеристик, а їх вплив на міцність та легкоукладальність суміші виражений шляхом введення коефіцієнтів та поправок до них. В своїх роботах [20, 21] Дворкін Л. Й. та ін. наводять значення цих коефіцієнтів та поправок, а також деякі емпіричні вирази для їх визначення, що залежать від походження, крупності, чистоти та інших властивостей заповнювачів.

Отже, для оцінки можливості застосування ВКЗ в умовах його великої неоднорідності та коректного розрахунку складу бетону з ВКЗ важливо визначити фактичні характеристики крупного заповнювача.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою даної роботи є визначення характеристик щебеню, отриманого з подрібненого бетону на місцевих матеріалах.

Для визначення зернового складу, насипної густини, середньої густини зерен, порожнистості, міцності щебеню, отриманого з подрібненого бетону, розраховані три склади бетону-джерела та виготовлені з них серії зразків-кубів по 9 штук. Кожного складу виготовлено по 3 серії для випробування та подрібнення у віці 28, 90 та 180 діб. Для розрахунку складів бетонних сумішей використовувались наступні матеріали:

- портландцемент ПЦ II/Б-Ш-400 виробництва Heidelbergcement, м. Кривий Ріг: дійсна густина $\rho_ц$=3,1 г/см^3, насипна густина $\rho_{н.ц.}$=1,2 г/см^3, нормальна густота цементного тіста 26%;
- пісок: модуль крупності M_k=1,39, що відповідає групі дуже дрібних пісків, середня густина $\rho_п$=2,65 г/см^3, насипна густина $\rho_{н.п.}$=1,61 г/см^3;
- щебінь гранітний: зерновий склад відповідає табл. 1 [22], середня густина $\rho_щ$=2,6 г/см^3, насипна густина $\rho_{н.щ.}$=1,51 г/см^3, марка за дробильністю 1200.

З урахуванням зазначеного вище після усіх коригувань отримані склади бетонної суміші (на 10 л), що наведені у табл. 1.

Табл. 1. Розрахунок складу бетону-джерела
Table 1. Design of origin concrete mix proportion

Маркування складу	С1	С2	С3
Клас міцності	С16/20	С20/25	С25/30
Цемент, г	3430	4530	5370
Вода, г	2200	2470	2560
В/Ц	0,64	0,55	0,48
Пісок, г	4050	3730	3390
Щебінь, г	13430	12120	11520

Бетонна суміш виготовлялась вручну. Ущільнення суміші в формах здійснювалось на вібростолі. Після розпалублення зразки поміщались в сушильну шафу з нормальними умовами для тверднення протягом заданого періоду.

Для визначення міцності випадковим чином з кожного складу бетону-джерела відібрані по 3 зразки. Випробування зразків на міцність на стиск виконувалось на гідравлічному пресі П-125 згідно з [23]. Обробка результатів та визначення міцності виконувались у відповідності до [24]. Результати випробування наведені у табл. 2.

Табл. 2. Результати випробувань бетону-джерела
Table 2. Origin concrete test results

Номер складу	Вік випробування та подрібнення, діб	Середня густина, г/см3	Середня міцність, *fc.cube*, МПа	Коефіцієнт варіації, %	Міцність *fcm*, МПа
1	2	3	4	5	6
С1	28	2,33	22,1	5,8	20,7
С2	28	2,36	30,7	3,7	28,7
С3	28	2,28	26,2	5,0	24,4
С1	90	2,38	29,4	13,0	23,0
С2	90	2,31	30,6	5,0	28,6
С3	90	2,32	36,0	8,2	32,9
С1	180	2,36	29,5	2,1	27,5
С2	180	2,32	34,8	2,8	32,5
С3	180	2,34	36,6	8,0	33,6

Подрібнення зразків бетону-джерела виконувалось на лабораторній щоковій дробарці зі складним обертанням. Оскільки розмір вхідного отвору дробарки становить 70 мм, зразки, що не випробовувались на пресі, були попередньо розколоті на фрагменти з максимальним розміром 50-60 мм. Для подальших випробувань використовувались саме розколоті зразки, виходячи з міркування, що такий метод руйнування з точки зору впливу на структуру матеріалу найближчий до реальних методів демонтажу будівель і споруд (рис. 2). Після подрібнення кожна суміш окремо розфасована в мішки і позначена за наступною схемою: ХХ/YY/К, де ХХ – номер складу, з якого отримана суміш, YY – вік, в якому зразки бетону-джерела та подрібнені суміші випробовувались, К – показник, що вказує на зразки бетону-джерела, розколоті перед подрібненням на копрі.

Зерновий склад отриманої після подрібнення суміші визначався згідно з п.4.3 [25]. Для розсіювання застосовувався стандартний набір сит з круглими та квадратними отворами.

За результатами визначення зернового складу побудовані криві розсіювання суміші дрібних (до 5 мм) та крупних фракцій (більше 5 мм) для кожної суміші, отриманої після подрібнення (рис. 3). Як видно з графіка нефракціоновані суміші дрібних та крупних фракцій не відповідають вимогам [6] (не знаходяться між кривими А та В) через великий вміст крупної фракції.

На рис. 4 показані криві розсіювання тільки крупних фракцій (більше 5 мм), нанесені на стандартний графік. З цього графіка можна зробити висновок про в цілому відповідність суміші лише крупних фракцій (тобто ВКЗ) вимогам будівельних стандартів в Україні.



а *б* *в*

Рис.2. Підготовка зразків бетону-джерела до подрібнення:
а – випробуваний на пресі зразок бетону-джерела з порушеною структурою;
б - розколотий на фрагменти зразок бетону-джерела без порушення структури;
в - лабораторна щокова дробарка зі складним обертанням.

Fig.2. Preparation of origin concrete samples for grinding:
a – a sample of origin concrete with a broken structure tested on a press;
b- a sample of origin concrete broken into fragments without disturbing the structure;
c- laboratory jaw crusher with complex rotation

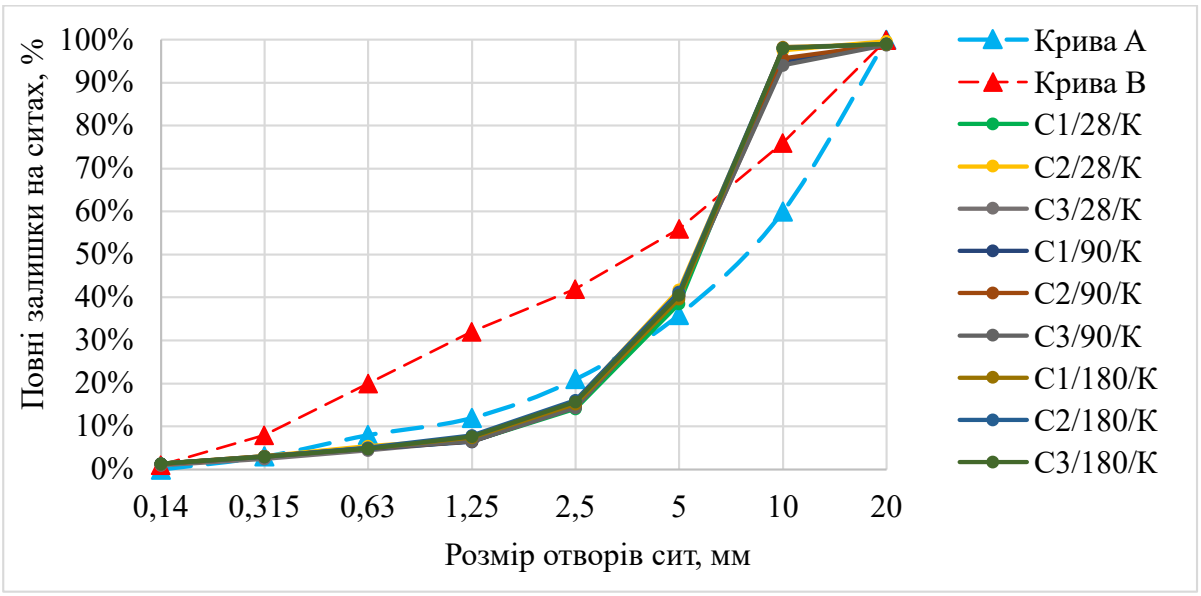


Рис.3. Криві розсіювання отриманих після подрібнення сумішей
Fig.3. Screening curves of the mixes obtained after griding

Насипна густина $\rho_н$, г/см^3, визначалася за методикою, наведеній в п. 4.17 [25]. Враховуючи обмежену кількість матеріалу для випробування фракції 5-10 мм застосовувався циліндр об'ємом 1 л, для фракції 10-20 мм – циліндр об'ємом 2 л. Для кожної фракції виконувалось 3 вимірювання.

Через наявність пористого залишкового розчину на зернах ВКЗ для визначення середньої густини $\rho_к$, г/см^3, використовувався метод, наведений у п. 4.16 [25]. Згідно з цим методом відібрані довільним чином і попередньо зважені проби з деякою кількістю зерен занурювались на 1-2 с у розплавлений парафін і після цього охолоджувались на повітрі. В подальшому зерна з парафіном зважувались і поміщались в колбу з попередньо визначеним об'ємом води в ній. Зміна об'єму води в колбі і є об'ємом зерен, покритих парафіном.

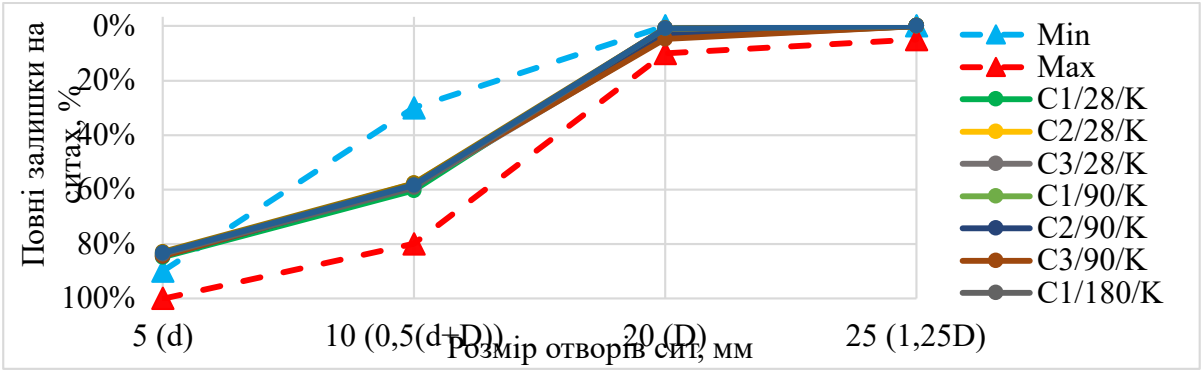


Рис.4. Криві розсіювання крупних фракцій на стандартному графіку
Fig.4. Standard Coarse Aggregate Screening Graph

За отриманими значеннями насипної та середньої густин визначалась порожнистість:

$$V_{\text{п}} = \left(1 - \frac{\rho_{\text{н}}}{\rho_{\text{к}}}\right) \cdot 100 \qquad (1)$$

Міцність крупного заповнювача за дробильністю визначалась у відповідності до п. 4.8 [25] у сталевому циліндрі з внутрішнім діаметром 75 мм на пресі гідравлічному ПСУ-10.

Кожна фракція випробовувалась окремо. Результати визначення насипної густини, середньої густини зерен, порожнистості, міцності за дробильністю для кожної фракції наведені в табл. 3, 4.

.

Табл. 3. Результати випробувань фракцій 5-10 мм
Table 3. Test results of fraction 5-10 mm

Суміш	Вміст фракції, %	Насипна густина, г/см^3	Середня густина зерен, г/см^3	Порожнистість, %	Дробильність, %
С1/28/К	28,8	1,07	2,37	54,85	18,6
С2/28/К	31,0	1,06	2,29	53,71	19,3
С3/28/К	29,8	1,06	2,35	54,89	17,2
С1/90/К	31,2	1,07	2,38	55,04	17,2
С2/90/К	30,8	1,07	2,32	53,88	21,0
С3/90/К	31,0	1,07	2,33	54,08	20,2
С1/180/К	29,2	1,10	2,36	53,39	19,8
С2/180/К	30,4	1,07	2,29	53,28	18,1
С3/180/К	29,8	1,05	2,34	55,13	15,6

Табл. 4. Результати випробувань фракцій 10-20 мм
Table 4. Test results of fraction 10-20 mm

Суміш	Вміст фракції, %	Насипна густина, г/см^3	Середня густина зерен, г/см^3	Порожнистість, %	Дробильність, %
1	2	3	4	5	6
С1/28/К	70,1	1,24	2,52	50,79	11,6
С2/28/К	66,5	1,21	2,44	50,41	14,1
С3/28/К	64,9	1,24	2,48	50,00	13,0
С1/90/К	64,1	1,27	2,53	49,80	14,5
С2/90/К	65,4	1,21	2,49	51,41	17,4
С3/90/К	63,3	1,22	2,46	50,41	15,7
С1/180/К	70,0	1,25	2,55	50,98	14,9

Продовження табл. 4
Continuation of Table 4

1	2	3	4	5	6
С2/180/К	68,5	1,20	2,45	51,02	15,6
С3/180/К	69,1	1,20	2,51	52,19	14,2

Отримані насипні та середні густини зерен різних фракцій суттєво відрізняються, що очевидно пояснюється різним вмістом залишкового розчину – чим менший розмір зерен, тим більший вміст більш легкого залишкового розчину в зернах цієї фракції, тим менші насипна та середня густини

Враховуючи, що міцність заповнювача є характеристикою матеріалу (гірської породи), за результатами випробувань ВКЗ побудований графік залежності дробильності щебеню від середньої густини зерен (рис. 5). З графіка видно, що міцність ВКЗ збільшується разом зі збільшенням густини зерен (крупності фракції).

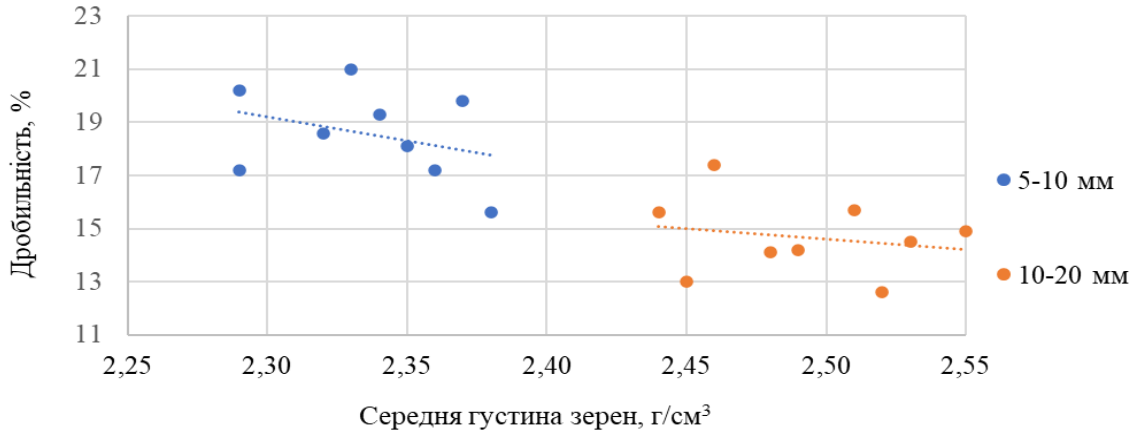


Рис.5. Графік залежності між дробильністю та середньою густиною зерен
Fig.5. Graph of dependence of aggregate crushing value on specific density

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

За результатами дослідження не встановлені кореляції між складом, віком та міцністю бетону-джерела та щебеню, отриманого після його подрібнення.

Головним чинником, що має визначальний вплив на властивості вторинних заповнювачів та бетонів з їх використанням, є наявність залишкового розчину на зернах щебеню. При чому його вміст на кожному окремому зерні не є постійним навіть в межах однієї фракції, що призводить до значної дисперсії величин середньої густини зерен. За результатами дослідження встановлений факт зменшення середньої та насипної густин, а також міцності заповнювача зі зменшенням крупності фракції.

Зерновий склад тільки крупної фракції, отриманої після подрібнення бетонних відходів, в цілому відповідає вимогам нормативної документації. Але зважаючи на зменшення густини та міцності заповнювача разом із зменшенням розмірів зерен, під час виготовлення бетонної суміші для утворення суміші заповнювачів доцільним виглядає ручне дозування (в лабораторних умовах) або використання дозаторів (на виробництві) за умови забезпечення вмісту менших фракцій на рівні, що дозволить отримати максимальні насипну густину та щільність пакування зерен (наприклад, згідно з [6] у двофракційній суміші заповнювача допускається вміст меншої фракції на рівні 20-25%). В цьому контексті необхідно звернути увагу на досить високу, порівняно з натуральним щебенем, порожнистість. Об'єм порожнин між зернами очевидно пов'язаний з підвищеною лещадністю зерен через особливості процесу подрібнення в щоковій дробарці.

Крім того, візуально виявлені зерна з увігнутою формою, які сприяють зниженню щільності пакування.

Також під час подрібнення в щоковій дробарці під впливом стискаючих зусиль відбувається порушення структури матриці розчину. В результаті деякі зерна при збереженні форми стають дуже слабкими – їх руйнування можливе навіть руками. Під час дослідження була утворена пробна суміш ВКЗ шляхом змішування окремих фракцій в планетарному міксері. Після просіювання отриманої суміші щебеню частка зерен, що пройшла крізь сито з отворами 5 мм, становила більше 5%. При цьому до змішування частка таких зерен в кожній фракції не перевищувала 1% за масою. З огляду на це доцільно здійснювати додаткове просіювання готової суміші ВКЗ, що утворена шляхом дозування окремих фракцій, з подальшим видаленням дрібної фракції, або застосовувати поправку, що враховує підвищену водопотребу заповнювача.

Отже, одним з методів поліпшення властивостей бетонних сумішей з ВКЗ є зменшення вмісту залишкового розчину. В подальшому необхідні дослідження впливу методів та кількості стадій подрібнення брухту на якісні характеристики вторинного щебеню, а також розробка методів врахування особливостей переробленого крупного заповнювача під час проектування складів бетонних сумішей.

ЛІТЕРАТУРА

1. З**віт про прямі збитки інфраструк**тури від руйнувань внаслідок військової агресії Росії проти України станом на початок 2024 року. – *К: КШЕ, 2024. – 38 с.*
2. **Порядок виконання робіт з демонтаж**у об'єктів, пошкоджених або зруйнованих внаслідок надзвичайних ситуацій, воєнних дій або терористичних актів: *Постанова Кабінету Міністрів України від 19.04.2022 №474*.
3. **Порядок поводження з відходами**, що утворились у зв'язку з пошкодженням (руйнуванням) будівель та споруд внаслідок бойових дій, терористичних актів, диверсій або проведенням робіт з ліквідації їх наслідків: *Постанова Кабінету Міністрів України від 27.09.2022 №1073*.
4. **Морковська Н. Г., Абделрахем А.** Переробка будівельних відходів, що утворюються в Україні. *//Комунальне господарство міст. – 2019. – Т. 1 – № 147. – С. 210–214.*
5. **Попович О. Р., Захарко Я. М., Мальований М.** Проблеми утилізації та переробки будівельних відходів. *//Вісник Національного університету "Львівська політехніка". – 2013. – № 755. – С. 321–324.*
6. **ДСТУ-Н Б В.2.7-299:2013.** Настанова щодо визначення складу важкого бетону. *– К.: Мінрегіон України, 2014. – 87 с.*
7. **Савицький М. В., Смирнов А. С.** Особливості використання подрібненого бетонного брухту в якості крупного заповнювача для бетону. *//Український журнал будівництва та архітектури. – Д.:ПДАБА, 2023 – № 6 (018) – С. 111-117.*
8. **Yang S., Lee H.** *Mechanical properties of recycled aggregate concrete proportioned with modified equivalent mortar volume method for paving applications. Constr. Build. Mater., 136 (2017), pp. 9-17.*
9. **Smyrnov A.S., Savytskyi M. V., Myslytska A. O.** Properties of Recycled Coarse Aggregates Made of Concrete Waste. *//Матеріали науково-практичної конференції «Просування енергоефективності та підготовка фахівців для відбудови України». м. Дніпро, 13.03.2024 р. – с. 12-15.*
10. **Buttler A. M., Machado E. F.** Properties of Concrete with Recycled Concrete Coarse Aggregates. *ACI Spec. Publ., vol. 229, pp. 497–510, 2005.*
11. **De Brito J., Silva R. V.** Current Status on the Use of Recycled Aggregates in Concrete: Where Do We Go From Here*? RILEM Tech. Lett., pp. 1–5, 2016.*
12. **Limbachiya M. C., Leelawat T., Dhir R. K.** Use of recycled concrete aggregate in high-strength concrete. *//Materials and Structures. – 2000. – Vol. 33, no. 9. – P. 574–580.*
13. **Richardson A.E., Coventry K., Graham S.** Concrete manufacture with un-graded recycled aggregates. *Structural Survey. University of Northumbria, Newcastle upon Tyne, UK, 2009, vol. 27 (1). P.62-70.*
14. **Yang K.-H., Chung H.-S., Ashour A. F.** Influence of Type and Replacement Level of Recycled Aggregates on Concrete Properties. *//ACI Materials Journal. – 2008. – Vol. 105(3). – P. 289-296.*
15. **Ulloa V. A., García-taengua E., Pelufo M., Domingo A., Serna P.** New Views on Effect of Recycled Aggregates on Concrete Compressive Strength. *//ACI Materials Journal. – 2013. – Vol. 110, no. 6. – pp. 687–696.*

16. **Salesa A., Perez-Benedicto J. A., Colorado-Aranguren D., Esteban L. M., Sanz-baldúz L. J., Pedro L. L., Ramis J., Olivares D.** Physico-mechanical properties of multi-recycled concrete from precast concrete industry. *//Journal of Cleaner Production. – 2017. – Vol. 141. – P. 248–255.*
17. **Dean S. W., Abbas A., Fathifazl G., Burkan Isgor O., Razaqpur A. G., Fournier B., Foo S.** Proposed Method for Determining the Residual Mortar Content of Recycled Concrete Aggregates *//Journal of ASTM International. 2008. – Vol. 5, no. 1. – P. 101087.*
18. **Abbas A., Fathifazl G., Burkan Isgor O., Razaqpur A. G., Fournier B., Foo S., Zavadil R.** Quantification of the residual mortar content in recycled concrete aggregates by image analysis *//Materials Characterization. – 2009. – Vol. 60, no. 7. – P. 716–728.*
19. **ДСТУ Б В.2.7-215:2009.** Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу. – К.: Мінрегіон України, 2010.
20. **Дворкін Л. Й.** Проектування складів бетонів (методи, приклади, вправи): навч. посіб. – К.: Вид. дім "Кондор". – 2018. – 613 с.
21. **Дворкін Л. Й., Дворкін О. Л., Гарніцький Ю. В.** Проектування складів бетону із заданими властивостями: навч. посіб. – Р.: РДТУ. – 2000. – 215 с.
22. **ДСТУ Б В.2.7-75-98.** Будівельні матеріали. Щебінь та гравій щільні природні для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій та робіт. Технічні умови. – *К.: Держбуд України, 1999.*
23. **ДСТУ Б В.2.7-214:2009.** Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – *К.: Мінрегіон України, 2010.*
24. **ДСТУ Б В.2.7-224:2009.** Бетони. Правила контролю міцності. – *К.: Мінрегіон України, 2010.*
25. **ДСТУ Б В.2.7-71-98.** Щебінь і гравій із щільних гірських порід і відходів промислового виробництва для будівельних робіт. Методи фізико-механічних випробувань (ГОСТ 8269.0-97). З Поправкою. – *К.: Держбуд України, 1999. – 47 с.*

REFERENCES

1. **Zvit pro priami zbytky** infrastruktury vid ruinuvan vnaslidok viiskovoi ahresii Rosii proty Ukrainy stanom na pochatok 2024 roku. – K: *KShE, 2024. – 38 s.*
2. **Poriadok vykonannia robit** z demontazhu obiektiv, poshkodzhenykh abo zruinovanykh vnaslidok nadzvychainykh sytuatsii, voiennykh dii abo terorystychnykh aktiv: *Postanova Kabinetu Ministriv Ukrainy vid 19.04.2022 №474.*
3. **Poriadok povodzhennia z vidkhodamy, shcho utvorylys** u zviazku z poshkodzhenniam (ruinuvanniam) budivel ta sporud vnaslidok boiovykh dii, terorystychnykh aktiv, dyversii abo provedenniam robit z likvidatsii yikh naslidkiv: *Postanova Kabinetu Minist-riv Ukrainy vid 27.09.2022 №1073.*
4. **Morkovska N. H., Abdelrakhem A.** Pererobka budivelnykh vidkhodiv, shcho utvoriuyutsia v Ukraini. *//Komunalne hospodarstvo mist. – 2019. – T. 1 – № 147. – S. 210–214.*
5. **Popovych O. R., Zakharko Ya. M., Malovanyi M.** Problemy utylizatsii ta pererobky budivelnykh vidkhodiv. *//Visnyk Natsional-noho universytetu "Lvivska politekhni-ka". – 2013. – № 755. – S. 321–324.*
6. **DSTU-N B V.2.7-299:2013.** Nastanova shchodo vyznachennia skladu vazhkoho betonu. *– K.: Minrehion Ukrainy, 2014. – 87 s.*
7. **Savytskyi M. V., Smyrnov A. S.** Osoblyvosti vykorystannia podribnenoho betonnoho brukhtu v yakosti krupnoho zapov-niuvacha dlia betonu. *//Ukrainskyi zhurnal budivnytstva ta arkhitektury. – D.:PDABA, 2023 – № 6 (018) – S. 111-117.*
8. **Yang S., Lee H.** Mechanical properties of recycled aggregate concrete proportioned with modified equivalent mortar volume method for paving applications. *Constr. Build. Mater., 136 (2017), pp. 9-17.*
9. **Smyrnov A.S., Savytskyi M. V., Myslytska A. O.** Properties of Recycled Coarse Aggregates Made of Concrete Waste. *//Materialy naukovo-praktychnoi konferentsii «Prosuvannia enerhoefektyvnosti ta pidhotovka fakhivtsiv dlia vidbudovy Ukrainy». m. Dnipro, 13.03.2024 r. – s. 12-15.*
10. **Buttler A. M., Machado E. F.** Properties of Concrete with Recycled Concrete Coarse Aggregates. *ACI Spec. Publ., vol. 229, pp. 497–510, 2005.*
11. **De Brito J., Silva R. V.** Current Status on the Use of Recycled Aggregates in Concrete: Where Do We Go From Here*? RILEM Tech. Lett., pp. 1–5, 2016.*
12. **Limbachiya M. C., Leelawat T., Dhir R. K.** Use of recycled concrete aggregate in high-strength concrete. *//Materials and Structures. – 2000. – Vol. 33, no. 9. – P. 574–580.*
13. **Richardson A.E., Coventry K., Graham S.** Concrete manufacture with un-graded recycled aggregates. *Structural Survey. University of Northumbria, Newcastle upon Tyne, UK, 2009, vol. 27 (1). P.62-70.*

14. **Yang K.-H., Chung H.-S., Ashour A. F.** Influence of Type and Replacement Level of Recycled Aggregates on Concrete Properties. *//ACI Materials Journal. – 2008. – Vol. 105(3). –P. 289-296.*
15. **Ulloa V. A., García-taengua E., Pelufo M., Domingo A., Serna P.** New Views on Effect of Recycled Aggregates on Concrete Compressive Strength. *//ACI Materials Journal. – 2013. – Vol. 110, no. 6. – pp. 687–696.*
16. **Salesa A., Perez-Benedicto J. A., Colorado-Aranguren D., Esteban L. M., Sanz-baldúz L. J., Pedro L. L., Ramis J., Olivares D.** Physico-mechanical properties of multi-recycled concrete from precast concrete industry. *//Journal of Cleaner Production. – 2017. – Vol. 141. – P. 248–255.*
17. **Dean S. W., Abbas A., Fathifazl G., Burkan Isgor O., Razaqpur A. G., Fournier B., Foo S.** Proposed Method for Determining the Residual Mortar Content of Recycled Concrete Aggregates *//Journal of ASTM International. 2008. – Vol. 5, no. 1. – P. 101087.*
18. **Abbas A., Fathifazl G., Burkan Isgor O., Razaqpur A. G., Fournier B., Foo S., Zavadil R.** Quantification of the residual mortar content in recycled concrete aggregates by image analysis *//Materials Characterization. – 2009. – Vol. 60, no. 7. – P. 716–728.*
19. **DSTU B V.2.7-215:2009.** Budivelni materialy. Betony. Pravyla pidboru skladu. – *K.: Minrehion Ukrainy, 2010.*
20. **Dvorkin L. Y.** Proektuvannia skladiv betoniv (metody, pryklady, vpravy): navch. posib. – *K.: Vyd. dim "Kondor". – 2018. – 613 s.*
21. **Dvorkin L. Y., Dvorkin O. L., Harnitskyi Yu. V.** Proektuvannia skladiv betonu iz zadanymy vlastyvostiamy: navch. posib. – *R.: RDTU. – 2000. – 215 s.*
22. **DSTU B V.2.7-75-98.** Budivelni materialy. Shchebin ta hravii shchilni pryrodni dlia budielnykh materialiv, vyrobiv, konstruktsii ta robit. Tekhnichni umovy. – *K.: Derzhbud Ukrainy, 1999.*
23. **DSTU B V.2.7-214:2009.** Budivelni materialy. Betony. Metody vyznachennia mitsnosti za kontrolnymy zrazkamy. – *K.: Minrehion Ukrainy, 2010.*
24. ***DSTU B V.2.7-224:2009.*** Betony. Pravyla kontroliu mitsnosti. – *K.: Minrehion Ukrainy, 2010.*
25. **DSTU B V.2.7-71-98.** Shchebin i hravii iz shchilnykh hirskykh porid i vidkhodiv promyslovoho vyrobnytstva dlia budivelnykh robit. Metody fizyko-mekhanichnykh vyprobuvan (HOST 8269.0-97). Z Popravkoiu. – *K.: Derzhbud Ukrainy, 1999. – 47 s.*

PROPERTIES OF RECYCLED COARSE AGGREGATES OBTAINED FROM CRUSHED CONCRETE WASTE

Mykola SAVYTSKYI,
Anton SMYRNOV

Summary. According to the Kyiv School of Economics as of January 2024, the losses from the destruction and damage of buildings and structures as a result of military actions in Ukraine amount to at least 75 billion dollars. Now contractors carrying out the liquidation of the consequences of armed aggression are required to take measures to reuse construction waste. Taking into account the presence of natural crushed stone in concrete scrap, the question arises about the possibility of using crushed concrete in new construction. During the design a concrete mixture it is necessary to know such characteristics of aggregates as grain size composition, bulk density, specific density, voids, strength.

Three mixtures of concrete were designed and a series of cube samples were made from them to determine the specified characteristics of recycled coarse aggregate obtained from crushed concrete on local materials. At the appropriate age the samples of origin concrete were crushed using a laboratory jaw crusher.

The results of sieve analyses showed that ungraded mixtures of fine and coarse fractions do not meet the requirements of national standard due to the large content of coarse fractions. At the same time, in general, the granulometric composition of only coarse fractions meets the requirements of standards in Ukraine. The obtained bulk densities and specific densities differ in different fractions with a large dispersion even within the same fraction. The strength of the aggregate decreases with a decrease in grain sizes. Thus, the main factor that has a decisive influence on the properties of RCA and concrete with their use is the presence of residual mortar. The smaller the fraction of the RCA, the higher the residual mortar content, up to individual grains that are entirely composed of it. Therefore, one of the methods of improving the properties of RCA is to reduce the content of the residual mortar.

Key words. Recycled coarse aggregate; recycling; residual mortar; granulometric composition; bulk density; specific density; strength.

Стаття надійшла до редакції 5.05.2024 р.

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14..2024.29-40
УДК 624.011

АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПЛИТ З ПЕРЕХРЕСНО-КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНИМИ СТРІЧКАМИ

Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ[1], Микола КОМАР[2], Олег КОМАР[3]

[1,2,3]Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1] mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0003-3151-8630
[2] komar_man@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0002-3631-8999
[3] komar_oa-2023@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0009-0004-4507-9178

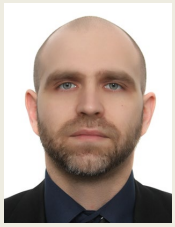
Анотація. В наш час будівельна галузь активно розвивається в різних напрямках. Конструкції з великими поперечними перерізами витісняються аналогами зменшеними в перерізах за допомогою різного типу підсилення.

Плити з перехресно-клеєної деревини (ПКД) або *CLT* (*Cross Laminated Timber*) - це масивний, багатошарово-склеєний будівельний матеріал з деревини. У висотному будівництві споруд та будівель з використанням деревини, плити з ПКД є основними конструкціями для влаштування перекриттів та покриття. Шари пиломатеріалу склеюються між собою під тиском, утворюючи фактично монолітну плиту. Суміжні шари дерев'яних дошок зазвичай укладаються перпендикулярно один одному. Зовнішні шари зазвичай мають однакову орієнтацію, а внутрішні, перпендикулярні зовнішнім, можуть складатися з більш дешевої деревини з метою економії коштів. Найчастіше для виробництва таких плит використовується деревина хвойних порід, як найдоступніша.

Проте виготовлення таких плит потребує значних витрат матеріалів. Тому актуальними є дослідження в сфері підсилення плит з ПКД для зменшення їхнього поперечного перерізу.

Композитні матеріали є передовими у підсиленні конструкцій зараз, оскільки більшість з них мають високу стійкість до різних хімічних впливів, таких як луги, кислоти, хлориди, сульфати, нітрати та інші. Це дозволяє їх використовувати як у промисловому та сільськогосподарському будівництві, де великий вплив зовнішнього середовища на конструкцію підсилену композитними матеріалами, так і в житлових будівлях, без шкоди для жителів.

Після аналізу напружено-деформованого стану шляхом моделювання в програмному комплексі ЛІРА САПР плит з ПКД підсилених композитними стрічками та порівнюючи з аналогічними плитами без підсилення можемо зробити висновки, що такі матеріали можуть, чудово поєднуватись з конструкціями з перехресно-клеєної деревини, дозволяючи збільшити несучу здатність при зменшенні їхнього поперечного перерізу.



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



Микола КОМАР
аспірант кафедри металевих та дерев'яних конструкцій



Олег КОМАР
аспірант кафедри металевих та дерев'яних конструкцій

© Д.МИХАЙЛОВСЬКИЙ, М.КОМАР, О.КОМАР, 2024

Ключові слова. Дерев'яні конструкції; перехресно-клеєна деревина; композитні матеріали; композитні стрічки; напружено-деформо-ваний стан; підсилення.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Cross Laminated Timber (*CLT*), або перехреслено-клеєна деревина (ПКД), виникла у Європі в середині 20-го століття, але його розвиток і популярність значно зросли в останні десятиліття. Початково ПКД була розроблена в Німеччині та Швейцарії як технологія для використання малоцінних частин деревини, таких як малі дерев'яні бруски та щільніші породи дерева.

Перші застосування ПКД були обмеженими, і використовувалися головним чином у промислових та комерційних будівлях, а також у житловому будівництві в Європі. Проте, з розвитком технологій виробництва, стандартів безпеки та усвідомлення важливості сталого будівництва, популярність ПКД почала стрімко зростати.

У 21-му столітті ПКД стала широко використовуваним будівельним матеріалом по всьому світу. Вона знаходить застосування в будівництві житлових будинків, громадських споруд, офісних комплексів та інших проектах. Величезні переваги у міцності, екологічності та швидкості монтажу зробили ПКД привабливим вибором для сучасних будівельних проектів, а його історія продовжує розвиватися з кожним новим застосуванням та технологічним вдосконаленням.

Об'єктом досліджень є плити з ПКД. Для висотного будівництва споруд та будівель з деревини, використання плит з ПКД є основним методом влаштування перекриттів та покриття. Детально про дослідження ПКД плит описано в [1].

Проте розміри ПКД плит можуть бути обмеженими через обмежену можливість транспортування або виробничі обмеження, що може вимагати додаткових з'єднань панелей на місці будівництва. Тому актуальними є дослідження в сфері підсилення таких плит для зменшення їхнього поперечного перерізу.

Композитні матеріали є одними з провідних в підсиленні конструкцій на даний час. В роботах [2-6] доведена доцільність використання таких матеріалів в різних сферах будівництва та детально описане поєднання композитних матеріалів з різного типу конструкціями.

В світі дослідження дерев'яних конструкцій підсилених композитними матеріалами є дуже актуальною темою [7-19]. Проте використання композитних матеріалів з дерев'яними конструкціями практично не досліджені в Україні. Виконані поодинокі дослідження підсилення дерев'яних балок композитною арматурою та композитними стрічками [20-24].

Данні дослідження аналізу напружено-деформованого стану плит з ПКД підсилених композитними стрічками виконуються для вирішення ряду проблем:

1. Аналізу підсилення плит з ПКД композитними стрічками.
2. Дослідження впливу кількості стрічок підсилення на плити різного поперечного перерізу.
3. Поширення використання композитних стрічок з іншими конструкціями клеєної деревини окрім балок.

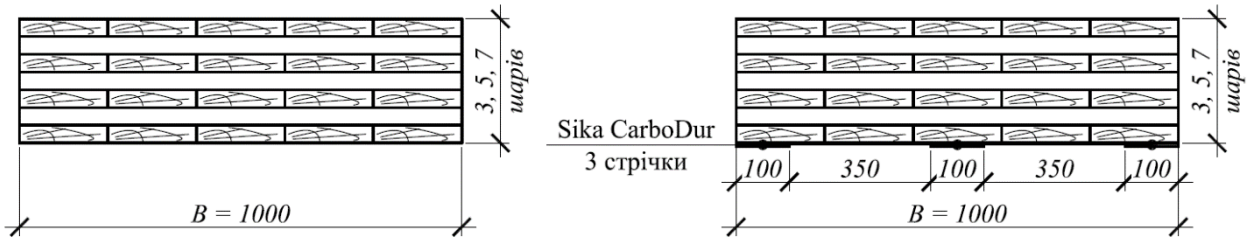
МЕТА РОБОТИ

Дослідити напружено-деформований стан плит з ПКД підсилених композитними стрічками в порівнянні з ПКД плитами без підсилення за допомогою моделювання їх в ПК ЛІРА-САПР із використанням об'ємних СЕ та апробацією результатів через порівняння досліджуваних елементів з різною кількістю шарів самої плити та при різній кількості шарів композитних стрічок..

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Об'єктом чисельних досліджень було обрано плити з ПКД прямокутних поперечних перерізів, склеєних з 3-х, 5-и, 7-и шарів дошок одного класу міцності з підсиленням 3-а (рис. 1 (б)) та 5-а, композитними стрічками (рис. 2 (б)) та без нього (рис. 1.(а), 2 (а)) на двох шарнірних опорах, габаритами B x H =

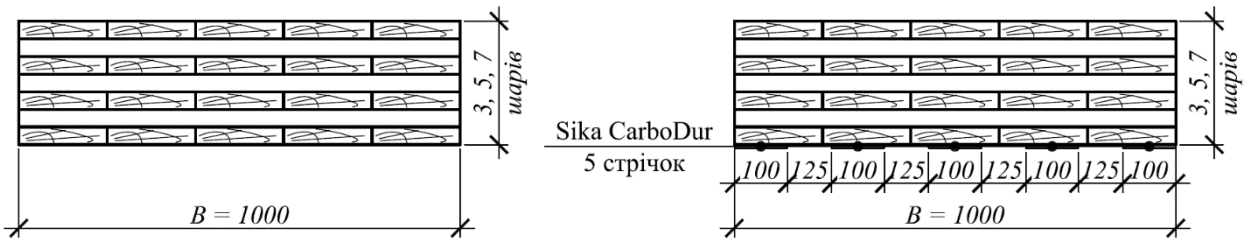
1 м х 4 м, завантажених рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю 1 кН/м.



а *б*

Рис.1. Геометрична схема поперечного перерізу плит з перехресно-клеєної деревини:
а - без підсилення;
б – підсилена 3-а композитними стрічками.

Fig.1. Geometric cross-section scheme of cross-laminated timber panels:
a - without reinforcement;
b – reinforced with 3 composite strips.



а *б*

Рис.2. Геометрична схема поперечного перерізу плит з перехресно-клеєної деревини:
а - без підсилення;
б – підсилена 5-а композитними стрічками

Fig.2. Geometric cross-section scheme of cross-laminated timber panels:
a - without reinforcement;
b – reinforced with 5 composite strips.

В програмному комплексі ЛІРА-САПР змоделювали плити з ПКД, поперечний переріз яких складається з 3-х, 5-и та 7-и шарів дошок деревини одного класу міцності С24, товщиною t = 2 см, які для чисельних досліджень, моделювались об’ємними скінченними елементами СЕ №36. Загальні розміри поперечних перерізів плит прийнято B = 1000 см, H_1 = 6 см, H_2 = 10 см, H_3 = 14 см, відповідно для кількості шарів в перерізі. Механічні властивості (модулі пружності деревини вздовж та поперек волокон, модуль зсуву та коефіцієнти Пуассона) поперечних перерізів плит які з модельовано СЕ №36, задавались окремо для повздовжніх та поперечних шарів дошок.

При моделюванні плит з підсиленням композитними стрічками *Sika CarboDur S*1012, які змодельовано об’ємними СЕ №36, додатково задавались їх механічні характеристики (модуль пружності вздовж волокон, коефіцієнти Пуассона).

За результатами чисельних досліджень МСЕ для плит з ПКД без підсилення композитними стрічками при обраних габаритах та висотою поперечного перерізу що складається з 3-х шарів дошок (H_1 = 6 см), при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м, отримали ізополя вертикальних деформацій (рис. 3) та ізополя максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини (рис. 4).

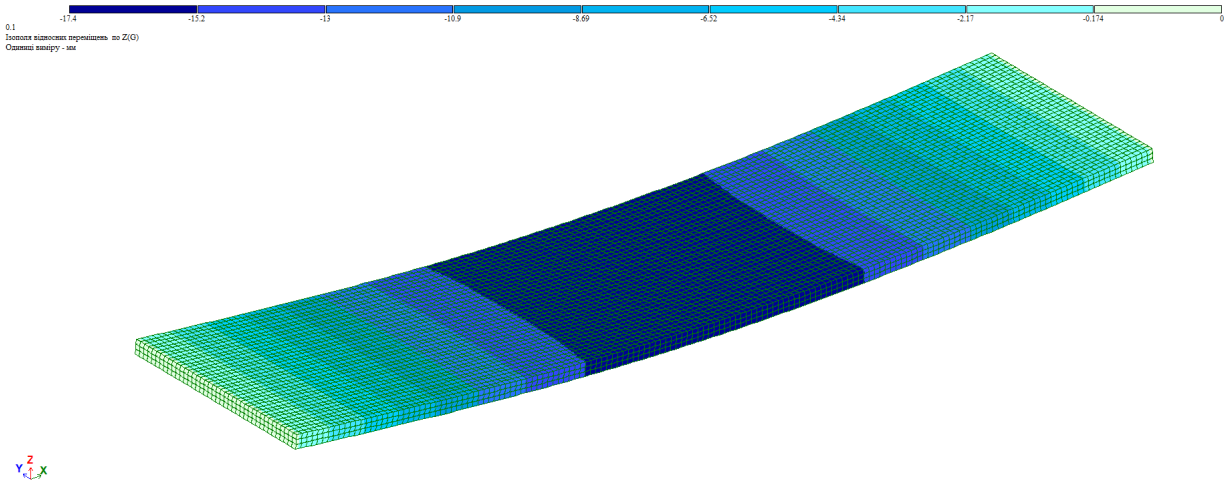


Рис.3. Ізополя вертикальних деформацій плит з ПКД без підсилення композитними стрічками габаритами *B* x *L* = 1 x 4 м та висотою поперечного перерізу що складається з 3-х шарів дошок при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Fig.3. Isopleths of vertical deformations of cross-laminated timber panels without reinforcement with dimensions *B* x *L* = 1 x 4 m and a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards under uniformly distributed load of 1 kN/m.

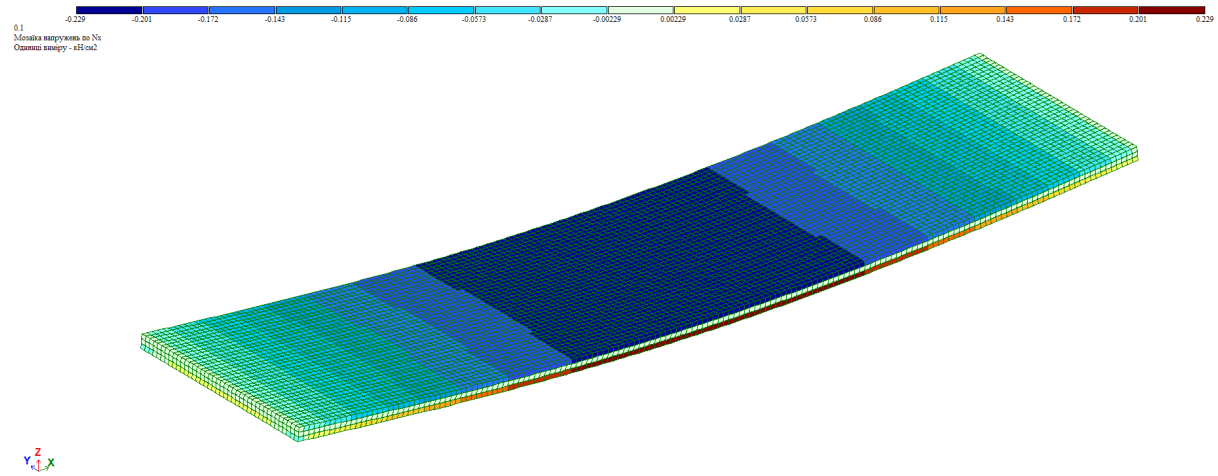


Рис.4. Ізополя максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини плит з ПКД без підсилення композитними стрічками габаритами *B* x *L* = 1 x 4 м та висотою поперечного перерізу що складається з 3-х шарів дошок при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Fig.4. Isopleths of maximum normal stresses along the wood fibers of cross-laminated timber panels without reinforcement with dimensions B x L = 1 x 4 m and a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards under uniformly distributed load of 1 kN/m.

Відповідні ізополя вертикальних деформацій (рис. 5) та максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини (рис. 6) при аналогічному навантаженні плит з ПКД з підсиленням 3-а композитними стрічками.

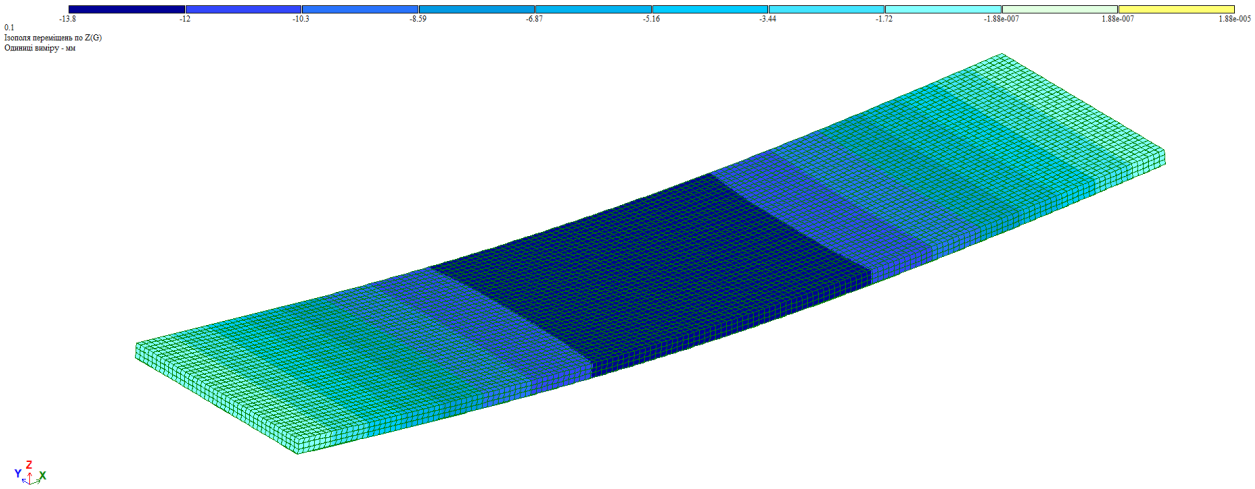


Рис.5. Ізополя вертикальних деформацій плит з ПКД з підсиленням 3-а композитними стрічками габаритами *B* x *L* = 1 x 4 м та висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Fig.5. Isopleths of vertical deformations of cross-laminated timber panels reinforced with 3 composite strips with dimensions B x L = 1 x 4 m and a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards under uniformly distributed load of 1 kN/m

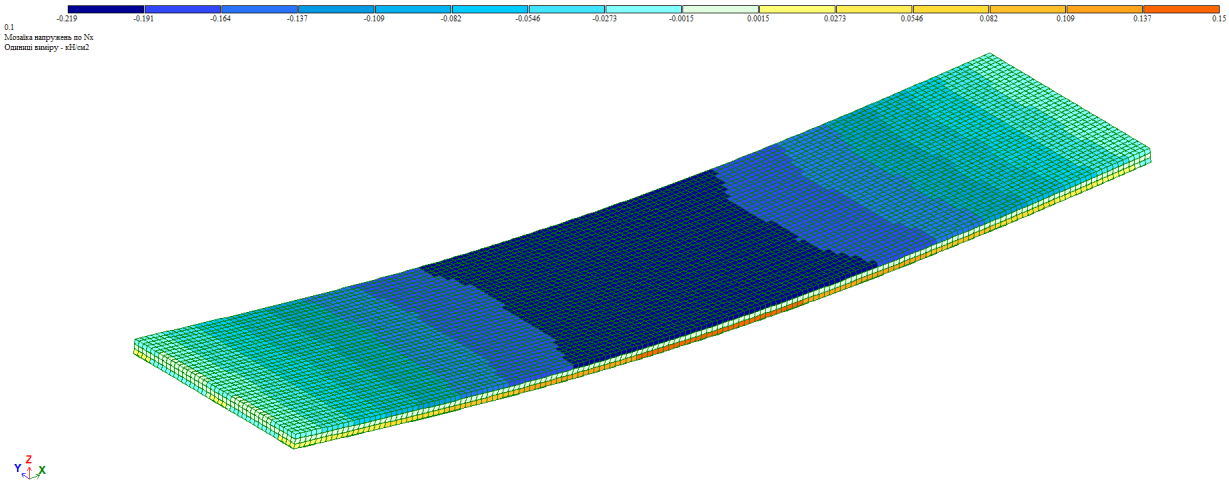


Рис.6. Ізополя максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини плит з ПКД з підсиленням 3-а композитними стрічками габаритами *B* x *L* = 1 x 4 м та висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Fig.6. Isopleths of maximum normal stresses along the wood fibers of cross-laminated timber panels reinforced with 3 composite strips with dimensions B x L = 1 x 4 m and a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards under uniformly distributed load of 1 kN/m.

Повні результати чисельних досліджень МСЕ для плит з ПКД підсилених композитними стрічками та без підсилення висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок, при рівномірно розподіленому навантаженні 1 кН/м представлено в табл. 1.

Табл. 1. Значення вертикальних деформацій w, та максимальних нормальних напружень $\sigma_{m,d}$ для плит з ПКД підсилених композитними стрічками та без підсилення, висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок, при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Table 1. The values of vertical deformations w and maximum normal stresses $\sigma_{m,d}$ for cross-laminated timber panels reinforced with composite strips and without reinforcement, with a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards, under uniformly distributed load of 1 kN/m.

Товщина плити		Три шари дошок (H_1 = 6 см)	
Методики розрахунку	EI (W_x), кНсм^2 (см^3)	w, мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см^2
МСЕ з об'ємними СЕ №36	без підсилення	17,4	0,229
МСЕ з об'ємними СЕ №36	підсилена трьома композитними стрічками	13,8	0,15
Відсоткова різниця		20%	34%

Нижче наведено ізополя вертикальних деформацій (рис. 7) та ізополя максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини (рис. 8) при аналогічному навантаженні на плити з ПКД з підсиленням 5-а композитними стрічками.

Повні результати чисельних досліджень МСЕ для плит з ПКД підсилених 5-ть композитними стрічками та без підсилення, висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок, при рівномірно розподіленому навантаженні 1 кН/м представлено в табл. 2.

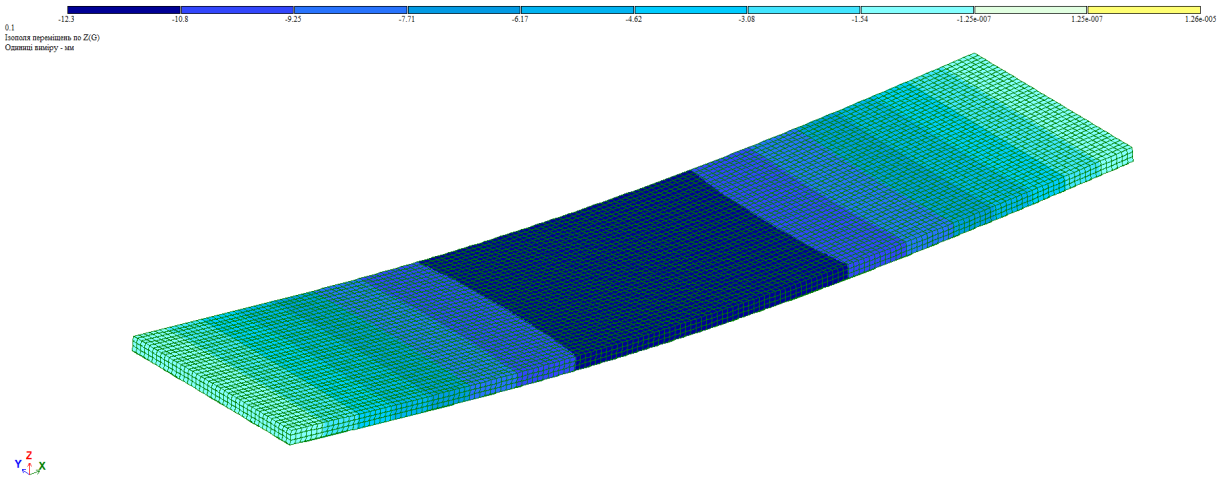


Рис.7. Ізополя вертикальних деформацій плит з ПКД з підсиленням 5-а композитними стрічками габаритами B x L = 1 x 4 м та висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Fig.7. Isopleths of vertical deformations of cross-laminated timber panels reinforced with 5 composite strips with dimensions B x L = 1 x 4 m and a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards under uniformly distributed load of 1 kN/m.

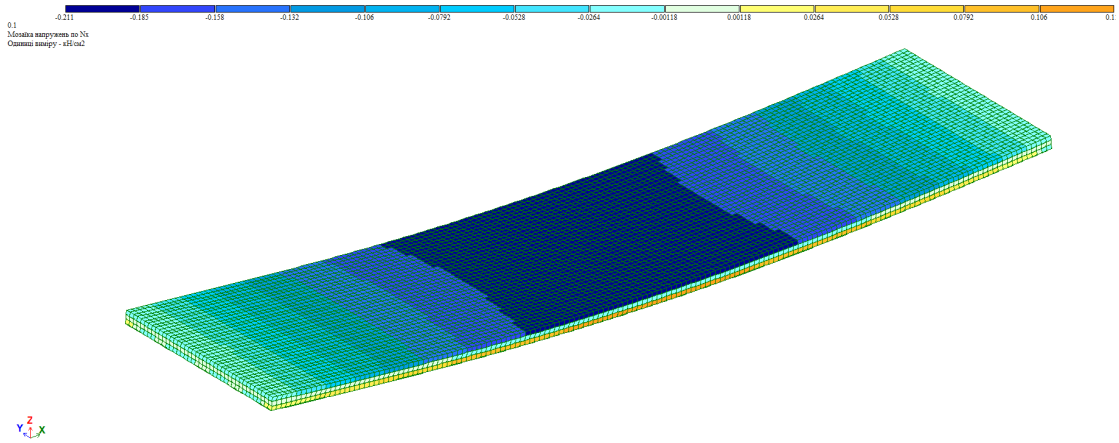


Рис.8. Ізополя максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини плит з ПКД з підсиленням 5-а композитними стрічками габаритами B x L = 1 x 4 м та висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Fig.8. Isopleths of maximum normal stresses along the wood fibers of cross-laminated timber panels reinforced with 5 composite strips with dimensions B x L = 1 x 4 m and a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards under uniformly distributed load of 1 kN/m.

Табл. 2. Значення вертикальних деформацій w, та максимальних нормальних напружень $\sigma_{m,d}$ для плит з ПКД підсилених композитними стрічками та без підсилення, висотою поперечного перерізу, що складається з 3-х шарів дошок, при рівномірно розподіленому навантаженні в 1 кН/м.

Table 2. The values of vertical deformations w and maximum normal stresses $\sigma_{m,d}$, for cross-laminated timber panels reinforced with composite strips and without reinforcement, with a height of the cross-section consisting of 3 layers of boards, under uniformly distributed load of 1 kN/m.

Товщина плити		Три шари дошок (H_1 = 6 см)	
Методики розрахунку	EI (W_x), кНсм^2 (см^3)	w, мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см^2
МСЕ з об'ємними СЕ №36	без підсилення	17,4	0,229
МСЕ з об'ємними СЕ №36	підсилена п'ятьма композитними стрічками	12,3	0,118
Відсоткова різниця		29%	48%

З проведених чисельних досліджень зрозуміло, що для досліджуваних плит з клеєної деревини одного класу міцності, висотою поперечного перерізу що складається з 3-х шарів дошок (H_1 = 6 см) з підсиленням 3-а композитними стрічками при рівномірно розподіленому навантажені в 1,0 кН/м, міцність на розтяг збільшується більш ніж на 34%, ніж аналогічні балки без підсилення композитними стрічками. А переміщення таких плит при армуванні 3-а стрічками зменшується більш ніж на 20%. Відповідно для досліджуваних плит підсилених 5-а композитними стрічками при аналогічному рівномірному навантаженні міцність на розтяг збільшується більш ніж на 48%, а переміщення таких плит зменшились більш ніж на 29% відносно не підсилених.

Більш детально розглянемо відсоткове відношення впливу підсилення на плити з ПКД за допомогою діаграм порівняння, де наведені відсотки зменшення вертикальних деформацій після підсилення 3-а та 5-а композитними стрічками (рис. 9) та відсоткове зменшення максимальних нормальних напружень вздовж волокон деревини плит з ПКД після підсилення 3-а та 5-а композитними стрічками (рис. 10).

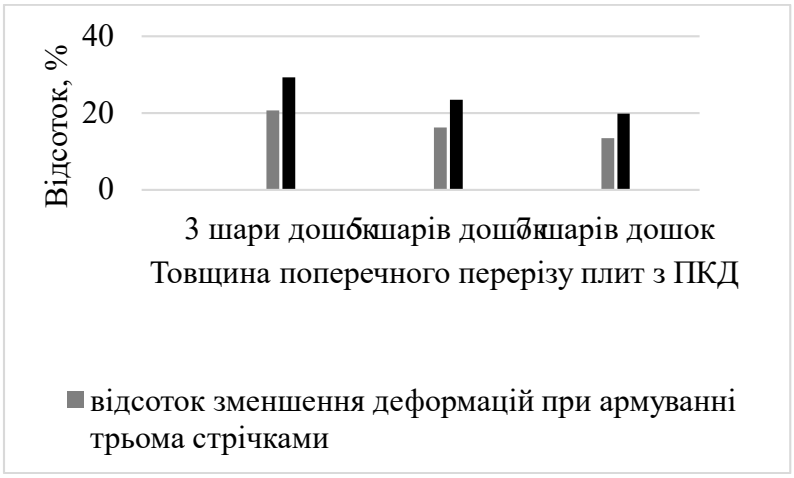


Рис.9. Діаграма відсоткового зменшення вертикальних деформацій після підсилення 3-а та 5-а композитними стрічками плит з ПКД різної товщини поперечного перерізу.

Fig.9. Diagram of the percentage reduction in vertical deformations after reinforcement with 3 and 5 composite strips of cross-laminated timber panels of different thicknesses of the cross-section



Рис.10. Діаграма відсоткового зменшення максимальних нормальних напружень вздовж волокон після підсилення 3-а та 5-а композитними стрічками плит з ПКД різної товщини поперечного перерізу.

Fig.10. Diagram of the percentage reduction in maximum normal stresses along the fibers after reinforcement with 3 and 5 composite strips of cross-laminated timber panels of different thicknesses of the cross-section

З наведених графіків зменшення вертикальних деформацій та максимальних нормальних напружень вздовж волокон після підсилення 3-а та 5-а композитними стрічками плит з ПКД різної товщини поперечного перерізу видно, що при збільшені товщини поперечного перерізу, вплив підсилення на деформації плит з ПКД зменшується від більш ніж 20% до менш ніж 15% при армуванні 3-а композитними стрічками, та від майже 30% до менш ніж 25% при армуванні 5-а композитними стрічками. Щодо зменшення максимальних нормальних напружень вздовж волокон після підсилення, то підсилення 3-а стрічками композитних стрічок зменшує від 35% до майже 20%, а підсилення 5-а композитними стрічками зменшує максимальні нормальні напруження від майже 50% до маже 30%.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Провівши аналіз напружено-деформо-ваного стану шляхом моделювання в програмному комплексі ЛІРА САПР плит з ПКД підсилених композитними стрічками та

порівнюючи з аналогічними плитами без підсилення можна зробити наступні висновки:

1. За розрахунком МСЕ в ПК ЛІРА-САПР плити з ПКД підсилені композитними стрічками з вуглецевих волокон *Sika CarboDur S*1012 мають в середньому на 20% більшу жорсткість та на 32% зменшують нормальні напруження в розтягнутих волокнах деревині від аналогічних плит з ПКД не підсилених композитними стрічками.

2. Підсилення плит з ПКД є більш ефективним для плит з меншим поперечним перерізом та відповідно до потреб будівництва можна збільшувати кількість композитних стрічок, які зменшують деформації та збільшують несучу здатність плит з ПКД.

3. Дані дослідження дозволяють розширити сферу застосування композитних стрічок як для нових плит з ПКД так і для підсилення вже існуючих.

4. В нормативних документах України [21] відсутні вказівки, щодо розрахунку та проектування конструкцій з ПКД підсилених композитними стрічками, тому данні дослідження можна використовувати для подальшої реалізації їх в нормативних документах.

Також, важливо зазначити, що моделювання композитних стрічок в програмному комплексі ЛІРА САПР потребує більш детальних досліджень для одержання точних результатів при їх сумісній роботі з дерев'яними конструкціями.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Михайловський Д. В. (2022)** Розрахунок панельних будинків з поперечно-клеєної деревини. *Монографія - К.: КНУБА, - 220 с.*
2. **Panchenko, O., & Zhuravskyi, O. (2018).** Оцінка міцності закріплення і обгрунтування способу наклеювання та анкерування композитної стрічки на бетон. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (2), 209–218. https://doi.org/10.32347/2522-4182.2.2018.209-218
3. **Yesypenko A., Bondar E., Sinyakin A., Panchenko A., & Pylypchuk O. (2021)** Innovative organizational and technological solutions for extending the operational life of the chimney H = 270m with using "SIKA" materials. *Інноваційні технології в архітектурі і будівництві, 414-420.*
4. **Руднєва І. М. (2021)** Технологічні особливості підсилення металевих конструкцій методом наклеювання високоміцних фіброармованих систем при реконструкції. *Будівельні конструкції. Теорія і практика, (8),* 32 - 43. https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.32-43
5. **Birman V., Huang X., Nanni A., & Tunis G. (2003)** Properties and potential for application of steel reinforced polymer (SRP) and steel reinforced grout (SRG) composites. *Internet. University, of Missouri-Rolla, 27 p.*
6. **Зятюк Ю. Ю. (2016)** Операційність технології виконання робіт при підсиленні дослідних залізобетонних зразків (матеріалами фірми SIKA). *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, 466-475.*
7. **Juliano Fiorelli, & Antonio Alves Dias. (2003)** Analysis of the strength and stiffness of timber beams reinforced with carbon fiber and glass fiber. *Materials Research, Vol.6. (2), 193-202.*
8. **Mascia N. T., Bertoline C. A. A., Baságlia C. D., & Donadon B. F. (2018)** Numerical analysis of glued laminated timber beams reinforced by vectran fibers. *Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 18, (3), p. 359-373.* http://doi.org/10.1590/s1678-6212018000300286
9. **Ümmü K Isleye, Rahim Ghoroubi, Omer Mercimek, Ozgür Anil, & Recep Tugrul. (2021)** Behavior of glulam timber beam strengthened with carbon fiber reinforced polymer strip for flexural loading. *Journal of Reinforced Plastics and Composites, Vol.40 (17-18), - 665-685.* https://doi.org/10.1177/0731684421997924
10. **Kawecki, B., & Sumorek, A. (2022)** Reliability-based numerical analysis of glulam beams reinforced by CFRP plate. *Appl. Sci. 12, 10304.* https://doi.org/10.3390/app122010304
11. **Dániel, H., Habashneh, M. & Rad, M.M. (2022)** Analysis of the strength and stiffness of timber beams reinforced with carbon fiber and glass fiber. *Sci rep 12,* https://doi.org/10.1038/s41598-022-17751-6
12. **Vilela R., Mascia N. T., Donadon B. F., & Soriano J. (2023)** Mechanical performance analysis in bending of glulam beams reinforced with synthetic vectran fibres. *Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 23, (4), p. 289-302. http://dx.doi.org/10.1590/s1678-86212023000400704* .
13. **Çankal D., Şakar G., & Çelik H. K. (2023)** A

criticism on strengthening glued laminated timber beams with fibre reinforcement polymers, numerical comparisons between different modelling techniques and strengthening configurations. *Revista de la construcción. Journal of construction, 22(3), 661-678.* https://doi.org/10.7764/RDLC.22.3.661 .

14. **Hala Younis, Haider Al Abadi, Vipulkumar Ishvarbhai Patel & Hossam Aboel Naga. (2024)** Finite element analysis of fibre reinforced timber beams under flexural loading. *Australian Journal of Structural Engineering.* https://doi.org/10.1080/13287982.2024.2346955

15. **Qing Chun, Koenraad Van Balen & Jianwu Pan. (2014)** Flexural performance of small fir and pine timber beams strengthened with near-surface mounted carbon-fiber-reinforced polymer (nsm cfrp) plates and rods. *International Journal of Architectural Heritage*, 106-117. https://doi.org/10.1080/15583058.2014.971195

16. **Ianasi, A. C. (2015)** On the role of cfrp reinforcement for wood beams stiffness. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 95.* *https://doi.org/10.1088/1757-899x/95/1/012015*

17. **Karagöz Işleyen, Ü., & Kesik, H. İ. (2021)** Experimental and numerical analysis of compression and bending strength of old wood reinforced with cfrp strips. *Structures, 33, 259–271.* https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.04.070

18. **Śliwa-Wieczorek, K., Ostrowski, K. A., JaskowskA-LemańskA, J., & Karolak, A. (2021)** The influence of cfrp sheets on the load-bearing capacity of the glued laminated timber beams under bending test. *Materials, 14 (14), 4019 .* https://doi.org/10.3390/ma14144019

19. **Wdowiak-Postulak A. (2022)** Strengthening of Structural Flexural Glued Laminated Beams of Ashlar with Cords and Carbon Laminates. *Materials, 15 (23), 8303.* https://doi.org/10.3390/ma15238303

20. **Башинський О. І., Боднарчук Т.Б., & Пелешко М.З. (2014)** Несуча здатність та вогнестійкість дерев'яних балок армованих зовнішньою стрічковою арматурою. *Вісник Львівського державного університету безпеки життєдіяльності. № 9. - С. 184-189.*

21. **Сурмай М.І. (2015)** Міцність та деформативність дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою. *Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. 185 с.*

22. **Гомон С., & Поліщук М. (2019)** Влаштування комбінованого армування балок із клеєної деревини. *Вісник Львівського Національного Аграрного Університету Архітектура і сільськогосподарське будівництво № 20 . ст. 44-49.*

23. **Bula, S., & Pelekh, A. (2023)** Comparing the efficiency of strengthening timber beams reinforced with carbon composite rods and plates. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies,5 (7 (125)), 14–22.* https://doi.org/10.15587/1729-4061.2023.287673

24. **Komar M.A., Komar O.A., Mykhailovskyi D.V. (2022)** Engineering method of calculating laminated timber elements reinforced with composite tapes. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles.* (109), 239-262. https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.239-262

25. **ДБН В.2.6-161:2017 (2017)** «Дерев'яні конструкції. Основні положення». Київ, "Укрархбудінформ", 125 с.

REFERENCES

1. **Mykhailovskyi D. V. (2022)** Rozrakhunok panelnykh budynkiv z poperechno-kleienoi derevyny. *Monohrafiia - K.: KNUBA, - 220.*

2. **Panchenko, O., & ZhuravskyI, O. (2018).** Otsinka mitsnosti zakriplennia i obhruntuvannia sposobu nakleiuvannia ta ankeruvannia kompozytnoi strichky na beton. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka,*, (2), 209–218. https://doi.org/10.32347/2522-4182.2.2018.209-218

3. **Yesypenko A., Bondar E., Sinyakin A., Panchenko A., & Pylypchuk O. (2021)** Innovative organizational and technological solutions for extending the operational life of the chimney H = 270m with using "SIKA" materials. *Innovatsiini tekhnolohii v arkhitekturi i budivnytstvi, 414-420.*

4. **Rudnieva I. M. (2021)** Tekhnolohichni osoblyvosti pidsylennia metalevykh konstriksii fibroarovanykh system pry rekonstruktsiI. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka, (8), 32 - 43.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.32-43

5. **Birman V., Huang X., Nanni A., & Tunis G. (2003)** Properties and potential for application of steel reinforced polymer (SRP) and steel reinforced grout (SRG) composites. *Internet. University, of Missouri-Rolla, 27 p*.
6. **Ziatiuk Yu. Yu. (2016)** Operatsiinist tekhnolohii vykonannia robit pry pidsylenni doslidnykh zalizobetonnykh zrazkiv (materialamy firmy SIKA). *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy, 466-475.*
7. **Juliano Fiorelli, & Antonio Alves Dias. (2003)** Analysis of the strength and stiffness of timber beams reinforced with carbon fiber and glass fiber. *Materials Research, Vol.6. (2), 193-202.*
8. **Mascia N. T., Bertoline C. A. A., Baságlia C. D., & Donadon B. F. (2018)** Numerical analysis of glued laminated timber beams reinforced by vectran fibers. *Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 18, (3), p. 359-373.* http://doi.org/10.1590/s1678-6212018000300286
9. **Ümmü K Isleye, Rahim Ghoroubi, Omer Mercimek, Ozgür Anil, & Recep Tugrul. (2021)** Behavior of glulam timber beam strengthened with carbon fiber reinforced polymer strip for flexural loading. *Journal of Reinforced Plastics and Composites, Vol.40 (17-18), - 665-685.* https://doi.org/10.1177/0731684421997924
10. **Kawecki, B., & Sumorek, A. (2022)** Reliability-based numerical analysis of glulam beams reinforced by CFRP plate. *Appl. Sci. 12, 10304.* https://doi.org/10.3390/app122010304
11. **Dániel, H., Habashneh, M. & Rad, M.M. (2022)** Analysis of the strength and stiffness of timber beams reinforced with carbon fiber and glass fiber. *Sci rep 12,* https://doi.org/10.1038/s41598-022-17751-6
12. **Vilela R., Mascia N. T., Donadon B. F., & Soriano J. (2023)** Mechanical performance analysis in bending of glulam beams reinforced with synthetic vectran fibres. *Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 23, (4), p. 289-302.* *http://dx.doi.org/10.1590/s1678-86212023000400704* .
13. **Çankal D., Şakar G., & Çelik H. K. (2023)** A criticism on strengthening glued laminated timber beams with fibre reinforcement polymers, numerical comparisons between different modelling techniques and strengthening configurations. *Revista de la construcción. Journal of construction, 22(3), 661-678.* https://doi.org/10.7764/RDLC.22.3.661 .
14. **Hala Younis, Haider Al Abadi, Vipulkumar Ishvarbhai Patel & Hossam Aboel Naga. (2024)** Finite element analysis of fibre reinforced timber beams under flexural loading. *Australian Journal of Structural Engineering.* https://doi.org/10.1080/13287982.2024.2346955
15. **Qing Chun, Koenraad Van Balen & Jianwu Pan. (2014)** Flexural performance of small fir and pine timber beams strengthened with near-surface mounted carbon-fiber-reinforced polymer (nsm cfrp) plates and rods. *International Journal of Architectural Heritage*, 106-117. https://doi.org/10.1080/15583058.2014.971195
16. **Ianasi, A. C. (2015)** On the role of cfrp reinforcement for wood beams stiffness. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 95.* *https://doi.org/10.1088/1757-899x/95/1/012015*
17. **Karagöz Işleyen, Ü., & Kesik, H. İ. (2021)** Experimental and numerical analysis of compression and bending strength of old wood reinforced with cfrp strips. *Structures, 33, 259–271.* https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.04.070
18. **Śliwa-Wieczorek, K., Ostrowski, K. A., JaskowskA-LemańskA, J., & Karolak, A. (2021)** The influence of cfrp sheets on the load-bearing capacity of the glued laminated timber beams under bending test. *Materials, 14 (14), 4019 .* https://doi.org/10.3390/ma14144019
19. **Wdowiak-Postulak A. (2022)** Strengthening of Structural Flexural Glued Laminated Beams of Ashlar with Cords and Carbon Laminates. *Materials, 15 (23), 8303.* https://doi.org/10.3390/ma15238303
20. **Bashynskyi O. I., Bodnarchuk T.B., & Peleshko M.Z. (2014)** Nesucha zdatnist ta vohnestiikist derevianykh balok armovanykh zovnishnoiu strichkovoiu armaturoiu. *Visnyk lvivskoho derzhavnoho universytetu bezpeky zhyttiediialnosti. № 9. - S. 184-189.*
21. **Surmai M.I. (2015)** Mitsnist ta deformatyvnist doshchatokleienykh balok armovanykh skloplastykovoiu ta bazaltovoiu armaturoiU. *dysertatsiia na zdobuttia naukovoho stupenia kandydata tekhnichnykh nauk. 185 s.*
22. **Homon S., & Polishchuk M. (2019)** Vlashtuvannia kombinovanoho armuvannia balok iz kleienoi derevyny. *Visnyk lvivskoho natsionalnoho ahrarnoho universytetu arkhitektura i silskohospodarske budivnytstvo № 20 . s. 44-49.*

23. **Bula, S., & Pelekh, A. (2023)** Comparing the efficiency of strengthening timber beams reinforced with carbon composite rods and plates. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies,5 (7 (125)), 14–22.* https://doi.org/10.15587/1729-4061.2023.287673

24. **Komar M.A., Komar O.A., Mykhailovskyi D.V. (2022)** Engineering method of calculating laminated timber elements reinforced with composite tapes. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles.* (109), 239-262. https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.239-262

25. **DBN V.2.6-161:2017 (2017)** «Dereviani konstruktsii. Osnovni polozhennia». *Kyiv, "Ukrarkhbudinform", 125 s*

ANALYSIS OF STRESS-STRAIN STATE OF PLATES MADE OF CROSS-LAMINATED TIMBER REINFORCED WITH COMPOSITE TAPES

Denis MYKHAYLOVSKYI,
Mykola KOMAR,
Oleg KOMAR

Summary. In our time, the construction industry is actively developing in various directions. Constructions with large cross-sections are being replaced by counterparts with reduced cross-sections using various types of reinforcement.

Cross-laminated timber (CLT) panels are a massive, multi-layered glued timber construction material. For high-rise building structures and wooden buildings, the use of CLT panels is the primary method for arranging floors and roofs. Layers of timber are glued together under pressure, forming a virtually ready-made panel. The layers of timber lamellas are laid perpendicular to each other, transversely. The outer layers usually have the same orientation, while the internal layers, perpendicular to the outer ones, may consist of cheaper wood to save costs. Most often, softwood is used for the production of such panels as the most affordable.

However, the production of such panels requires significant material costs. Therefore, research in the field of reinforcement of CLT panels to reduce their cross-section is relevant.

Composite materials are leading in structural reinforcement now, as most of them have high resistance to various chemical influences, such as alkalis, acids, chlorides, sulfates, nitrates, and others. This allows them to be used both in industrial and agricultural construction, where there is a significant impact of the external environment on structures reinforced with composite materials, and in residential buildings, without harm to residents.

After analyzing the stress-strain state through modeling in the LIRA CAD software package of CLT panels reinforced with composite strips and comparing them with similar panels without reinforcement, we can conclude that such materials can be excellently combined with cross-laminated timber structures, allowing to increase the load-bearing capacity while reducing their cross-section.

Keywords. Wooden structures; cross-laminated timber; composite materials; composite tapes; stress-strain state; reinforcement.

Стаття надійшла до редакції 17.04.24

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.41-56
УДК624.159

ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ ГЛИБОКИХ КОТЛОВАНІВ ВИСОТНИХ СПОРУД

Володимир КРІПАК[1], Віра КОЛЯКОВА[2], Ганна ШПАКОВА[3]

[1,2,3] Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних сил, Київ, Україна, 03037
[1]kripak.vd@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-6575-5015
[2]koliakova.vm@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0001-6879-8520
[3]shpakova.gv@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0003-2124-0815

Анотація. В умовах сьогодення освоєння підземного простору справедливо можна вважати одним із найважливіших і динамічних напрямків у цивільному та промисловому будівництві на світовому рівні.

В Україні підземне будівництво набуває особливого значення у зв'язку з агресивною війною Росії. Найбільш активно підземні та заглиблені споруди зводять у великих містах та мегаполісах. Основні причини, які обумовлюють необхідність використання підземного простору в містах, включають відсутність вільних територій у межах історично сформованої забудови та вимоги до розвитку міської інфраструктури.

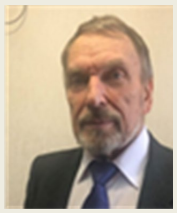
Сьогодні підземний простір використовують не тільки для розміщення інженерних комунікацій і транспортних об'єктів, а й для будівництва громадських комплексів, багатоповерхових підземних гаражів і паркінгів, торгових центрів, а також заглиблених частин житлових і офісних будівель.

Конструктивні рішення для підземних і заглиблених споруд, а також методи їх будівництва залежать від об'ємно-планувальних рішень, призначення, глибини закладення, інженерно-геологічних, кліматичних та сейсмічних умов будівництва, навантажень на поверхню, та близькості інших будівель і споруд.

Сьогодні максимальна глибина котлованів, що проектуються в міських умовах, зазвичай не перевищує 25-30 м, а кількість підземних поверхів складає п'ять-шість.

Зважаючи на зростаючий попит на підземний простір, особливо в густонаселених районах, проектувальники та інженери стикаються з низкою викликів, що потребують інноваційних підходів та сучасних технологій. Це включає використання новітніх методів геотехнічного моделювання, застосування високоякісних матеріалів, що забезпечують довговічність і безпеку конструкцій, та впровадження ефективних систем водовідведення і гідроізоляції.

Особливу увагу слід приділяти питанням безпеки під час будівництва та експлуатації підземних споруд, оскільки вони можуть бути піддані впливу природних і техногенних факторів, таких як підземні води, рух ґрунтів та сейсмічна активність. Важливим аспектом є також забезпечення комфортних умов для людей, які користуються підземними об'єктами, що включає в себе вентиляцію, освітлення та евакуаційні шляхи.



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



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



Ганна ШПАКОВА
професор кафедри будівельних
технологій,
к.т.н., д.е.н., професор.

© В. КРІПАК, В.КОЛЯКОВА, Г.ШПАКОВА, 2024

ISSN 2522-4182

Наукові дослідження та досвід міжнародних проектів демонструють, що правильне використання підземного простору здатне значно підвищити ефективність використання міських територій, сприяти сталому розвитку міст та поліпшенню якості життя їх мешканців. Інвестиції в підземне будівництво стають дедалі більш виправданими з огляду на довгострокові вигоди та необхідність адаптації до умов сучасного урбанізованого середовища.

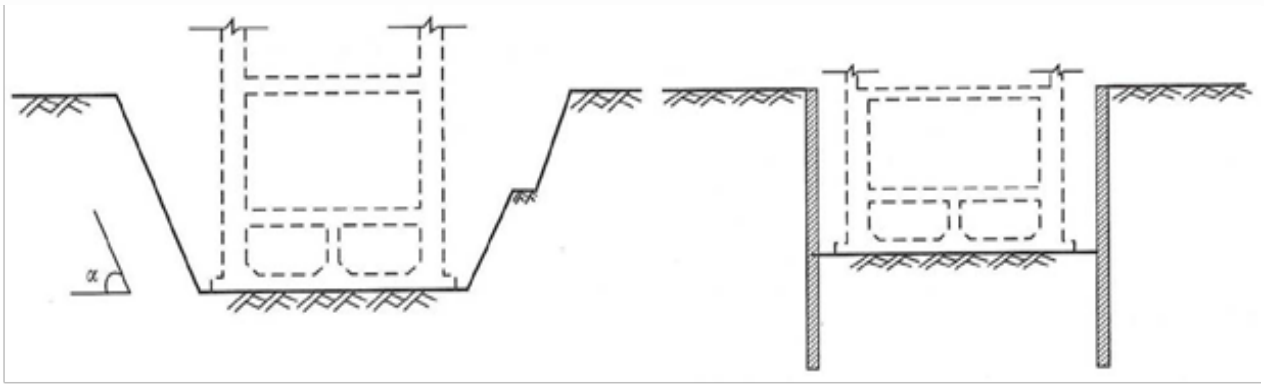
Загалом, підземне будівництво є важливим напрямком, що має значний потенціал для розвитку та вдосконалення у майбутньому, відповідаючи на виклики часу та сприяючи розвитку сучасної інфраструктури.

Ключові слова. Котлован; підземний простір; спускний колодязь; грунтовий анкер; бурові палі; технологія «top-down»; розпірна ферма.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Переважна більшість підземних і заглиблених міських цивільних об'єктів, компактних в плані, а також лінійних споруд невеликої глибини влаштовують відкритим або напівзакритим способом в котлованах. При цьому щорічний обсяг таких проєктів підземного будівництва Україні і за кордоном неухильно зростає, а також збільшуються масштаби будівельних проєктів.

Зведення підземних споруд відкритим способом може здійснюватися як в котловані без кріплення, сторони яких утворені під кутом природного ухилу грунту, так і в котлованах, що підтримуються огороджувальними конструкціями (рис. 1).



а *б*

Рис. 1. Схема будівництва в котловані:
а - з ухилами;
б - з огорожею.

Fig. 1. Construction scheme in an excavation pit:
a - with slopes;
b - with enclosure.

Будівництво котлованів в схилах є найпростішим і, як правило, економічним рішенням, але застосування цього методу зустрічає безліч обмежень, особливо в умовах обмеженої міської забудови. Обмеженням, перш за все, є необхідна глибина котловану. Зі збільшенням глибини закладення необхідно робити більш пологі ухили, займана площа і обсяг вийнятого з котловану грунту значно збільшуються, що робить цей спосіб недоцільним або неможливим через обмеженість ділянки. Грунтові води значно ускладнюють застосування цього методу, так як виникає необхідність використання будівельного зневоднення. Тому котловани в схилах зазвичай влаштовують в місцях при відсутності забудови та з глибоким рівнем грунтових вод.

Ще однією технологією зведення підземних споруд в котловані є спорудження спускного колодязя. Цей спосіб будівництва має на увазі спорудження колодязя на поверхні або в піонерному котлованії, відкритому зверху і знизу. Стінки в нижній частині колодязя оснащуються ріжучою кромкою - ножем. При виїмці грунту всередині колодязя конструкція занурюється в землю під власною вагою або додатковим навантаженням.

У міру занурення стінки колодязя можна нарощувати. Після того, як колодязь занурений на проєктну глибину, влаштовують дно, гідроізоляцію і роблять конструкції всередині колодязя. Як правило, колодязі проектують круглої форми в плані (рис. 2), хоча можлива і інша їх форма.

Конструкція опускних колодязів виконується з монолітного, збірного або збірного монолітного залізобетону. Діаметр може варіюватися від декількох метрів до декількох десятків метрів. Найбільша споруда в світі, побудована методом опускного колодязя, - має діаметр 66 м і глибину занурення 70 м.



Рис. 2. Проходка збірно- монолітного опускного колодязя.
Fig. 2. Passage of a prefabricated monolithic well.

У міських умовах поблизу будівель такий спосіб в даний час зустрічається вкрай рідко у зв'язку з можливістю розвитку просадок існуючих будівель при зустрічі великих включень в грунтах в процесі роботи, наявності слабких і водонасичених грунтів.

Зведення підземних споруд в міських умовах, коли будівельний майданчик тісний і обмежений будівлями і спорудами, підземними комунікаціями, дорогами і об'єктами благоустрою, повинно проводитися не тільки з урахуванням вимог будівельних норм і правил надійності споруджуваних об'єктів, але і з урахуванням вимог щодо мінімізації впливу на існуючі будівлі і геологічне середовище. В умовах обмеженого простору в переважній більшості випадків котловани проєктуються із застосуванням огороджувальних конструкцій, що дозволяють досягти ~~поставлених цілей~~ встановленої мети.

Найпростішою у виконанні і, відповідно, економічною є конструкція огорожі котловану, влаштована з вертикальних сталевих елементів, занурених в землю по контуру котловану. По мірі виїмки грунту в котловані між металевими елементами встановлюється огорожа з дерев'яних дошок або сталевого листа, що запобігає потраплянню грунту в яму.

Як правило, в якості несучих сталевих елементів використовуються труби або двотаврові балки (рис. 3), які занурюються в пробурені свердловини-лідери або задавлюються.

Цей вид огорожі не є водонепроникним, тому якщо він використовується в водонасичених грунтах, потрібно водопониження. У порівнянні з іншими типами огорожі котлованів конструкція із забіркою і більш деформується і менш міцна.



Рис. 3. Огородження котловану зі стальних елементів з забіркою.
Fig. 3. Fencing of the pit from steel elements with a fence.

Як правило, спектр його застосування обмежується глибиною котловану до 10 м, його застосування не рекомендується при наявності водонасичених структурно нестійких грунтів в основі.

Найпростішою у виконанні і, відповідно, економічною є конструкція огорожі котловану, влаштована з вертикальних сталевих елементів, занурених в землю по контуру котловану. По мірі виїмки грунту в котловані між металевими елементами встановлюється огорожа з дерев'яних дощок або сталевого листа, що запобігає потраплянню грунту в яму.

Як правило, в якості несучих сталевих елементів використовуються труби або двотаврові балки (рис. 4), які занурюються в пробурені свердловини-лідери або задавлюються. Цей вид огорожі не є водонепроникним, тому якщо він використовується в водонасичених грунтах, потрібно водопонижения.

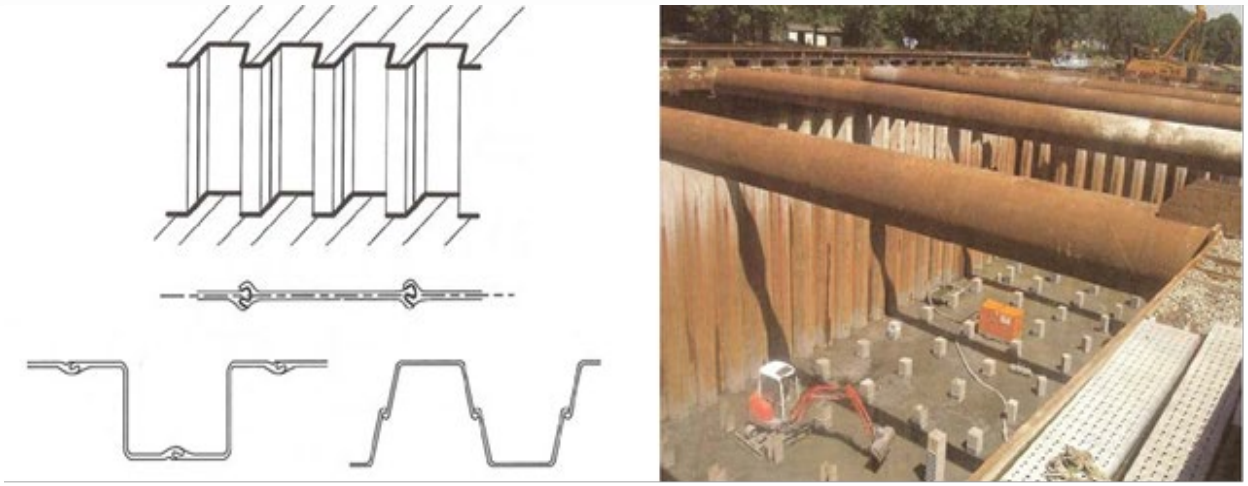


Рис. 4. Шпунтове огородження котловану.
Fig. 4. Sheet pile fencing of the pit.

У порівнянні з іншими типами огорожі котлованів конструкція із забіркою і більш деформується і менш міцна. Як правило, спектр його застосування обмежується глибиною котловану до 10 м, його застосування не рекомендується при наявності водонасичених структурно нестійких грунтів в основі.

В ідеальному випадку котлован повинен поєднувати в собі наступні основні функції:

сприймати бічний тиск грунту, бути непроникною завісою і сприймати гідростатичний тиск грунтових вод, при необхідності сприймати вертикальні навантаження, мінімізувати вплив котловану на навколишні будівлі. Сукупності всіх цих функцій найбільш повно відповідають конструкції, влаштовані методом «стіна в грунті». Зведення огорож котлованів і фундаментів будівель методом «стіна в грунті» передбачає спорудження вузької траншеї необхідної глибини в землі за допомогою спеціальної техніки, стійкість стін якої забезпечується спеціальними розчинами з бентонітових глин.

Після того як виїмка захватки доведена до проектного рівня, в неї занурюють просторовий арматурний каркас. Далі в траншею занурюється труба, в яку подається бетонна суміш, що витісняє на поверхню бентонітовий розчин, що перебував в захватці.

Таким чином, бетонування здійснюється знизу до гори в процесі підйому бетонолитної труби.

Послідовність робіт по влаштуванню «стіна в землі» показана на рис. 5

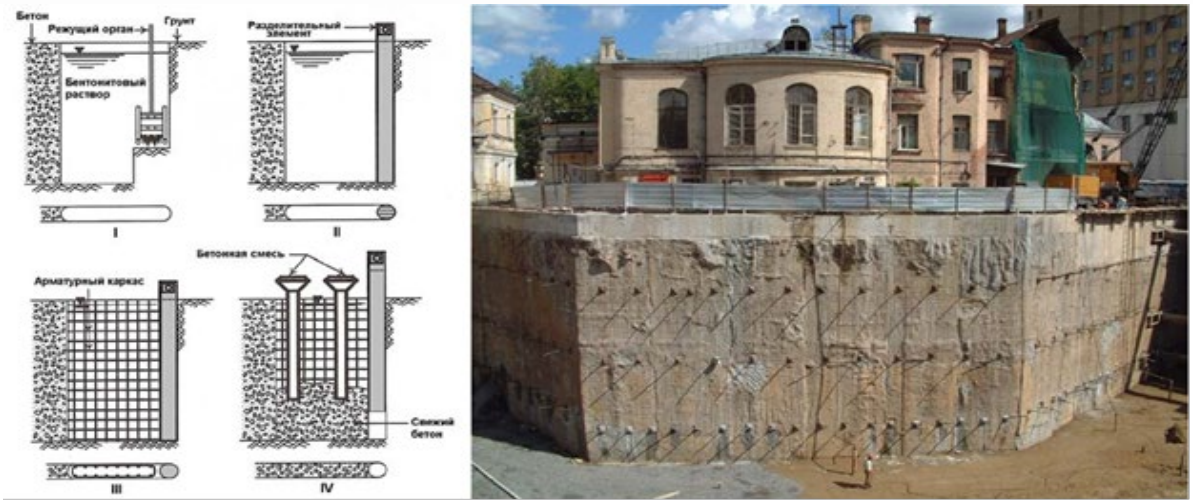


Рис. 5. Послідовність влаштування «стіни в грунті». Приклад влаштування монолітної «стіни в грунті».

Fig. 5. The sequence of installation of the "wall in the ground". An example of a monolithic "wall in the ground".

Крім описаної технології влаштування монолітних залізобетонних «стін в землі», використовують також збірні і збірні монолітні стіни, для зведення яких в траншею занурюють елементи заводського виготовлення. При будівництві підземних споруд широко використовують збірні монолітні «стіни в грунті» з листовою арматурою. Ці конструкції складаються з несучих залізобетонних блоків заводського виготовлення з циліндричними бічними поверхнями, оснащених листовою арматурою з боку підземної споруди, і монолітних неармованих ділянок між ними. В даний час розробляються збірні «стіни в землі» з попередньо напруженою арматурою.

В сучасних умовах «стіна в грунті» є найбільш універсальною конструкцією, яка використовується в підземному будівництві для огорожі котлованів і захисту від грунтових вод. Устаткування провідних світових виробників здатне виготовляти стінки траншей глибиною до 70 м і шириною від 400 до 1200 мм Влаштування траншейних «стін в грунті» в міських умовах все ж має ряд обмежень, пов'язаних в першу чергу з можливістю виходу бентонітового розчину в порожнини в техногенних відкладеннях і макропористих грунтах.

Небезпечно також проникнення глиняної суспензії в інженерні комунікації в безпосередній близькості від них. Недоліком «стіни в грунті» є її висока вартість.

При складній формі конфігурації підземної споруди в плані все більш широке застосування набуває зведення огорож котлованів з буронабивних паль. Якщо рівень грунтових вод розташований нижче дна котловану або передбачається будівельне водопониження, конструкцію, що огороджує котлован, можна виконати з окремо стоячих або дотичних буронабивних паль.

Для монтажу тіла палі використовуються різні технології, найпоширеніша з яких - буріння грунту під захистом інвентарної обсадної труби, бетонування свердловини за допомогою піднятої бетонно-литої труби, занурення арматурного каркаса в «свіжий» бетон.

Для зведення огорож котлованів, як правило, використовують сікучі палі діаметром від 0,6 до 1,2 м, при відсутності грунтових вод застосовують окремі палі менших діаметрів. Досить висока міцність і жорсткість паль дозволяє розробляти під їх захист котловани глибиною до 20-25 м.

До недоліків таких підпірних стінок можна віднести гіршу гідроізоляцію, ніж траншейні «стіни в грунті», а також досить високу вартість. При неякісному виконанні паль в нестійких водонасичених грунтах можливі прориви грунтової маси в котлован через дефектні стики.

В останні роки при будівництві котлованів все частіше стала застосовуватися струменева технологія **(jet-grouting)**. Суть цієї технології полягає в змішуванні грунту з цементним розчином або в повній заміні грунту розчином за допомогою струменя високого тиску. Для цього в свердловини-лідери малого діаметра занурюють гідромонітор з боковим соплом для створення струменя води під високим тиском і торцевим отвором для подачі твердіючого наповнювача. При підйомі бурової штанги включається обертовий гідромонітор, який здійснює розмивання грунту в свердловині під тиском до50 МПа і одночасну подачу цементного розчину. В результаті в грунті утворюється стовп із грунтоцементу діаметром 0,8-1,5 м. (рис.6).

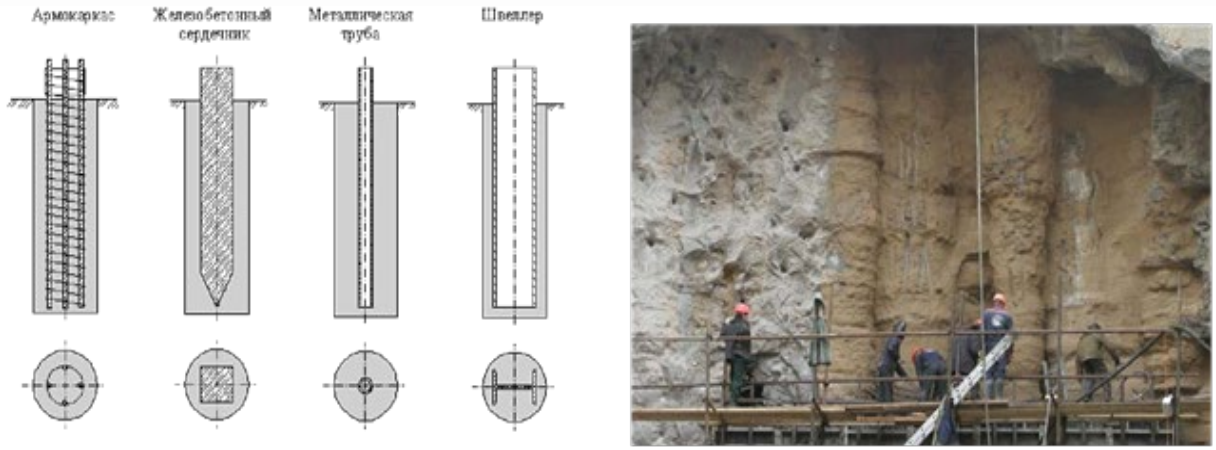


Рис. 6. Огородження котлованів, виконане з використанням струменевої технології.
Fig. 6. Fencing of pits made using jet technology.

Багаторядні струменеві палі також використовуються для зміцнення фундаментів будівель, розташованих на краю котлованів, разом зі створенням масивних підпірних стінок. Приклад такого технічного рішення огорожі котловану, реалізованого на практиці, наведено на рис. 7.

Сучасні технології надають проектувальникам і будівельникам широкий спектр методів влаштування огороджувальних конструкцій котлованів. Кожен з них, має свій ряд переваг і недоліків.

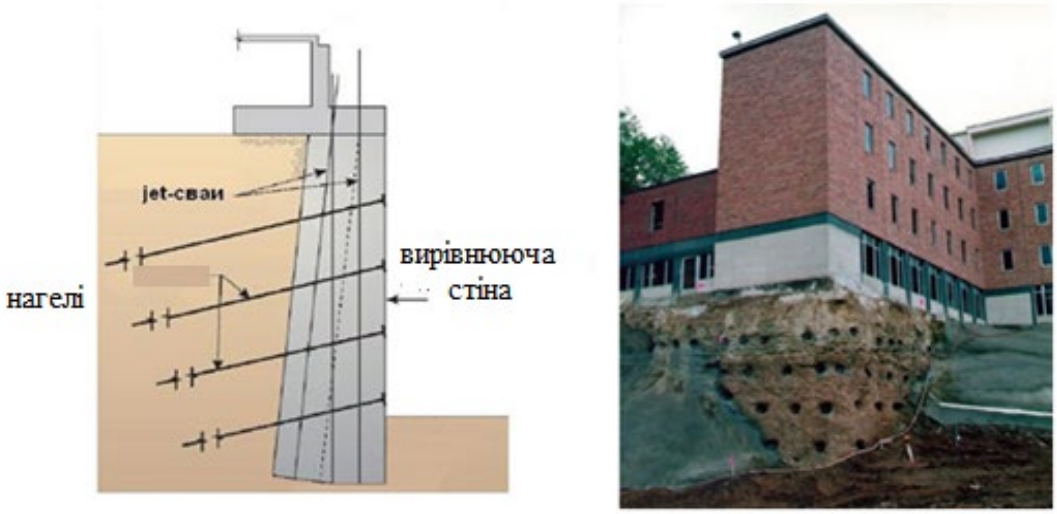


Рис. 7 Огородження котловану, обєднане з функцією підсилення фундаментів.
Fig. 7. Fencing of the pit, combined with the function of strengthening the foundations.

Ефективність використання того чи іншого виду огорожі визначається грунтово-гідрогеологічними умовами, глибиною і розмірами котловану, наявністю навколишніх будівель, споруд і комунікацій. Порівняння узагальнених техніко-економічних показників розглянутих типів огороджувальних конструкцій котлованів представлено на рис. 8.

Тип огорожі	Грунтові умови				Водопроникність	Міцність та жорсткість	Шум та вібрація	Вплив на навколишню забудову	Можлива глибина котловану	Швидкість будівництва	Можливість сприймати навантаження від будівлі	Економічність
	Слабкий грунт	Вологі піски	Водонасичені піски	Гравелисті та скальні грунти								
Огородження з металевих елементів із забіркою												
Шпунтове огородження												
Стіна в грунті												
Огородження з паль												
Огородження з використанням струминної або змішувальної технології												

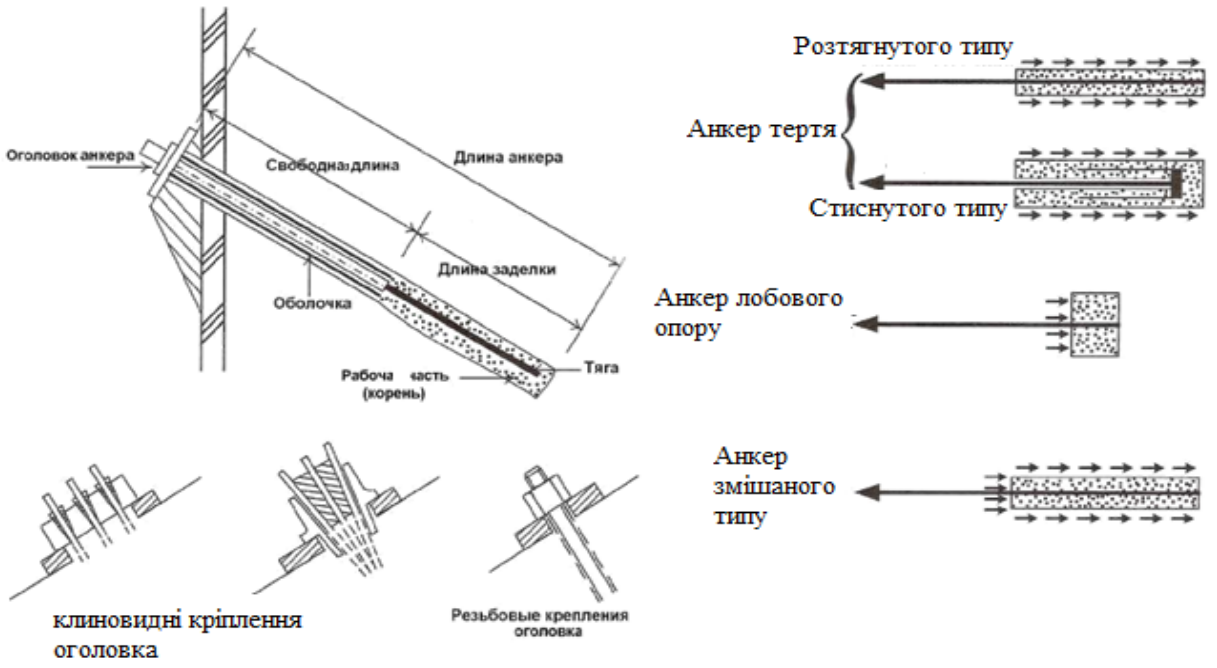
Добре Задовільно Погано

Рис. 8. Техніко-економічні показники різних типів огородження котлованів.
Fig. 8. Technical and economic indicators of various types of pit enclosures.

Консольні огорожі котлованів працюють в несприятливих умовах, так як їх стійкість забезпечується тільки закладенням нижнього кінця стіни в грунт. У таких конструкціях при гіперболічній залежності від глибини котловану збільшуються значення внутрішніх сил і горизонтальних переміщень. У міських умовах консольні підпірні стінки використовуються при глибині котловану, як правило, не перевищує 5 м.

СУЧАСНІ МЕТОДИ І ТЕХНОЛОГІЇ КРІПЛЕННЯ ОГОРОЖ КОТЛОВАНІВ.

Найкращим з точки зору зручності виїмки грунту і організації робіт в котловані є кріплення огороджувальної конструкції грунтовими анкерами. Анкери - це пристрої, що дозволяють передавати тягове зусилля на грунтову масу. За способом побудови анкери поділяються на свердлильні, гвинтові, подрібнені, забивні та комбіновані. У більшості випадків бурові анкери використовуються для кріплення огорож котловану в міських умовах. Конструкція бурового нагнітального ґрунтового анкера показана на рис. 9.а і складається з головки, стрижня в оболонці і робочої частини, затиснутої в землі. Штанга передає тягове зусилля від головки, закріпленої на внутрішній стороні огорожі котловану, на робочу частину (корінь) якоря, що запобігає протягування. За способом опору висмикуванню їх конструкції класифікуються на фрикційні анкери, анкери з опором і анкери змішаного типу (рис. 9.б). За конструкцією анкерного стрижня розрізняють штокові, багатожильні і трубчасті анкери. Як правило, анкери піддаються попередньому натягу, що дозволяє зменшити горизонтальні переміщення огорожі котловану і згинальні моменти в ній.



а *б*

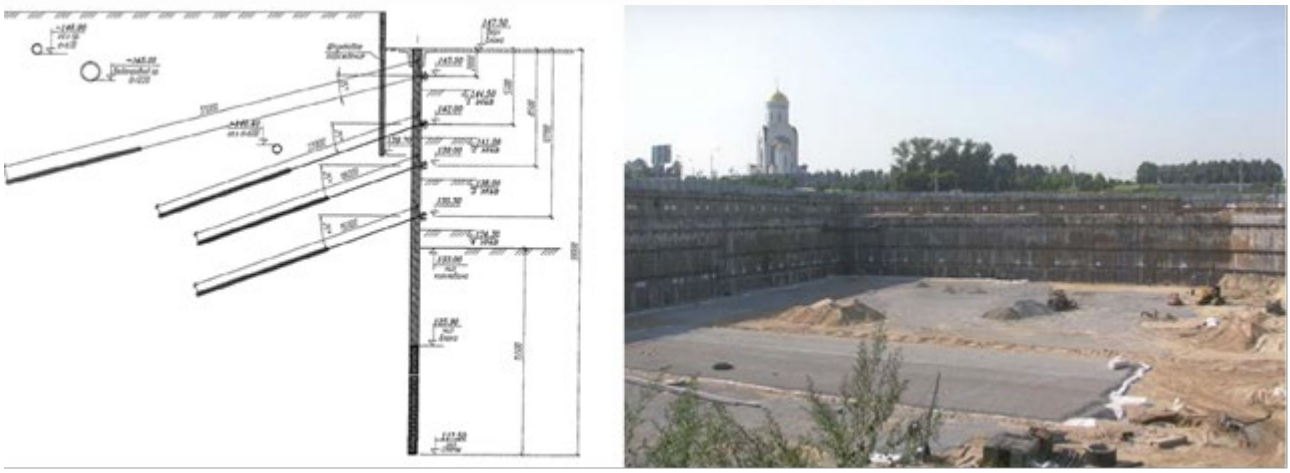
Рис. 9. Конструкції анкерів:
а- ін'єкційного грунтового анкера;
б - типи анкерів.

Fig. 9. Anchor structures:
a- injection soil anchor;
b - types of anchors.

Сила тяги, яка може бути передана на якір, визначається несучою здатністю якоря по грунту, а також міцністю самої конструкції анкерного стрижня. У слабких ґрунтах збільшити несучу здатність якоря на ґрунті можна за рахунок збільшення довжини анкерного кореня або його діаметра, застосування багаторазових ін'єкцій та вибору правильної технології ін'єкції. Несуча здатність ґрунтових анкерів повинна бути підтверджена пробними випробуваннями. Значення сил, що сприймаються на практиці одиничним якорем в дисперсних грунтах, як правило, знаходяться в межах від 0,1 до 0,5 МН, а в напівскельних і скельних - до 1 МН. Анкери встановлюються по периметру котловану з горизонтальним кроком, зазвичай 0,8-2,5 м при куті нахилу до горизонту до 30-40 м. Для більш рівномірної передачі зусиль від анкерів до огорожі котловану влаштовують розподільні пояси.

У глибоких котлованах і анкери встановлюються в кілька ярусів по висоті. Чим глибше котлован, тим більша кількість ярусів потрібна, і тим менше відстань між анкерами. Коріння анкерів повинні розташовуватися за межами трикутної призми активного тиску ґрунту на підпірну конструкцію, тому довжина анкерів в нижніх ярусах зазвичай коротше, ніж у верхніх.

За часом експлуатації ґрунтові анкери поділяються на тимчасові та постійні. Термін служби тимчасових анкерів не повинен перевищувати двох років, їх використовують тільки на етапі виїмки котловану. Постійні анкери є невід'ємною частиною конструкції заглибленої споруди протягом усього терміну її служби. Для постійних анкерів повинна бути передбачена антикорозійний захист.



а *б*

Рис. 10. Схема анкерного кріплення (а) і приклад виготовленого котловану із кріплення стін анкерами.

Fig. 10. Scheme of anchor fastening (a) and an example of a prepared pit from fastening walls with anchors.

Крім того, в даний час в практиці зведення котлованів використовується тимчасова розпірна система з металевих елементів для кріплення огорож котлованів (рис. 12). В якості розпірок зазвичай використовуються сталеві труби або сортовий прокат. У глибоких котлованах розпірні системи встановлюються в кілька ярусів. Висоти установки ярусів стійок вибираються з статичного розрахунку конструкції з урахуванням зручності їх подальшого демонтажу. Для цього розпірки розташовуються трохи вище постійних перекриттів в підземній частині проектованої конструкції. Крок установки розпірних елементів в плані, як правило, знаходиться в діапазоні від 4 до 8 м. Оскільки розпірки передають на огорожу значні зосереджені навантаження, монтаж металевих або залізобетонних розподільних поясів на рівні

установки розпірок є обов'язковим. При необхідності установки розпірок більше 20 м зазвичай роблять тимчасові проміжні опори-стійки, які зменшують вільну довжину стійок.

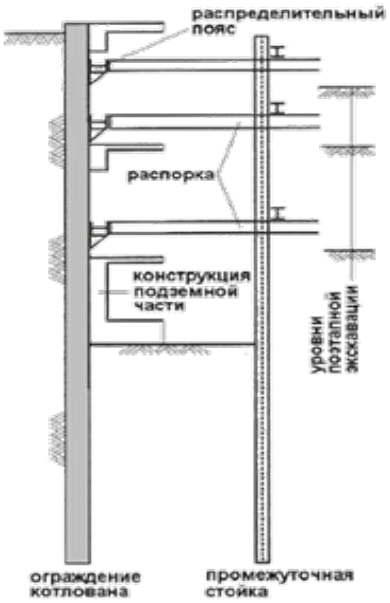


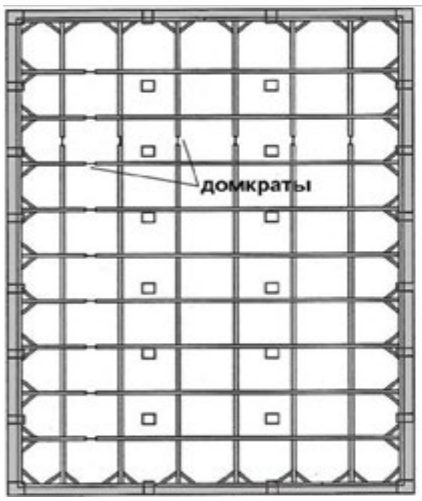


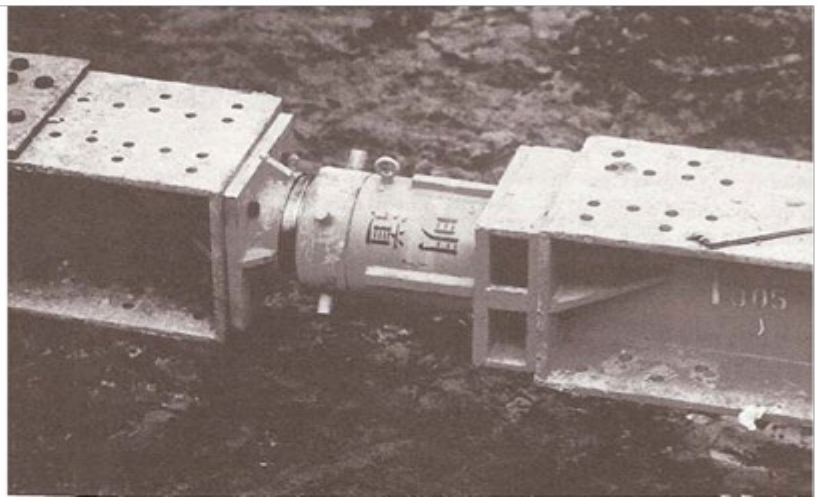
Рис. 11. Багатоярусне розташування кріплення котловану.
Fig. 11. Multi-tiered location of pit fastening.

Ще одне нововведення, яке отримало широке поширення за кордоном - розпірні системи у вигляді ферм (рис.12).

Конструкції горизонтальних залізобетонних ферм з проміжними стійками використовуються) для виїмки котлованів значних розмірів у плані.

Після завершення котловану такі конструкції можна включати в ребристі перекриття підземних поверхів споруди.





а *б*

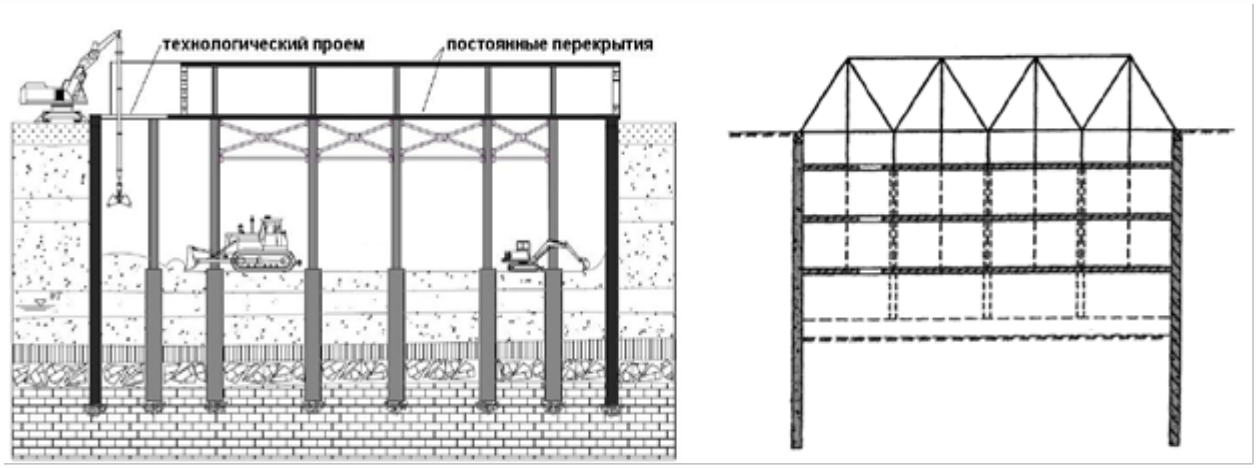
Рис. 12. Розпірне кріплення із інвентарних елементів (а) і конструкція напружуючого домкрату (б).
Fig. 12. Spacer fastening from inventory elements (a) and construction of tension jack (b).

На практиці також часто використовуються різні комбіновані утримуючі системи для огорожі котлованів, які включають в себе як анкерні, так і розпірні елементи кріплення. Для котлованів складної і неправильної конфігурації в плані застосовують комбінацію цих видів кріплення в різних частинах периметра (рис. 13). На ділянках звуження котловану або кутових ділянках раціональніше використовувати розпірні системи, в той час як в місцях максимальної ширини котловану перевага віддається анкерної опори. Комбінації анкерів і підкосів по висоті огорожі виникають, коли нижній ярус кріплення потрібно розташувати нижче рівня грунтових вод і при цьому забезпечити гідроізоляцію підпірної конструкції.



Рис. 13. Комбіновані утримуючі системи.
Fig. 13. Combined holding systems

Будівництво підземних і заглиблених споруд в обмежених міських умовах часто здійснюється за допомогою напівзакритого способу виїмки грунту за технологією «зверху-вниз», що дозволяє мінімізувати вплив будівництва на природний напружено-деформований стан ґрунтової маси. Цей спосіб має на увазі установку тимчасових або постійних опор всередині контуру споруди з поверхні грунту або з проміжних відміток в котлован, що підтримують перекриття підземної частини будівлі, забетонованої на грунті і сприймає тиск від огорожі котловану. Виїмка грунту в котловані здійснюється з-під перекриттів через технологічні отвори (рис. 14.а).



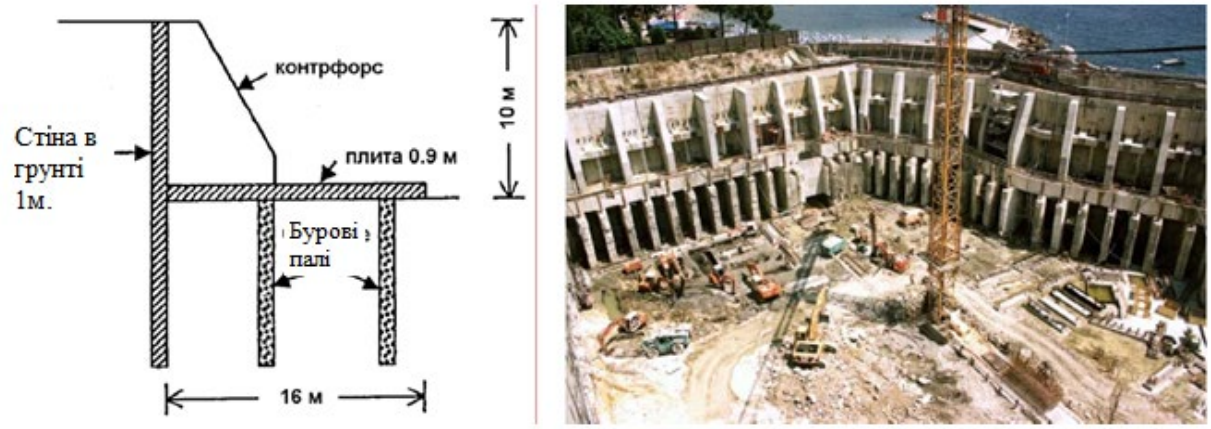
а *б*

Рис. 14. Будівництво підземного простору по технології «top-down».
Fig. 14. Construction of underground space using "top-down" technology.

Міжповерхові перекриття бетонуються послідовно в міру видалення грунту. У разі використання тимчасових опор, що підтримують перекриття, їх демонтують після зведення фундаментної плити і постійних колон або несучих стін, забетонованих знизу вгору (рис. 14.б)

В якості огорожі котловану при будівництві за технологією «зверху-вниз» зазвичай використовується «стіна в грунті», яка здатна поглинати вертикальні навантаження від ваги підземних поверхів.

Ще одним яскравим прикладом застосування додаткових заходів у світовій практиці є влаштування так званих Т-образних підпірних стінок, або огорож з контрфорсами. Такі конструкції використовуються на значних глибинах і площах котлованів. Контрфорси можуть влаштовуватися як методом «стіни в грунті», так і з монолітного залізобетону в піонерному котловані. Прикладом застосування останньої технології є будівництво культурного комплексу в Сінгапурі (рис. 15.б). Конструктивна схема огородження котловану комплексу показана на рис. 15.а. Котлован мав глибину 10 м і ширину понад 180 м. Будівництво підземної частини почалося з монтажу «шламової стіни» по периметру і тимчасового шпунтового паркану на відстані 17 м від нього всередині контуру споруди. Перед початком земляних робіт з поверхні між стіною і шпунтовими палями були зроблені бурові палі, забетоновані до рівня дна котловану. Далі була проведена розробка піонерного котловану між постійною і тимчасовою стінами під захистом двох ярусів підкосів. Після завершення земляних робіт була встановлена фундаментна плита і контрфорси, що дозволило додатково утримувати тиск грунту без допомоги додаткового кріплення «стіни в грунті». Роботи завершилися демонтажем стіни з тимчасової шпунтової палі та виїмкою основного котловану.



а *б*

Рис. 15. Влаштування огороджувальних конструкцій котлованів з контрфорсами.
а Конструктивна схема огорожі підпірними стінками з контрфосами
б Зведення культурного комплексу в Сінгапурі з використанням стін з контрфосами

Fig. 15. Installation of enclosure structures of pits with buttresses.
a Structural scheme of the fence with retaining walls with counterfosses
b Construction of a cultural complex in Singapore using walls with buttresses

При проектуванні підземних споруд, які зводяться в огороджених котлованах необхідно виконувати вимоги нормативних документів [1, 2]. Відповідно до розділу 9 [2] розрахунки повинні передбачати визначення: несучої здатності основи, стійкості споруди і окремих її елементів; стійкості схилів, що примикають до споруди, укосів, бортів котлованів; стійкості огороджувальних конструкцій; внутрішніх зусиль в огороджувальних, розпірних, анкерних і фундаментних конструкціях; деформацій системи «основа-підземна споруда».

Розрахунки системи «основа- підземна споруда» слід виконувати шляхом числового моделювання їх взаємодії.

Для підземних і заглиблених споруд, у яких є горизонтальні навантаження з внутрішнього боку і можливий реактивний опір основи, тиск на огороджувальні конструкції слід визначати з врахуванням дій активного тиску та реактивного опору основи.

Згідно з [2] при проектуванні підземних споруд значних та середніх наслідків (СС3) та (СС2) необхідно передбачати проведення науково-технічного супроводу, а також інженерні заходи з екологічної безпеки

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Враховуючи тенденції розвитку висотного будівництва і реалії сьогодення, сучасні висотні будинки повинні мати достатню кількість підземних поверхів для розташування інженерного обладнання, паркінгів, підземних сховищ і укрить.

Можливості сучасних технологій і обладнання надають інженерам і будівельникам величезний вибір доступних методів зведення підземних і заглиблених споруд. Широкий спектр технічних рішень по установці котлованів і варіантів їх кріплення охоплює практично весь спектр інженерних, геологічних і гідрогеологічних умов, необхідних глибин і планованих розмірів конструкцій. Вибір конструктивної схеми підземної споруди, типу огорожі котловану, способу його кріплення і технологічної послідовності робіт в котловані повинні бути продумані і взаємно пов'язані. У складних умовах цей вибір слід робити, як правило, на основі техніко-економічного порівняння варіантів. Приоритетним напрямком вважаємо будівництво з використанням технологій «top-down».

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. **Самедов А.М.** Розрахунок та проєктування підземних споруд мілкого закладання.-*К.: НТУУ КПІ, 2013.-852 с.*
4. **Самедов А.М.** Розрахунок та проєктування геотехнічних інженерних споруд.-*К.: НТУУ КПІ, 2013.-883 с.*
5. **Li, Q, Liu, W., Liu, L., Li, Y., Cui, P.** Numerical Simulation of the Influence of a Deep Foundation Pit Adjacent to a Utility Tunnel: Case Study *Practice Periodical on Structural Design and Construction Том 29, Выпуск 31 August 2024 Номер статьи 05024005* DOI: 10.1061/PPSCFX.SCENG-1395
6. **Zhang, Y., Yang, S., Sang, S., ...Hao, Z., Bai, X.** (2024) Mechanical characteristics and application of cement-soil wrapped pile support structures for soil-rock combination pit in coastal area. *Ocean Engineering, 301, 117491* DOI 10.1016/j.oceaneng.2024.117491
7. *7.***Qiao, Y., Xie, F., Bai, Z., Lu, J., Ding, W..** (2024) Deformation characteristics of ultra-deep circular shaft in soft soil: A case study. *Underground Space (new), 16, p.239–260* DOI:10.1016/j.undsp.2023.09.0064.
8. **Xu, Q., Xie, J., Lu, L., ...Wu, C., Meng, Q.** (2024)Numerical and theoretical analysis on soil arching effect of prefabricated piles as deep foundation pit supports. *Underground Space (new), 16, p.314–330* DOI 10.1016/j.undsp.2023.09.011
9. **Li, Q., Cheng, F., Zhang, X.** (2024|) Numerical Simulation and Deformation Prediction of Deep Pit Based on PSO-BP Neural Network Inversion of Soil Parameters. *Sensors , 24(10), 2959* DOI:10.3390/s24102959
10. **Zhang, J., Qiao, G., Feng, T., Zhao, Y., Zhang, C.** (2022) Dynamic back analysis of soil deformation during the construction of deep cantilever foundation pits. *Scientific Reports, 12 (1), art. no. 13112.* DOI: 10.1038/s41598-022-17513-4
11. **Wang, Y., Pan, X., Xu, H., ...He, L., Zhang, W.** (2024) Characteristics analysis for high-rise buildings during top-down construction *Journal of Civil Engineering and Management, 30(4), p. 326–342* 10.3846/jcem.2024.20818
12. **Tan, Y., Wang, D.** Characteristics of a large-scale deep foundation pit excavated by the central-island technique in shanghai soft clay. II: Top-Down construction of the peripheral rectangular pit. *(2013) Journal of Geotechnical and*

Geoenvironmental Engineering, 139 (11), pp. 1894-1910.
doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000929

13. **Tan, Y., Wang, D.** (2013) Characteristics of a large-scale deep foundation pit excavated by the central-island technique in shanghai soft clay. I: Bottom-up construction of the central cylindrical shaft. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139 (11), pp. 1875-1893. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000928
14. **Винников, Ю., & Акопян, М**. *(2023).* Практика влаштування більш глибокого котловану за рівень підошви фундаментів навколишніх будівель. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations, (46), 28–37. https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.28-37*
15. **Бондарева, Л., & Хоронжевський, М.** *(2022).* Оцінка впливу процесу влаштування огороджувальних конструкцій котловану на оточуючу забудову. *Основи та Фундаменти / Bases and Foundations, (45), 22–32. https://doi.org/10.32347/0475-1132.45.2022.22-32*
16. **Кравчуновська Т. С.** Комплексна реконструкція житлової забудови: організаційно-технологічні аспекти *: монографія / Т. С. Кравчуновська. – Дніпропетровськ : Наука і освіта, 2010. – 230 с.*
17. **Поколенко В. О., Лагутін Г. В., Тугай О. А., Куліков П. М.** Новітні інформаційно-аналітичні моделі управління підготовкою будівництва на засадах девелопменту */ В. О. Поколенко, Г. В. Лагутін, О. А. Тугай, П. М. Куліков, Н. О. Борисова, Д. О. Приходько, Ю. А. Чуприна, В. А. Скакун // Управління розвитком складних систем : зб. наук. пр. / Київ. нац. ун-т буд-ва і архітектури. – 2010. – Вип. 1. – С. 39-42. – Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Urss_2010_1_9.*
18. **Sidney L.** Project management in construction */ L. Sidney. – 6th Edition. – NewYork :McGraw-Hill, 2006. – 402 p.*
19. **Кріпак В.Д.** Реконструкція будівель з використанням зовнішнього та внутрішньо-го металевих каркасів./ *Кріпак В.Д., Дробаха О.К. //Сборник трудов XIII Международной научной конференции Современ-ные достижения в науке и образова-нии. 6-13 сентября 2018 г. Нетания, Израиль.- 174-177 с.*
20. **Кріпак В.Д.** Реконструкція будівель з використанням зовнішнього та внутріш-нього металевого каркасів. */Кріпак В.Д., Дробаха О.К. // II Науково –практична конференція «Будівлі та споруди спеціа-льного призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, КНУБА, 24-25 травня 2018 р.), С. 93-96.*
21. **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.*
22. **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*
23. **Кріпак В.,** Особливості розрахунку і проектування фундаментної системи «З/б плита-грунтова основа-палі»/ *Кріпак В., Бакур Хасіб. // Праці Міжнародної юві-лейної конференції з питань надійності будівельних констр. Полтава, 1997.*
24. **Михайловська О.В., Олексієнко О.Б.** Закріплення стінок захисних споруд із застосуванням грунтоцементних елементів. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2019 Вип № 75, С. 44 – 55.* DOI: 10.31650/2415-377X-2019-75-44-52

REFERENCES

1. **Osnovy ta fundamenty sporud. Zmina №1:** DBN V.2.1–10–2009. – [Chynnyi vid 2011–07–01]. *– K.: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 55 s. – (Budivelni normy Ukrainy).*
2. **Osnovy i fundamenty budivel ta sporud**. DBN V.2.1–10:2018. – [Chynnyi vid 2019–01–01]. *– K.: Minrehionbud Ukrainy, 2018. – 35 s. – (Budivelni normy Ukrainy).*
3. **Samedov A.M**. Rozrakhunok ta proiektuvan-nia pidzemnykh sporud milkoho zakladannia.*-K.: NTUU KPI, 2013.-852 s.*
4. **Samedov A.M.** Rozrakhunok ta proiektuvannia heotekhnichnykh inzhenernykh sporud.*-K.: NTUU KPI, 2013.-883 s.*
5. **Li, Q, Liu, W., Liu, L., Li, Y., Cui, P.** (2024) Numerical Simulation of the Influence of a Deep Foundation Pit Adjacent to a Utility Tunnel: Case *Study Practice Periodical on Structural Design and Construction Том 29, Выпуск 31 August 2024 Номер статьи 05024005* DOI: 10.1061/PPSCFX.SCENG-1395

6. **Zhang, Y., Yang, S., Sang, S., ...Hao, Z., Bai, X.** (2024) Mechanical characteris-tics and application of cement-soil wrapped pile support structures for soil-rock combination pit in coastal area. *Ocean Engineer-ing, 301, 117491* DOI 10.1016/j.oceaneng.2024.117491
7. **Qiao, Y., Xie, F., Bai, Z., Lu, J., Ding, W.**. (2024) Deformation characteristics of ultra-deep circular shaft in soft soil: A case study. *Underground Space (new), 16, p.239–260* DOI:10.1016/j.undsp.2023.09.0064.
8. **Xu, Q., Xie, J., Lu, L., ...Wu, C., Meng, Q.** (2024) Numerical and theoretical analysis on soil arching effect of prefabricated piles as deep foundation pit supports. *Underground Space (new), 16, p.314–330* DOI 10.1016/j.undsp.2023.09.011
9. **Li, Q., Cheng, F., Zhang, X.** (2024|) Numer-ical Simulation and Deformation Prediction of Deep Pit Based on PSO-BP *Neural Net-work Inversion of Soil Parameters. Sensors , 24(10), 2959* DOI:10.3390/s24102959
10. **Zhang, J., Qiao, G., Feng, T., Zhao, Y., Zhang, C.** (2022) Dynamic back analysis of soil deformation during the construction of deep cantilever foundation pits. *Scientific Reports, 12 (1), art. no. 13112.* DOI: 10.1038/s41598-022-17513-4
11. **Wang, Y., Pan, X., Xu, H., ...He, L., Zhang, W.** (2024) Characteristics analysis for high-rise buildings during top-down construction J*ournal of Civil Engineering and Management, 30(4), p. 326–342* 10.3846/jcem.2024.20818
12. **Tan, Y., Wang, D.** (2013) Characteristics of a large-scale deep foundation pit excavated by the central-island technique in shanghai soft clay. II: Top-Down construction of the peripheral rectangular pit. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139 (11), pp. 1894-1910.* doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000929
13. **Tan, Y., Wang, D.** (2013) Characteristics of a large-scale deep foundation pit excavated by the central-island technique in shanghai soft clay. I: Bot-tom-up construction of the central cylindrical shaft. *Journal of Geotechnical and Geoenvi-ronmental Engineering, 139 (11), pp. 1875-1893.* doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000928
14. **Vynnykov, Yu., & Akopian, M.** (2023). Praktyka vlashtuvannia bilsh hlybokoho kotlovanu za riven pidoshvy fundamentiv navkolyshnikh budivel. *Osnovy ta Fundamenty / Bases and Foundations, (46), 28–37.* https://doi.org/10.32347/0475-1132.46.2023.28-37
15. **Bondareva, L., & Khoronzhevskyi, M.** (2022). Otsinka vplyvu protsesu vlash-tuvannia ohorodzhuvalnykh konstruktsii ko-tlovanu na otochuiuchu zabudovu. *Osnovy ta Fundamenty / Bases and Foundations, (45), 22–32.* https://doi.org/10.32347/0475-1132.45.2022.22-32
16. **Kravchunovska T. S.** Kompleksna rekonstruktsiia zhytlovoi zabudovy: orhani-zatsiino-tekhnolohichni aspekty : *monohrafiia / T. S. Kravchunovska. – Dnipropetrovsk : Nauka i osvita, 2010. – 230 s.*
17. **Pokolenko V. O., Lahutin H. V., Tu-hai O. A., Kulikov P. M.** Novitni informatsiino-analitychni modeli upravlinnia pidhotovkoiu budivnytstva na zasadakh developmentu */ V. O. Pokolenko, H. V. Lahutin, O. A. Tuhai, P. M. Kulikov, N. O. Borysova, D. O. Prykhodko, Yu. A. Chupryna, V. A. Skakun // Upravlinnia rozvytkom skladnykh system : zb. nauk. pr. / Kyiv. nats. un-t bud-va i arkhitektury. – 2010. – Vyp. 1. – S. 39-42. – Rezhym dostupu:* http://nbuv.gov.ua/UJRN/Urss_2010_1_9.
18. **Sidney L.** Project management in construction / *L. Sidney. – 6th Edition. – NewYork :McGraw-Hill, 2006. – 402 p.*
19. **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 Sovremennыe dostyzhe-nyia v nauke y obra-zovanyy. 6-13 sentiabria 2018 h. Netanyia, Yzrayl.- 174-177 s.*
20. **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 konstruktsii» (m. Kyiv, KNUBA, 24-25 tra-vnia 2018 r.), S. 93-96.*
21. **Kripak V.** Adekvatnist i vzaiemovplyv konstruktyvnoi i rozrakhunkovoi skhemy bu-divli. / Kripak V., Koliakova V., Demchenko D. *//III Naukovo-praktychna konferentsiia «Budivli ta sporudy spetsialnoho pryznachennia: suchasni materialy ta konstruktsii» (m. Kyiv, KNUBA, 22-23 kvitnia 2021 r.) – 156 s. – S. 27-28.*

22. **Kripak, V. & Koliakova, V.** *(2021).* Vzaiemozalezhnist konstruktyvnykh i rozrakhunkovykh skhem budivli. *//Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka, 1(8), 17–24.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24
23. **Kripak V.** Osoblyvosti rozrakhunku i proektuvannia fundamentnoi systemy «Z/b plyta-hruntova osnova-pali»/ Kripak V., Bakur Khasib. *// Pratsi Mizhnarodnoi yuvileinoi konferentsii z pytan nadiinosti budivelnykh konstr. Poltava, 1997.*
24. *Mykhailovska O.V., Oleksiienko O.B. Zakriplennia stinok zakhysnykh sporud iz zastosuvanniam hruntotsementnykh ele-mentiv. Visnyk Odeskoi derzhavnoi akade-mii budivnytstva ta arkhitektury. – Odesa: ODABA, 2019 Vyp № 75, S. 44 – 55.*
DOI: 10.31650/2415-377X-2019-75-44-52

ENSURING THE STABILITY OF DEEP BOILERS OF HIGH-RISE BUILDINGS

Volodymyr KRIPAK
Vira KOLIAKOVA
Hanna SHPAKOVA

Summary. In today's conditions, the development of underground space can rightly be considered one of the most important and dynamic directions in civil and industrial construction at the world level.

In Ukraine, underground construction takes on special importance in connection with Russia's aggressive war. Underground and buried structures are being built most actively in large cities and megacities. The main reasons for the need to use underground space in cities include the lack of free territories within historically formed buildings and requirements for the development of urban infrastructure.

Today, the underground space is used not only for the placement of engineering communications and transport facilities, but also for the construction of public complexes, multi-storey underground garages and parking lots, shopping centers, as well as buried parts of residential and office buildings.

Structural solutions for underground and buried structures, as well as their construction methods, depend on spatial planning solutions, purpose, depth of laying, engineering-geological, climatic and seismic construction conditions, surface loads, and the proximity of other buildings and buildings

Today, the maximum depth of pits designed in urban conditions usually does not exceed 25-30 m, and the number of underground floors is five to six.

Given the growing demand for underground space, especially in densely populated areas, designers and engineers face a number of challenges that require innovative approaches and modern technologies. This includes the use of the latest methods of geotechnical modeling, the use of high-quality materials that ensure the durability and safety of structures, and the implementation of effective water drainage and waterproofing systems.

Particular attention should be paid to safety issues during the construction and operation of underground structures, as they may be exposed to natural and man-made factors, such as groundwater, soil movement, and seismic activity. An important aspect is also the provision of comfortable conditions for people using underground facilities, which includes ventilation, lighting and evacuation routes.

Scientific research and the experience of international projects demonstrate that the correct use of underground space can significantly increase the efficiency of the use of urban areas, contribute to the steady development of cities and improve the quality of life of their residents. Investments in underground construction are becoming more and more justified in view of the long-term benefits and the need to adapt to the conditions of the modern urban environment.

In general, underground construction is an important direction that has significant potential for development and improvement in the future, responding to the challenges of time and contributing to the development of modern infrastructure.

Keywords. Pit; underground space; drain well; ground anchor; drilling piles; "top-down" technology; strut truss.

Стаття надійшла до редакції 10.05.2024

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14..2024.57-66
УДК 624.012

3D ДРУК БАЛОК ІЗ МОЖЛИВІСТЮ ВЛАШТУВАННЯ ПОПЕРЕЧНОГО АРМУВАННЯ, ВРАХОВУЮЧИ ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ БУДІВЕЛЬНОГО ПРИНТЕРА

Богдан ДЕМЧИНА[1], Леонід ВОЗНЮК[2], Дмитро БУРАК[3], Сергій ЩЕРБАКОВ[4]

[1,2,3,4]Національний університет “Львівська політехніка”, м. Львів
[1] Державна академія прикладних наук ім. Кс.Броніслава Маркевича в Ярославі (Польща)
вул. Чарнецького, Ярослав, Польща, 37-500
[1]bogdan195809@gmail.com, https://orcid.org/0000-0002-3498-1519,
[2]leonid.i.vozniuk@lpnu.ua, https://orcid.org/0000-0001-9512-8338,
[3]dmytro.y.burak@lpnu.ua, https://orcid.org/0009-0005-0507-5022,
[4]serhii.o.shcherbakov@lpnu.ua, https://orcid.org/0000-0003-3978-8600

Анотація. 3D друк несучих конструкцій призводить до швидких змін у будівельній галузі. З'являються нові можливості для побудови складних архітектурних форм, а також збільшується швидкість та якість виконання робіт. Не потрібно забувати також про виробничі особливості цієї новітньої технології. Важлива особливість, про яку багато хто забуває - це те, що при 3D друку бетоном чи розчином необхідне застосування армування, і ще до тепер відсутні стандартні способи вирішення цього питання.

Застосування будівельних 3D принтерів дозволяє здійснювати складні операції, як на промислових підприємствах, так і безпо-середньо на будівельному майданчику. Але, при всіх перевагах цієї технологій, існує і ряд недоліків, обумовлених недостатньою оптимі-зацією нових систем.

Необхідна несуча здатність та жорсткість конструкцій досягається через застосування арматурних каркасів з поздовжнім та поперечним армуванням.

У статті описано, запропоноване та реалізоване авторами, вирішення проблеми по влаштуванню поперечного армування, при 3D друці несучих балок.

Для реалізації завдання були розроблені робочі креслення дослідних конструкцій балок. У статті представлено конструкції балок, а також послідовність їхнього виготовлення методом 3D друку.



Богдан ДЕМЧИНА
професор кафедри будівельних конструкції та мостів,
професор Державної академії прикладних наук,
докт. техн. наук, професор



Леонід ВОЗНЮК
доцент кафедри архітектурного проєктування та інженерії,
канд. техн. наук



Дмитро БУРАК
аспірант кафедри будівельних конструкцій та мостів



Сергій ЩЕРБАКОВ
аспірант кафедри будівельних конструкцій та мостів

Конструкції виготовлялися за розробленою авторами статті послідовністю виконання робіт, з армуванням балок, українською компанією ТОВ "3D TECHNOLOGY UTU".

© Б.ДЕМЧИНА, Л.ВОЗНЮК, Д.БУРАК, С.ЩЕРБАКОВ, 2024

Авторами була розроблена технологія виготовлення балок із можливістю їхнього армування вертикальним зварним каркасом у проектному положенні.

Для визначення фізико-механічних характеристик матеріалів були виготовлені зразки кубиків та призм, а також арматури.

Запропонована технологія друку балок за допомогою будівельного 3D принтера дозво-лила виготовити конструкції, які відповідають попередньо розробленим проектним і технологічним рішенням та дала можливість влаштовувати поперечні каркаси у проектному положенні, що дозволяє конструкції сприймати не лише згинальні моменти, але і поперечні сили.

Ключові слова. Будівельний 3D друк; балка; технологія; поперечне армування.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ

Оскільки сьогодні в традиційному будівництва бетонні роботи є найдорожчою складовою будівельного виробництва, інтегрування технології 3D друку в будівельний процес дозволить суттєво здешевити виробництво і вирішити важливі завдання, а саме: нестачу кваліфікованих працівників; збільшення швидкості будів-ництва; через незначний вплив людського фактору збільшення якості будівництва; зменшення кількості будівельних відходів; зменшення вуглецевого сліду бетонних робіт; збільшення творчого потенціалу архітекторів у зв'язку з можливістю друку складних архітектурних форм; відмови від опалубки, як найбільш вартісної та трудо-місткої компоненти процесу бетонування ; заміна традиційної опалубки незнімною – надрукованою будівельним 3D принтером.

Головною проблемою технології 3D друку є складність армування друкованих конструкцій, особливо встановлення традиційних вертикальних зварних арматурних каркасів. Сьогодні, якщо говорити про головне використання 3D друку у будівництві – для виготовлення незнімної опалубки та самонесучих стін, не стоїть гостре питання можливості армування. Проте, якщо розглядати 3D принтер як інструмент виготовлення несучих констру-кцій, критично необхідною є потреба розробки відповідних технологічних та проектних рішень для встановлення арматури в такі конструкції.

Запропоновану технологію можна використати для стін та балочних перекрить житлових та адміністративних будівель, помешкань тимчасово переміщених людей, або людей чиє помешкання було зруйновано в результаті військових дій (такий будинок був збудований і зданий в експлуатацію українською компанією ТОВ "3D TECHNOLOGY UTU" у місті Ірпінь), військових ангарів, складів та багато інших споруд. Проте в Україні сьогодні відсутні норми для проєктування і виготовлення конструкцій за допомогою технології 3D друку. Також відсутня достатня експериментальна інформація щодо несучої здатності та деформативності таких конструкцій для створення таких норм.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В Національному університеті "Львівська політехніка" були досліджені купольні конструкції надруковані на полімерному 3D принтері з пластика PLA. [1, 2].

Сьогодні активно розглядають можливість використання технології 3D друку у космічній сфері, зокрема при колонізації планет, з використанням місцевих грунтів, в якості складових суміші для друку [3,4 ,5].

Сучасні технології вимагають великої точності. Важливим першим кроком друку є коректно сформоване робоче завдання для будівельного 3D принтера. [6].

Оскільки головними перевагами технології 3D друку є відмова від опалубки і можливість друку складних архітектурних форм, проводяться дослідження бетонної опалубки надрукованої за допомогою будівельного 3D принтера [7, 8].

Сьогодні технологія 3D друку дозволяє зводити нетипові будівлі зі складною архітектурою безпосередньо на будівель-ному майданчику, або окремі збірні конструкції в цеху, для подальшого їх монтування на об'єкті [9].

Важливим питанням в технології 3D друку являється вибір матеріалів, та оптимальний підбір складових бетонної суміші. Оптимізація суміші позитивно впливає на підвищення зчеплення між нанесеними шарами [10]. Можливість масового впровадження технології 3D друку залежить від наявності матеріалів які можливо ефективно використати особливо при друці складних архітектурних форм [11,12]. На сьогодні розробляється також методика друку надвисокоміцним бетоном (UHPC) [13,14].

Проблемою технології 3D друку є складність армування конструкцій. Сього-дні проводяться дослідження можливості армування надрукованих бетонних конст-рукцій шляхом встановлення сталевих сіток з розміром вічка 6х6 мм, діаметром дроту 0,6 мм [15], а також можливість використання технології автоматизації вкладання несучих арматурних стержнів роботом [16]. Стальна фібра додана до суміші також здатна збільшити несучу здатність і тріщиностійкість бетону [17, 18, 19].

.

У Нідерландах за допомогою будівельного 3D принтера надрукований і випробуваний велосипедний міст. Проліт мосту складає 6,5 м, а ширина 3,5 м. Висота перерізу мосту 0,92 м. Розрахункове навантаження на міст 5 кН/м^2 [20].

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Завдання дослідження полягає у розробці технології виготовлення балок з можливістю встановлення вертикальних арматурних каркасів у їх проектному положенні при використанні технології будівельного 3D друку.

Для реалізації завдання були розроблені робочі креслення та моделі дослідних балок для їх імпорту у графічні програмні комплекси у вигляді завдання для 3D принтера. Запроектовані балки включали у себе окремі арматурні стержні у нижній розтягнутій та верхній стиснутій зонах, а також попередньо виготовлений арматурний каркас (рис 1)

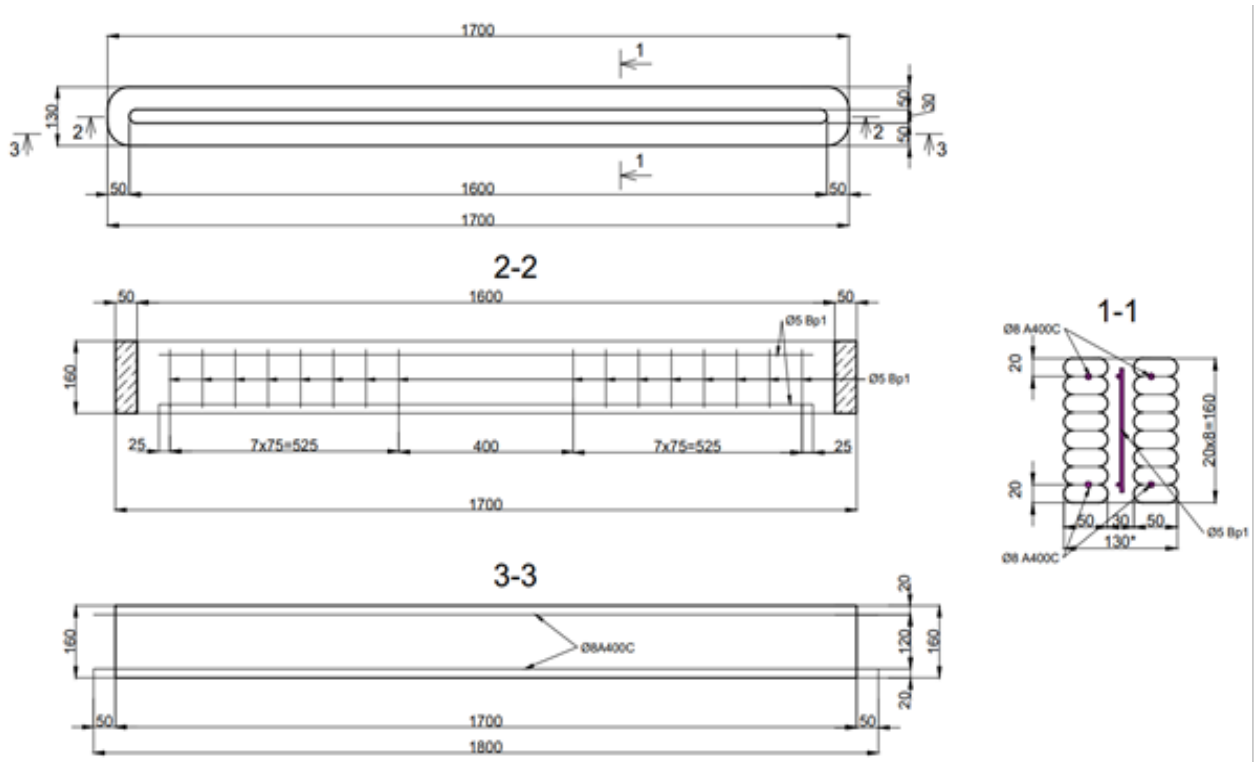


Рис. 1. Проект балки з внутрішнім простором для встановлення вертикального армування виготовленої за допомогою 3D друку.

Fig.1. Design of a beam with internal space for installing vertical reinforcement made using 3D printing

Технологічна послідовність проєктування та виготовлення дослідних балок була наступною: розрахунок та конструювання балок із урахуванням особливостей їхньої роботи із визначенням їхніх габаритних розмірів та армування, підготовка завдання для друку на 3D принтері (рис. 1); виготовлення арматурних каркасів; виготовлення окремих арматурних стержнів із приваркою до них тримачів для вимірювального обладнання; розбивка із визначенням місця розташування зразків на робочому столі для друку; визначення порядку друку між суміжними дослідними зразками; задавання напрямку руху сопла 3D принтера, визначення кількості та порядку проходів (рис. 2); перший прохід сопла –друк нижнього шару (рис. 3); технологічна перерва до 5 хв для тужавіння розчину; вкладання окремих арматурних стержнів в проектне положення по нижньому шару у проектованій розтягнутій зоні (рис. 3); технологічна перерва до 5 хв для твердіння розчину; шість наступних проходів сопла 3D принтера з технологічними перервами між кожним проходом – 3…5 хв для тужавіння розчину; влаштування арматурних стержнів в проектне положення у верхній стиснутій зоні після сьомого проходу; технологічна перерва до 5 хв для тужавіння розчину; восьмий - завершальний прохід сопла 3D принтера (рис. 5); очікування до набору міцності розчину; влаштування поперечного арматурного каркасу у наперед передбачений отвір всередині балки; заливка середньої зони із каркасом жорстким цементно-піщаним розчином; очікування до набору міцності розчину.

Габаритні розміри балки - довжина 1700 мм, в перерізі – загальна ширина 130 мм, висота 160 мм. В центрі балки було передбачено отвір у вигляді щілини, на всю висоту конструкції, для вкладання поперечного арматурного каркасу.

Балка друкувалась горизонтально, в загальній кількості 8 шарами. Кожен шар виконувався одним проходом сопла принтера у формі «сплюснутого бублика». Балка друкувалась у робочому положенні.

Для визначення щеплення робочої арматури з розчином, в торцях арматура була випущена на 50 мм за тіло розчину.

Схема руху сопла 3D принтера показана на рис. 2. На рисунку, схематично вказано напрямки проходу сопла у другому шарі поверх арматурних стержнів, розміщених у розтягнутій зоні . Друк балки відбувався у 8 шарів.



Рис 2. Схема руху сопла 3D принтера
Fig.2. 3D printer nozzle movement diagram

На рис. 3 зображено влаштування окремих арматурних стержнів по першому шару у нижній розтягнутій зоні. На рисунку можна побачити контури проходу та вкладену арматуру.

Окремі арматурні стержні які вкладалися у нижній та верхній зоні були діаметром 8 мм, класу А400С. В зоні дії найбільших моментів, по центру балки до стержня у нижній зоні перпендикулярно приварювалися гайки - фіксатори щоб забезпечити можливість кріплення приладів для вимірювання деформацій арматурних стержнів під час проведення експериментальних досліджень балок під навантаженням. Кріплення гайки - фіксатора до арматурного стержня на рис.4.



Рис. 3. Армування окремими стержнями по першому шару.
Fig.3. Reinforcement with separate rods along the first layer.

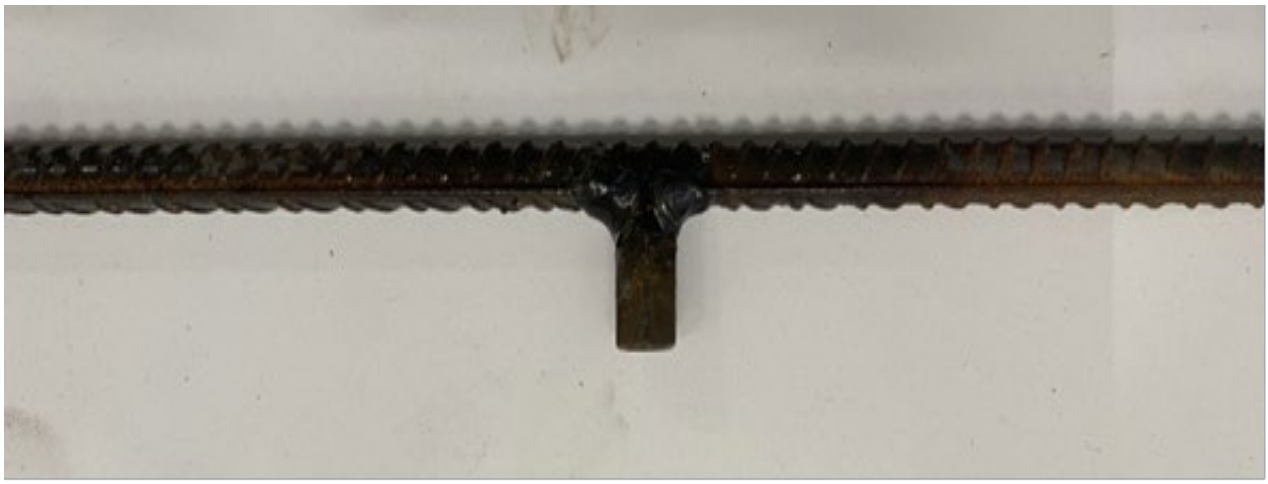


Рис. 4. Подовжена гайка-фіксатор для влаштування вимірювальних приладів.
Fig.4. Extended locking nut for measuring instruments.

Технологічна перерва між проходом сопла у 5 хв була оптимальною для достатнього тужавіння нижнього шару розчину щоб забезпечити проектну товщину захисного шару. В період технологічної перерви 3D принтер не простоював, а продовжував працювати, друкуючи інші дослідні зразки, які були розміщені на робочому столі. Вкладання верхньої робочої арматури відбувалося через 3-5 хвилин після проходу сопла принтера над 7 шаром .

Після завершення восьмого проходу принтера друк балок завершувався. Вигляд виготовленої балки представлений на рис 5.

Через 30-40 хвилин після завершення друку, в наперед передбачену порожнину всередині балки вкладався вертикальний зварний арматурний каркас який забезпечував роботу балки на поперечну силу.



Рис. 5. Балка, надрукована методом 3D друку із можливістю вертикального армування.
Fig.5. The beam is 3D printed with the possibility of vertical reinforcement.

На рис. 6 показана схема влаштування вертикального арматурного каркасу. Каркас був виготовлений із використанням напівавтоматичного зварюванням у заводських умовах, з арматури Ø5 Вр1. Балка із влаштованим вертикальним каркасом представлена на рис. 7.

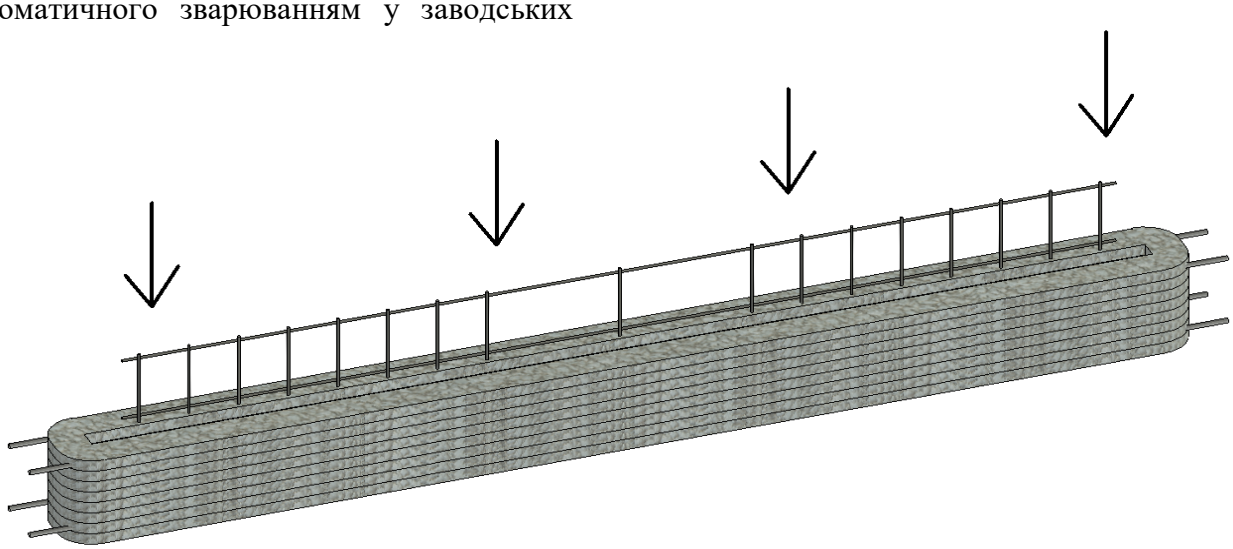


Рис. 6. Схема влаштування вертикального арматурного каркасу.
Fig.6. Diagram of a vertical reinforcement frame



Рис. 7. Балка зі встановленим вертикальним арматурним каркасом
Fig.7. Beam with installed vertical reinforcement cage

Після набору розчином міцності, порожнину всередині балки, разом з каркасом заповнили жорстким цементно-піщаним розчином, для забезпечення спільної роботи вертикального каркасу з тілом балки.

Дані зразки були доставленні у лаборато-

рію НУ “Львівська політехніка” для подальшого проведення випробувань балок.

Для визначення фізико-механічних характеристик розчину були виготовлені зразки кубиків та призм із того ж розчину, що й дослідні зразки балок (рис. 8). Також були відібрані зразки арматури, з тої самої арматури, яка застосовувалась при армуван-ні дослідних зразків балок.



а *б* *в*

Рис. 8. Дослідні зразки:
а -зразки куби і призми залиті в опалубці,
б -зразки призмі надруковані на 3D принтері,
в -зразки кубів надруковані на 3D принтері

Fig.8. Prototypes:
а - cube and prism samples are poured into formwork,
б - samples of the prism are printed on a 3D printer,
в - samples of cubes printed on a 3D printer

Надруковані будівельним 3D принтером балки представлені на рис. 9.



Рис. 9. Балки із можливістю влаштування поперечного армування
Fig.9. Beams with the possibility of transverse reinforcement

На останньому етапі порожнини балки заповнювалися жорстким цементно-піщаним розчином. Після набору міцності , не менше як через 28 діб, будуть виконуватися випробування балок на згин на дію навантаження.

ВИСНОВКИ

1. Запропонована технологія друку балок за допомогою будівельного 3D принтера дозволила виготовити конструк-ції, які відповідають попередньо розроб-леним проектним і технологічним рішенням.

2. Розроблена технологія дає можливість влаштовувати поперечні каркаси у проектному положенні, що значно спрощує виготовлення балок на будівельному майданчику.

3. Запроектована та виготовлена конструкція може сприймати не лише згинальні моменти, але і поперечні сили, при її роботі на згин від дії навантаження.

4. Технологічна послідовність робіт, яка розроблена у публікації, може бути застосована у реальній практиці будівництва із використанням технології 3D друку.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Demchyna B., Vozniuk L., Surmai** M. Testing of the Ribbed Dome Which is Manufactured by 3D Printing. *Proceedings of CEE 2023. CEE 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 438. Springer, Cham (2024).* DOI: 10.1007/978-3-031-44955-0_8.
2. **Demchyna, B., Vozniuk, L., Surmai, M., Havryliak, S., Famulyak, Y.** Experimental study of the dome model made using a 3D printer from PLA plastic. *In: AIP Conference Proceedings 2949(1), 020010 (2023). doi:10.1063/5.0165270.2*
3. **Cesaretti G. Dini E., De Kestelier X., Colla V. and Pambaguian L.,** Building components for an outpost on the lunar soil by means of a novel 3D printing technology *Acta Astronaut., Vol.93. 2014. p. 430-450,* *DOI: 10.1016/j.actaastro.2013.07.034*
4. **Madhavan Nair G., Sridhara Murthi K.R., Prasad M.Y.S**. Strategic, technological and ethical aspects of establishing colonies on Moon and Mars. *Acta Astronautica, Vol. 63, Issues 11–12. 2008. P 1337-1342.* https://doi.org/10.1016/j.actaastro.2008.05.012.6.
5. **Tomaswick A.** Mars and Moon Dust can be Turned Into Geopolymer Cement. Good Enough for Landing Pads and Other Structures. *Universe Today Space and astronomy news 2022.*
6. **Hager, I., Golonka, A., & Putanowicz, R**. 3D Printing of Buildings and Building Components as the Future of Sustainable Construction? *Procedia Engineering, Vol. 151, 2016. P. 292–299.* https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.07.357
7. **Jipa, A., Dillenburger B.** 3D Printed Formwork for Concrete: State-of-the-Art, Opportunities, Challenges, and Applications. *3D Printing and Additive Manufacturing, Vol. 9(2). 2022.P.*84–107.
8. **Yiquan Zou, Zexu Wang.** The Application of 3D Printing Formwork Technology in Concrete Building Materials. *Journal of Electrical Systems, Vol. 20(2). 2024. P. 787–796.* https://doi.org/10.52783/jes.1235
9. **Gavrylyak S.A.** , New technologies in the field of construction. Using 3d printers *Academic Journals and Conferences. JTBP.2021. p. 15-22.*
10. **Hamidreza Gh.S., Corker J., Fan M.** Additive manufacturing technology and its implementation in construction as an ecoinnovative solution. *Automation in Construction. Vol. 93. 2018. P. 1–11. URL:* https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.05.005
11. **Malaeb Z., Hachen H., Tourbah A., Maalouf T., Zarwi N.E., Hamzeh F.** 3D concrete printing: Machine and mix design, International Journal of Civil Engineering & Technology (IJCIET), 2016. pp 14-22.
12. **Perkins I., Skitmore M.** Three-dimensional printing in the construction industry: a review. *Int. J. Confl. Manag., 15 2015. p. 1-9.* DOI: 10.1080/15623599.2015.1012136
13. **Bai G., Chen G., Li R., Wang L., Ma G**. 3D printed Ultra-High Performance Concrete: Preparation, Application, and Challenges. *W. Duan, L. Zhang, & S. P. Shah (Eds.), Nanotechnology in Construction for Circular Economy Vol. 356, 2023 pp. 53–65. Springer Nature Singapore.* https://doi.org/10.1007/978-981-99-3330-3_8
14 **Gosselin C., Duballet R., Roux P., Gaudillièr N.e, Dirrenberger J., Morel P.**, Large-scale 3D printing of ultra-high performance concrete - a new processing route forarchitects and builders. *Materials & Design Vol. 100. 2016. p. 102–109* http://dx.doi.org/10.1016/j.matdes.2016.03.097.S.
15. **Miao Liu, Qiyun Zhang, Zhendong Tan, Li Wang, Zhijian Li, Guowei Ma.** Investigation of steel wire mesh reinforcement method for 3D concrete printing. *Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. 21(1). 2021. P. 24.* https://doi.org/10.1007/s43452-021-00183-w
16. **Teng, F., Li, M., Zhang, D., Li, H., & Weng, Y**. (2023). BIM-enabled collaborative-robots 3D concrete printing to construct MiC with reinforcement. *HKIE Transactions Vol* 30(1), p. 106–115. https://doi.org/10.33430/V30N1THIE-2022-0023
17. **Caron J. F. Ducoulombier, N., Demont L., De Bono V., Mesnil R**. 3D Printing of Continuous-Fibers Cementitious Composites: Anisotropic 3D Mortar. *Open Conference Proceedings.* 2023. P. 3. https://doi.org/10.52825/ocp.v3i.193
18. **Reinold J., Gudžulić V., Meschke G.** (2023). Computational modeling of fiber orientation during 3D-concrete-printing. *Computational*

Mechanics. Vol. 71 (6), 2023. P. 1205–1225. https://doi.org/10.1007/s00466-023-02304-z

19. **Pham L., Tran P., Sanjayan J.** (2020) Steel fibres reinforced 3D printed concrete: influence of fibre sizes on mechanical performance. *Construction and Building Materials. Vol.250 2020* https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118785

20. **Salet, T. A. M., Ahmed, Z. Y., Bos, F. P., Laagland, H. L. M.** Design of a 3D printed concrete bridge by testing. *Virtual and Physical Prototyping. Vol.13(3). 2018. P. 222–236.* https://doi.org/10.1080/17452759.2018.1476064

REFERENCE

1. **Demchyna B., Vozniuk L., Surmai** M. Testing of the Ribbed Dome Which is Manufactured by 3D Printing. *Proceedings of CEE 2023. CEE 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 438. Springer, Cham (2024).* *DOI: 10.1007/978-3-031-44955-0_8.*

2. **Demchyna, B., Vozniuk, L., Surmai, M., Havryliak, S., Famulyak, Y.** Experimental study of the dome model made using a 3D printer from PLA plastic. *In: AIP Conference Proceedings 2949(1), 020010 (2023). doi:10.1063/5.0165270.2*

3. **Cesaretti G. Dini E., De Kestelier X., Colla V. and Pambaguian L.,** Building components for an outpost on the lunar soil by means of a novel 3D printing technology *Acta Astronaut., Vol.93. 2014. p. 430-450,* *DOI: 10.1016/j.actaastro.2013.07.034*

4. **Madhavan Nair G. , Sridhara Murthi K.R., Prasad M.Y.S**. Strategic, technological and ethical aspects of establishing colonies on Moon and Mars. *Acta Astronautica, Vol. 63, Issues 11–12. 2008. P 1337-1342.* https://doi.org/10.1016/j.actaastro.2008.05.012.6.

5. **Tomaswick A.** Mars and Moon Dust can be Turned Into Geopolymer Cement. Good Enough for Landing Pads and Other Structures. *Universe Today Space and astronomy news 2022.*

6 **Hager, I., Golonka, A., & Putanowicz, R**. 3D Printing of Buildings and Building Components as the Future of Sustainable Construction? *Procedia Engineering, Vol. 151, 2016. P. 292–299.* https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.07.357

7. **Jipa, A., Dillenburger B.** 3D Printed Formwork for Concrete: State-of-the-Art, Opportunities, Challenges, and Applications. *3D Printing and Additive Manufacturing, Vol. 9(2). 2022.P.*84–107.

8. **Yiquan Zou, Zexu Wang.** The Application of 3D Printing Formwork Technology in Concrete Building Materials. *Journal of Electrical Systems, Vol. 20(2). 2024. P. 787–796.* https://doi.org/10.52783/jes.1235

9. **Gavrylyak S.A.** , New technologies in the field of construction. Using 3d printers *Academic Journals and Conferences. JTBP.2021. p. 15-22.*

10. **Hamidreza Gh.S., Corker J., Fan M.** Additive manufacturing technology and its implementation in construction as an ecoinnovative solution. *Automation in Construction. Vol. 93. 2018. P. 1–11. URL:* https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.05.005

11. **Malaeb Z., Hachen H., Tourbah A., Maalouf T., Zarwi N.E., Hamzeh F.** 3D concrete printing: Machine and mix design, International Journal of Civil Engineering & Technology (IJCIET), 2016. pp 14-22.

12. **Perkins I., Skitmore M.** Three-dimensional printing in the construction industry: a review. *Int. J. Confl. Manag., 15 2015. p. 1-9.* DOI: 10.1080/15623599.2015.1012136

13. **Bai G., Chen G., Li R., Wang L., Ma G**. 3D printed Ultra-High Performance Concrete: Preparation, Application, and Challenges. *W. Duan, L. Zhang, & S. P. Shah (Eds.), Nanotechnology in Construction for Circular Economy Vol. 356, 2023 pp. 53–65. Springer Nature Singapore.* https://doi.org/10.1007/978-981-99-3330-3_8

14 **Gosselin C., Duballet R., Roux P., Gaudillièr N.e, Dirrenberger J., Morel P.**, Large-scale 3D printing of ultra-high performance concrete - a new processing route forarchitects and builders. *Materials & Design Vol. 100. 2016. p. 102–109* http://dx.doi.org/10.1016/j.matdes.2016.03.097.S.

15. **Miao Liu, Qiyun Zhang, Zhendong Tan, Li Wang, Zhijian Li, Guowei Ma.** Investigation of steel wire mesh reinforcement method for 3D concrete printing. *Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. 21(1). 2021. P. 24.* https://doi.org/10.1007/s43452-021-00183-w

16. **Teng, F., Li, M., Zhang, D., Li, H., & Weng, Y.** (2023). BIM-enabled collaborative-robots 3D concrete printing to construct MiC with reinforcement. *HKIE Transactions Vol* 30(1), p. 106–115. https://doi.org/10.33430/V30N1THIE-2022-0023

17. **Caron J. F. Ducoulombier, N., Demont L., De Bono V., Mesnil R**. 3D Printing of Continuous-Fibers Cementitious Composites: Anisotropic 3D Mortar. *Open Conference Proceedings.* 2023. P. 3.

https://doi.org/10.52825/ocp.v3i.193
18. **Reinold J., Gudžulić V., Meschke G.** (2023). Computational modeling of fiber orientation during 3D-concrete-printing. *Computational Mechanics.* Vol. 71 (6), 2023. P. 1205–1225. https://doi.org/10.1007/s00466-023-02304-z
19. **Pham L., Tran P., Sanjayan J.** (2020) Steel fibres reinforced 3D printed concrete: influence of fibre sizes on mechanical performance. *Construction and Building Materials. Vol.250 2020* https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118785
20. **Salet, T. A. M., Ahmed, Z. Y., Bos, F. P., Laagland, H. L. M.** Design of a 3D printed concrete bridge by testing. *Virtual and Physical Prototyping. Vol.13(3). 2018. P. 222–236.* https://doi.org/10.1080/17452759.2018.1476064

3D PRINTING OF BEAMS WITH THE POSSIBILITY OF TRANSVERSE REINFORCEMENT, CONSIDERING THE PECULIARITIES OF THE CONSTRUCTION PRINTER

Bohdan DEMCHYNA
Leonid VOZNIUK
Dmytro BURAK
Serhii SHCHERBAKOV

Summary: 3D printing of load-bearing structures is creating rapid changes in the construction industry. New opportunities for building complex architectural forms are emerging, and the speed and quality of work is accelerating. But don't forget about the production specifics of this latest technology. An important detail that many people forget about is that 3D printing with concrete or mortar requires the use of some kind of reinforcement, and there are still no standards for solving this issue. This is ensured by the use of construction 3D printers, which allow for complex operations both at industrial factories and directly at the construction site. However, despite all the advantages of this technology, there are also a number of challenges due to insufficient optimisation of new systems.

The required stiffness of the structures is not achieved due to the absence of a spatial reinforcement structure, which should be provided by vertical reinforcement ties (transverse reinforcement).

The article presents a solution to the problem of transverse reinforcement in 3D printing of load-bearing beams, proposed and performed by the authors.

To implement the task, design drawings of test beam structures were developed. The article presents the design of the beams and the sequence of their production by 3D printing. The beams were manufactured, according to the sequence of work developed by the authors of the article, by the Ukrainian company 3D TECHNOLOGY UTU LLC. The work resulted in the development of a technology for manufacturing beams with the possibility of reinforcing them with a vertical welded cage in the design position.

To determine the physical and mechanical characteristics of the materials, samples of cubes and prisms, as well as reinforcement, were made.

The proposed technology of printing beams using a construction 3D printer made it possible to produce structures that meet the previously developed design and technological solutions and made it possible to place transverse frames in the design position, which allows the structure to take not only bending moments but also transverse forces.

Keywords. Construction 3D printing; beam; technology; transverse reinforcement.

Стаття надійшла до редакції 10.05.2024 р.

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14..2024.67-78
УДК 69.032.22:69.059.7

ВІДНОВЛЕННЯ ІЗ НАДБУДОВОЮ ЖИТЛОВИХ БУДИНКІВ МАСОВИХ СЕРІЙ 1960-Х РОКІВ ЗІ ЗБІРНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ

Владислав ШЕХОВЦОВ[1], Олег ФЕСЕНКО[2], Віктор МАЛАХОВ[3], Олексій БОНДАРЕНКО[4]

[1, 3, 4]Одеська державна академія будівництва та архітектури
4, вул. Дідріхсона, Одеса, Україна, 65029
[2]Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1]0155544@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-9499-0188
[2]fesenko.oa@knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0001-8154-2239
[3]iityamal@gmail.com, https://orcid.org/0000-0002-7635-4337
[4]al_bondarenko@ukr.net, https://orcid.org/0000-0002-9056-2802

Пам'яті Ігоря Владиславовича Шеховцова

Анотація. Протягом багатьох років нагальною проблемою в Україні є технічне оновлення наявного житлового фонду із будинків масових серій, більшість яких були зведені зі збірного залізобетону у 60-70-х роках XX століття. Проєктний термін експлуатації таких будинків на момент їх зведення не міг перевищувати 25 років.

Ці будівлі є застарілими і не відповідають вимогам чинних норм щодо житлових будинків, зокрема через відсутність ліфтів, зношеність інженерних мереж, низьку енергоефективність та неекологічність. Водночас результати обстеження технічного стану залізобетонних конструкцій таких будинків показали, що не менше 80% з них зберігають свій ресурс несучої здатності. Проблема відновлення житлових будинків масових серій особливо загострювалася через катастрофічні масштаби їх руйнування внаслідок повномасштабної військової агресії Російської Федерації проти України.

У роботі описано досвід реконструкції із надбудовою старого 5-поверхового житлового будинку у сучасний 9-ти поверховий. Будівельні роботи також включали перепланування внутрішнього простору, встановлення ліфтів, заміну зношених інженерних мереж та використання інноваційних технологій для підвищення енергетичної ефективності будинку.

Проєкт передбачав збільшення поверховості будинку із перенесенням навантаження від нових поверхів на окремий пальовий фундамент.



Владислав ШЕХОВЦОВ
доцент кафедри залізобетонних конструкцій і транспортних споруд,
к.т.н., доцент



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



Віктор МАЛАХОВ
доцент кафедри залізобетонних конструкцій і транспортних споруд,
к.т.н.



Олексій БОНДАРЕНКО
доцент кафедри залізобетонних конструкцій і транспортних споруд,
к.т.н., доцент

© В.ШЕХОВЦОВ, О.ФЕСЕНКО, В. МАЛАХОВ, О.БОНДАРЕНКО, 2024

Економічна доцільність реконструкції будинку обумовлена збільшенням площі кожної квартири в середньому на 20-25 м^2.

Надбудова дає можливість збільшити щільність завдяки розміщенню житлового будинку більшої поверховості на існуючій площі старої забудови. Запропонована у статті реновація будинку проводиться без знесення житла.

Ключові слова. Відновлення; реконструкція; надбудова; повномасштабна військова агресія російської федерації проти України.

ВСТУП

Стаття містить результати багаторічних наукових досліджень та проєктної роботи Ігоря Владиславовича Шеховцова, кандидата технічних наук, доцента, доцента кафедри залізобетонних та транспортних споруд Одеської державної академії будівництва та архітектури, щодо оновлення застарілої радянської забудови міста Одеса.

Нині наукові та практичні надбання Ігоря Владиславовича є особливо актуальними, зважаючи на значні руйнування житлових будинків у містах України, які спричинені повномасштабною військовою агресією Російської федерації та потребують негайного відновлення.

Оновлення застарілої житлової забудови радянських часів завжди було гострим питанням розвитку міст, а з початком військової агресії Російської Федерації проти України проблеми тільки збільшилися через масштабні руйнування, що спричинені ударно-вибуховими та вогневими ураженнями. Згідно з даними звіту Київської школи економіки [1] за час із 24 лютого 2022 р. по 01 січня 2024 р. кількість зруйнованих багатоквартирних житлових будинків становила 6862 об'єкти, а пошкоджених – 19276 об'єкти по всій Україні (табл. 1). Через терористичні атаки російської федерації на цивільну інфраструктуру України, на жаль, кількість зруйнованих і пошкоджених будинків постійно збільшується [2].

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Пошкоджені багатоповерхові житлові будинки, які були оцінені експертами з технічного обстеження, потребують подальших дій щодо їх відновлення або демонтажу [3-5]. Рішення щодо відновлен-ня будинків мають бути оптимальними з точки зору матеріальних витрат – це їх реконструкція, модернізація і капітальний ремонт [6-10]. Однак, відновлення початкового стану пошкоджених будівель не є до кінця коректним рішенням, оскільки застарілі будівлі ще до їх пошкодження внаслідок військової агресії російської федерації проти України не відповідали чинним вимогам щодо надійності, пожежної безпеки, інклюзивності, енергоефективно-сті, захисту від шуму тощо.

Табл. 1. Прямі втрати житлового фонду України внаслідок військової агресії Російської федерації (із 24.02.2022 р. по 01.01.2024 р.)

Table 1. Direct losses of the housing stock of Ukraine as a result of the military aggression of the Russian Federation (from 24.02.2022 to 01.01.2024)

Види втрат	Первісна кількість об'єктів, тис.	Кількість об'єктів, тис.		Оцінка втрат, $ млрд.	
		Зруйнованих	Пошкоджених	Зруйнованих	Пошкоджених
Багатоквартирні будинки	180,003	6,862	19,276	27,97	21,26
Приватні будинки	9163,897	68,693	118,480	5,070	3,010
Гуртожитки	7,144	0,135	0,390	0,33	0,27
Загальні прямі збитки	-	-	-	**57,91**	

Таким чином, відновлене житло має бути комфортнішим і надійнішим аніж було до руйнування. Отже, якщо можливо обійтися без демонтажу будівлі, то конструктивні рішення під час реконструкції повинні максимально трансформувати будинок згідно з потребами сучасного житлового простору.

Випадок часткового обвалення п’ятиповерхового житлового будинку, що збудований 1967 року, внаслідок вибуху ракети розглянуто в публікації [3] і представлено на рис. 1. Як можна побачити, частина будівлі зазнала значних руйнувань, але в цілому її демонтаж буде недоцільним, тому ця та подібні будівлі чекають на реконструкцію.

Житлові 5-поверхові будинки перших масових серій були зведені в Україні у 50-60-х роках XX-го століття як тимчасове житло із проєктним терміном експлуатації, що не перевищував 25 років [12-16]. Понад шістдесятилітня експлуатація призвела до зношення їх інженерних мереж, ослаблення балконів, оголення вузлів з’єднання конструкцій тощо. Такі будинки погано тримають тепло і мають недостатню шумоізоляцію, але результати досліджень [17, 18] показують, що несучі конструкції ще не вичерпали свій ресурс за роки експлуатації.

Найчастіше 5-поверхові житлові будинки розташовані у районах, для яких характерна невисока щільність забудови. При реконструкції таких будинків можна не тільки адаптувати застарілі планування квартир під сучасні потреби та вимоги, а й збільшити кількість квартир завдяки збільшенню кількості поверхів.



Рис. 1. Часткове обвалення п’ятиповерхового житлового будинку (1967 рік забудови) [3]
Fig. 1. Partial collapse of a five-story residential building (built in 1967) [3]

Також при збільшенні житлової площі буде можливість надати оселю людям, які втратили її через бойові дії. Тому завдання, яким займалися автори статті є максимально актуальним та нагальним.

Реалізований проеєкт, опис якого наведено далі у статті, був розроблений та втілений у життя за декілька років до сучасних трагічних подій. Тому, без сумніву, можливість застосовувати відпра-цьовані та перевірені практикою методи нині, коли є потреба негайного прийняття рішень, дає потужний старт на більш швидке відновлення України.

МЕТА ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою дослідження, описаного у цій статті, є вивчення досвіду відновлення (реконструкції з надбудовою поверхів) п'ятиповерхового житлового будинку 1960-х років, зведеного із залізобетонних панелей, у сучасний багатоквартирний дев'ятиповерховий житловий будинок.

Основні завдання дослідження:

1. Описати метод надбудови поверхів ("Фламінго"), його переваги та особливості;

2. Навести конструктивні рішення, прийняті при відновленні будинку, зокрема відокремлений від існуючої конструкції пальовий фундамент.
3. Проаналізувати технічні та економічні показники реалізованого проєкту відновлення, включно зі збільшенням загальної та житлової площі.
4. Обґрунтувати перспективність таких методів відновлення житлового фонду, особливо в контексті відбудови житла після руйнувань внаслідок військової агресії Російської Федерації проти України.

Таким чином, стаття представляє успішний практичний досвід відновлення застарілого житлового будинку з покращенням технічних та експлуатаційних характеристик будівлі.

МАТЕРІАЛИ ТА МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Серед наявних підходів до реконструкції багатоповерхових житлових будинків визначають такі основні методи [8]:

- метод часткової трансформації, що характерний для кварталів зі щільною забудовою та неможливістю значного підвищення поверховості;
- метод прибудови, характерний для кварталів із нещільною забудовою;
- метод надбудови, т.з. метод «Фламінго», є доцільним при значному збільшенні кількості поверхів і харак-теризується тим, що навантаження від надбудови не передається на конструкції існуючої будівлі;
- змішаний метод характеризується влаштуванням надбудов і прибудов, а також комбінованим варіантом передачі навантаження.

З огляду на можливості створення додаткових житлових площ метод надбудови, т.з. метод «Фламінго», має ряд переваг:

- збереження стану фундаментів існуючої будівлі;
- зменшення навантаження від надбудови завдяки використанню легких будівельних матеріалів;
- відсутня необхідність підсилення конструкцій існуючої будівлі.

Для будівель, що були пошкоджені внаслідок військової агресії Російської федерації проти України, у деяких випадках, влаштування надбудови може бути виконано у поєднанні із підсиленням конструкцій існуючої будівлі.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Одним із реалізованих проєктів реконструкції із надбудовою є житловий дев’ятиповерховий будинок, який було введено в експлуатацію на місці старого п’ятиповерхового гуртожитку у місті Одесі, по вул. Парковій, 75-б. Етапи реконструкції будинку передбачали надбудову чотирьох поверхів із одночасним збільшенням площі існуючих поверхів будівлі (рис. 2).



Рис. 2. Етапи реконструкції будинку
Fig.2. Reconstruction stages of the building

Стара будівля гуртожитку прямокутна у плані розмірами 72,7х13,4 м із поздовжніми несучими стінами і пласкою покрівлею. Висота типового житлового поверху становила 2,85 м. Під будівлею розташовувався підвал висотою 3,8 м. Переміщення між поверхами відбувалося по двох сходових клітинах. Ліфти в старій будівлі не були передбачені.

Реконструкція 5-поверхового будинку гуртожитку із надбудовою 4-х поверхів виконана за технологією без довантаження несучих конструкцій існуючого будинку (метод «Фламінго»), за каркасною конструктивною схемою.

Надбудована частина спирається на стійки-пілони, що зведені на пальових фундаментах, котрі не зв'язані з існуючими стрічковими фундаментами будинку, що реконструюється. Вигляд будинку до рекон-струкції та під час зведення пілонів наведено на рис. 3. .



а *б*

Рис.3. Будинок по вул. Парковій, 75-6 у м. Одесі:
а – до реконструкції;
б – під час реконструкції з надбудовою

Fig.3. The building in 75-b Parkova Str., Odesa:
a – before the reconstruction;
b – during the reconstruc-tion with height increasing

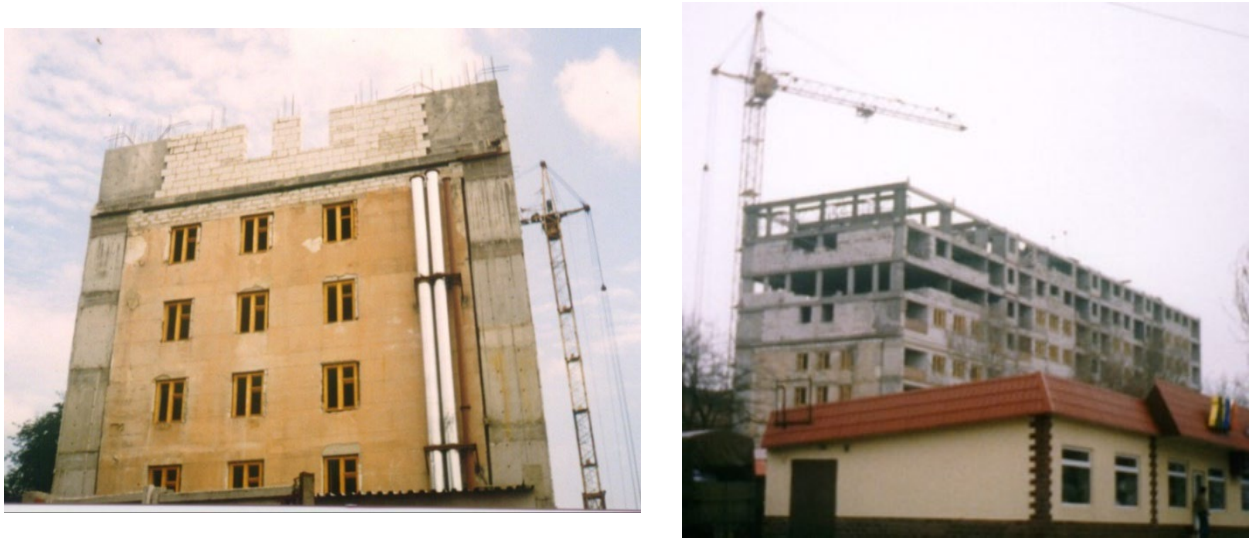
Просторова жорсткість надбудови забезпечується завдяки сумісній роботі колон, ригелів, дисків перекриття і діафрагм жорсткості. Для огороджувальних конструкцій були застосовані легкі будівельні матеріали (газобетон) із заповненням "на поверх". Загальний вигляд будинку під час виконання робіт з реконструкції наведено на рис. 4.

Проєктом реконструкції передбачена роздільна передача навантажень від існуючого будинку і надбудови. Геологічна будова ділянки представлена лесовою товщею із пошаровим заляганням. Нижче підошви фундаментів існуючого будинку залягають різні інженерно-геологічні елементи (рис. 5, а).

На підставі даних інженерно-геологічних вишукувань і технологічних вимог у

якості фундаментів під пілони були виконані буроін'єкційні палі діаметром 220 мм завдовжки 10,5 м зі спиранням підошви на червоно-бурий суглинок у безпосередній близькості від покрівлі вапняку-черепашнику. Розрахункова несуча здатність палі для ґрунтів природної вологості – 630 кН, у випадку їх водонасичення – 500 кН. Фактичне навантаження на палю у фундаменті склало 440-500 кН. За результатами статичних випробувань двох робочих технологічних паль розрахункове навантаження на них отримане таким, що дорівнює 600 кН при осіданнях 5,4 і 12 мм, що менше гранично припустимого (16 мм). Поперечний переріз основи пальового фундаменту і результати

статичних випробувань паль наведено на рис. 5, б, в.



а *б*

Рис. 4. Вигляд будинку протягом реконструкції:
а -під час зведення 6-го поверху;
б- після надбудови 4-х поверхів

Fig. 4. Building during the reconstruction:
a- during the construction of the 6th storey;
b-after the addition of 4 stories

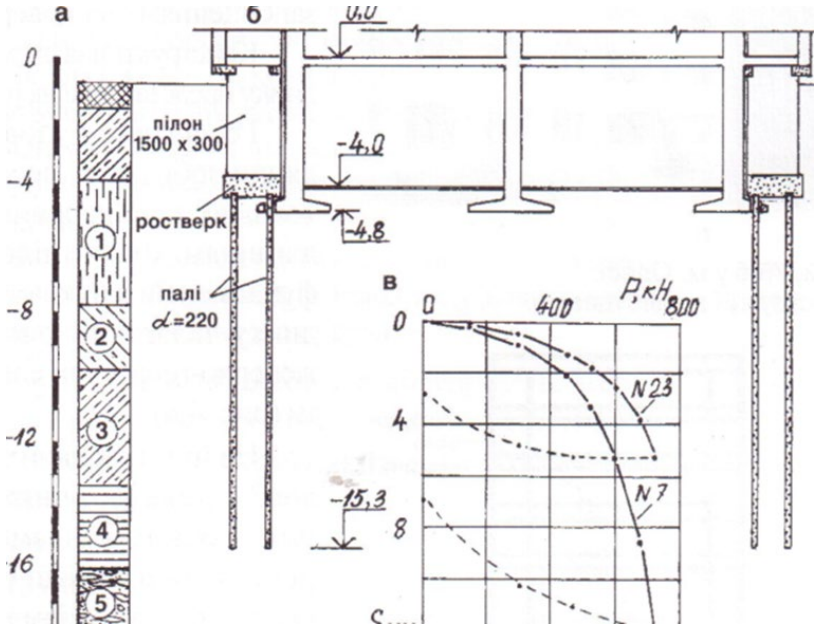


Рис. 5. Конструкція фундаментів під пілони: а — фрагмент геологічного розрізу: 1 — супісок лесовий, пальовий, легкий, пластичний (2,9 м); 2 — суглинок лесовий, коричневий, легкий, напів-твердий (2 м); 3 – суглинок лесовий, сіро-жовтий, із включенням м'яких карбонатів (3,6 м); 4 – суглинок червоно-коричневий, важкий, твердий (2,7 м); 5 — вапняк-черепашник темно-жовтий, "плитчастий" (пройдено 0,8 м); б — поперечний переріз пальового фундаменту; в — результати статичних випробувань ґрунтів палями

Fig. 5. Foundation of the pylons: a – the detail of the geotechnical profile: 1 – loess loam, pile, light, plastic sand (2.9 m); 2 – loess loam, brown, light, semi-solid (2 m); 3 – loess loam, gray yellow, with the inclusion of soft carbonates (3.6 m); 4 – red brown loam, heavy, solid (2.7 m); 5 – dark yellow, "flag-like" shell limestone (passed 0.8 m); b – the cross section of the pile foundation; c – the static tests results of soils with the piles

Кількість паль у фундаментах прийнята залежно від навантаження на пілони і становить від 3-х до 5-ти. При виготовленні паль було виконано ущільнення вибою свердловини втрамбовуванням щебню металевою трамбівкою і обпресуванням бетонної суміші тиском до 0,4 МПа. У процесі проведення робіт був забезпечений технічний моніторинг за всіма техноло-гічними процесами, в тому числі із застосуванням сучасних методик [19, 20].

Для забезпечення самостійної роботи пальового фундаменту була виконана ізоляція паль від фундаменту існуючого будинку. Палі в межах "плями" плити стрічкового фундаменту влаштовувалися через просвердлені отвори діам. 250 мм.

У межах товщини стрічкового фундаменту встановлювався відрізок труби – "гільза", що забезпечила зазор між палею й існуючим фундаментом. На рис. 6 наведено фрагмент компонування п’яти паль у фундаменті та схема забезпеченні роздільної роботи нової палі з існуючою стрічкою.

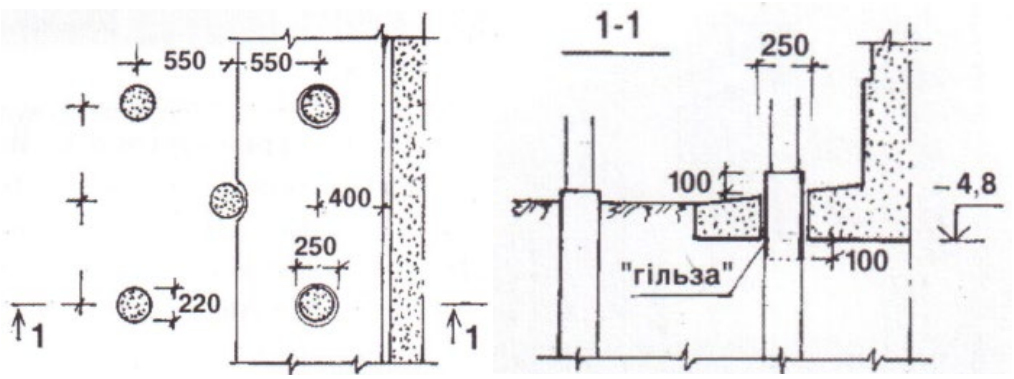


Рис.6. Фрагмент компонування паль у фундаменті
Fig.6. Detail of pile arrangement in the foundation

Для уникнення впливу пальового ростверку на плиту існуючого стрічкового фундаменту між ними була виконана пружна подушка зі шлаку завтовшки до 100 мм. Пальові ростверки з’єднали між собою залізобетонними балками, розташованими уздовж будин
ку (рис. 7).



Рис. 7. Пальові ростверки, об’єднані балкою
Fig. 7. Pile grids connected by the beam

По ростверках із кроком 2,65-7,4 м в осях улаштовані несучі залізобетонні пілони-стійки для поверхів, що надбудовуються. Поперечний перетин пілонів 1,5х0,3 м, висота – 17,5 м. У поздовжньому напрямку на рівні кожного перекриття існуючого буди-

нку пілони з'єднані між собою двома залізобетонними балками, по яких було улаштоване перекриття, що є додатковою площею до існуючого будинку. Додаткову площу використали для улаштування лоджій і розширення квартир (рис. 8).

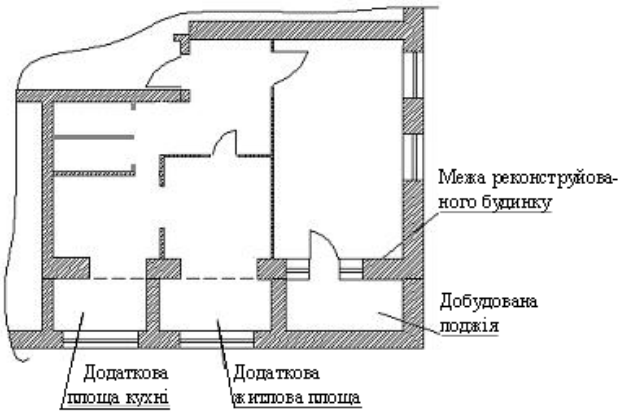


Рис. 8. Схема квартири після реконструкції будинку
Fig. 8. Plan of the apartment after the reconstruction of the building

Для забезпечення жорсткості будинку від горизонтальних зусиль, що спричинені вітровими та сейсмічними впливами, у поздовжньому напрямку в місцях розташування сходових клітин між пілонами були улаштовані залізобетонні діафрагми жорсткості на всю висоту будинку.

На рівні 5-го поверху пілони в поперечному напрямку будинку з'єднані гратчастою балкою прольотом 13,5 м, яка розташована в межах 6-го надбудованого поверху, утворюючи П-подібні рамні конструкції. По верхньому і нижньому поясах гратчастої балки виконані перекриття зі збірних багатопустотних залізобетонних плит і сполучні монолітні балки рам.

Між конструкціями надбудованої частини і існуючого будинку влаштований технологічний зазор 50-150 мм для запобігання впливу надбудованої частини на існуючий будинок у процесі осідання фундаментів.

Дах – двосхилий, по дерев'яних кроквах. У межах горищного простору передбачена можливість влаштування мансардного поверху, тут розміщено машинні приміщення для ліфтів, які були вбудовані в місцях сходових кліток старого будинку.

Будинок обладнаний інженерними мережами, які повністю відповідають усім сучасним стандартам: індивідуальна котельня і насосна станція. Газова котельня забезпечує протягом усього року подачу гарячої води і необхідні параметри теплоносія в опалювальний період, що у річному вираженні дає суттєву економію енергоресурсів та зменшує кількість викидів вуглецю порівняно із вугільними центральними котельнями. Загальний вигляд оновленого будинку наведено на рис. 9.



а *б*

Рис. 9. Вигляд будинку після реконструкції із надбудовою
Fig. 9. View of the building with height increasing after the reconstruction

Економічна доцільність реконструкції житлового будинку обумовлена середнім збільшенням площі кожної квартири на 20-25 м^2. Надбудована частина дає можливість збільшити щільність завдяки розміщенню будинку більшої поверховості на існуючій площі забудови.

Основні параметри техніко-економічних показників реконструкції з надбудовою наведено в таблиці 2.

Табл. 2. Техніко-економічні показники реконструкції з надбудовою
Table 2. Technical and economic characteristics of the reconstruction

Показники	До реконструкції	Після реконструкції	Збільшення, %
Загальна площа квартир, м^2	4330	7819	80,5
Площа житлового будинку, м^2	5334	8734	63,7
Будівельний об'єм, м^3	17535	40282	130,0
Загальна площа поверху, м^2	974	1265	30,0

Розглянутий тип реконструкції проводиться із відселенням мешканців. Однак є можливість здійснити реконструк-цію будівлі (та й цілого кварталу) без відселення мешканців. При цьому монтаж частин будівлі, що прибудовується і надбудовується може проводитися без застосування вантажопідйомної техніки (із застосуванням технології незйомної опалубки з піно-полістирольних плит).

Запропонована реновація проводиться без знесення житла. Однак існує можливість відновлення та реновації цілих кварталів також із частковим знесенням житла. До реконструкції мікрорайону можна підходити як з надбудовою будівель, так і зі знесенням, щоб на місці знесених будівель зводилися нові будівлі.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Незважаючи на жахливі події, які переживає Україна та український народ, ми маємо всебічну підтримку світової спільноти, яка вже неодноразово заявляла про допомогу до повної перемоги над агресором. Однак після цієї найбільш очікуваної події гостро постане питання відновлення будівель після руйнувань, яких завдала російська федерація. Для цього будуть необхідні ефективні та економічні рішення. Україна має значну кількість застарілих будинків, які вже давно потребували реновації або ліквідації.

Успішна реновація п'ятиповерхового житлового будинку 1960-х років з надбудовою додаткових чотирьох поверхів була проведена за безпосередньої участі Ігоря Владиславовича Шеховцова. Надбудова була виконана за методом «Фламінго» з улаштуванням незалежної збірно-монолітної системи на окремому пальовому фундаменті, яка сприймає усі вертикальні та горизонтальні навантажен-ня. При цьому було збільшено житлові площі існуючих квартир, вбудовано ліфти та організовано енергоефективне тепло- та водопостачання будинку.

Після завершення реновації та введення в експлуатацію було організовано комплексний моніторинг будівлі, який показав прогнозовані результати, що додатково підкреслило правильність запропонованих інженерних рішень.

Метод, який представлено у статті, дозволяє після реновації збільшити загальну площу квартир на понад 80%, при цьому будівля задовольнятиме чинним нормативним вимогам, буде енерго-ефективною, а сама реновація та подальша експлуатація дозволить знизити кількість викидів вуглецю, в тому числі через відсутність необхідності демонтувати будинок.

Подібні методи відновлення будівель, кварталів та цілих міст знайдуть своє місце у період масової відбудови України.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Київська школа економіки** (2024) Звіт про прямі збитки інфраструктури від руйнувань внаслідок військової агресії росії проти України станом на 1 вересня 2024 року.
2. **Civilian Harm in Ukraine Homepage**, https://ukraine.bellingcat.com, last accessed 2024/05/05.
3. **Нужний, В** (2022) Перші дослідження ушкоджень будівель і споруд внаслідок бойових дій. *Будівельні конструкції. Теорія і практика (11), 104-114.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.104-114
4. **Фаренюк, Г., & Немчинов, Ю.**, & **Бєлоконь, О., & Мар'єнков, М., & Богдан, Д., & Бабік, К., & Байтала, Х** (2022) Оцінка стану будівель і споруд вібродинамічним методом після військових пошкоджень. *Наука та будівництво. 2(32), 3-18.* https://doi.org/10.33644/2313-6679-08-2022-1
5. **Слюсаренко, Ю., & Мелашенко, Ю., & Іщенко, Ю., & Павлюк, Є** (2023) Досвід обстеження панельних будинків, пошкод-жених внаслідок бойових дій. *Наука та будівництво. 3(36), 41-50.* https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2023-5-20
6. **Кріпак, В., & Колякова, В.** (2021). Взаємозалежність конструктивних і розра-хункових схем будівлі. *Будівельні кон-струкції. Теорія і практика*, *1*(8), 17–24. https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24
7. **Кріпак. В., & Дробаха, О.** (2017). Реконструкція житлового будинку з надбудовою з використанням зовнішнього металевого каркасу. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, *1*(1), *158–165.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.158-165
8. **Шпакова Г., & Шпаков А.** (2023) Стратегії повоєнного відновлення України: інституційні та економічні виміри. *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин, 51(1), 152-161.* https://doi.org/10.32347/2707-501x.2022.51.152-161
9. **Shpakova, H., & Shpakov, A., & Koliakova, V., & Kripak, W.** (2024) Structural and technological aspects of conservation of street art on buildings damaged during the war. *International Journal of Conservation Science, 15, 103-118.* DOI:10.36868/IJCS.2024.SI.09
10. **Shekhovtsov, V., & Fesenko, O. & Vorodin, O. (2023)** Inspection and assessment of the technical condition of a 3-storey administrative building damaged as a result of a missile strike carried out by the armed forces of the russian federation. *[Proceedings of the IV International scientific and practical conference "Special-purpose buildings and structures: modern materials and constructions"] – April, p. 100*
11. **Глуховський В., & Дубовик С., & Лісений О., & Любченко І., & Мар'єнков М., & Яковенко М.** (2022) Обстеження, оцінка технічного стану та умови відновлення житлового будинку на проспекті В. Лобановського, 6-А в м. Києві, пошкодженого внаслідок воєнних дій. *Наука та будівництво. 3-4 (33-34), 55-68.* https://doi.org/10.33644/2313-6679-34-2022-6
12. **Шеховцов, І., & Тугаєнко, Ю** (2004) Досвід реконструкції 5-ти поверхового житлового будинку з надбудовою 4-х поверхів. *Будівництво України 4, 15–17.*
13. **Шеховцов, І** (2004) Досвід реконструкції 5-ти поверхової житлової будівлі з надбудовою 4^{x} поверхів на пілонах у м. Одесі по вул. Парковій, 75-б. *Нові технології в будівництві 2 (8), 8-12.*
14. **Агєєва, Г., & Кафієв, К., & Крівєльов, Л** (2021) Реконструкція будинків перших масових серій – засада сталого розвитку мікрорайонів і кварталів міст. *Наука та будівництво 1(27),32-40.* *https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v27i1.5-20*
15. **Ільченко Д, & Перфілова О** (2013) Переваги використання методу «ФЛАМІНГО» при реконструкції житлової забудови у м. Київ. *[Матеріали V Міжнар.наук.-практ. конф. "Архітектура та екологія"] Київ, НАУ,29-30 жовтня 2013 р. Ч.II, с. 31-33.*
16. **Дорошенко, Ю., & Мережко, А** (2020) Передумови реновації застарілого житлового фонду в Україні. *Теорія та практика дизайну 1(20),51-66.* *DOI: 10.18372/2415-8151.20.15050*
17. **Kalyukh, Y., & Senatorov, V.** (2011). The problems of resource evaluation of highly responsible and especially massive RC hydrotechnical structures. *[fib Symposium Prague 2011: Concrete Engineering for Excellence and Efficiency, Proceedings, 1], pp. 627–630.*
18. **Kaliukh, I., & Senatorov, V., & Khavkin, O., & Kaliukh, T., & Khavkin, K.** (2013).

Experimental and analytic researches on technical state, design and operation of reinforced concrete anti-landslide structures for seismic dangerous regions of Ukraine. *[fib Symposium Tel-Aviv: Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling and Construction, Proceedings] pp. 625–628.*

19. **Kaliukh, I., & Fareniuk, G., & Trofymchuk, O., & Fareniuk, I., &Berchun, Y.** (2019). Identification of defects in reinforced concrete piles based on multi-wave reflection *[Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete – Innovations in Materials, Design and Structures] pp. 991–998.*
20. **Malakhov, V., & Bondarenko, O., & Shekhovtsov, V., & Shekhovtsov, I.** (2021). Dynamic testing of joints of precast and cast-in-sıtu reınforced concrete and elements of brick-work with concrete inclusion. *[Proceedings of the fib Symposium, 2021] – June, pp. 1461–1470.*

REFERENCES

1. **Kyivska shkola ekonomiky (**2024) Zvit pro priami zbytky infrastruktury vid ruinuvan vnaslidok viiskovoi ahresii Rosii proty Ukrainy stanom na 1 veresnia 2024 roku.
2. **Civilian Harm in Ukraine Homepage**, https://ukraine.bellingcat.com, last accessed 2024/05/05.
3. **Nuzhnyi, V (2022)** Pershi doslidzhennia ushkodzhen budivel i sporud vnaslidok boiovykh dii. Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka *(11), 104-114*. *DOI: 10.32347/2522-4182.11.2022.104-114*
4. **Fareniuk, H., & Nemchynov, Yu., & Bielokon, O., & Marienkov, M., & Bohdan, D., & Babik, K., & Baitala, Kh (2022)** Otsinka stanu budivel i sporud vibrodynamichnym metodom pislia viiskovykh poshkodzhen. Nauka ta budivnytstvo. *2(32),3-18. https://doi.org/10.33644/2313-6679-08-2022-1*
5. **Sliusarenko, Yu., & Melashenko, Yu., & Ishchenko, Yu., & Pavliuk, Ye (2023)** Dosvid obstezhennia panelnykh budynkiv, poshkodzhenykh vnaslidok boiovykh dii. *Nauka ta budivnytstvo. 3(36), 41-50. https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2023-5-20*
6. **Kripak, V., & Koliakova, V. (2021).** Vzaiemozalezhnist konstruktyvnykh i rozrakhunkovykh skhem budivli. Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka. *1*(8), 17–24. https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24
7. **Kripak. V., & Drobakha, O. (2017).** Rekonstruktsiia zhytlovoho budynku z nadbudovoiu z vykorystanniam zovnishnoho metalevoho karkasu. Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka, *1*(1*), 158–165. https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.158-165*
8. **Shpakova H., & Shpakov A. (2023)** Stratehii povoiennoho vidnovlennia Ukrainy: instytutsiini ta ekonomichni vymiry. Shliakhy pidvyshchennia efektyvnosti budivnytstva v umovakh formuvannia rynkovykh vidnosyn*, 51(1), 152-161. https://doi.org/10.32347/2707-501x.2022.51.152-161*
9. **Shpakova, H., & Shpakov, A., & Koliakova, V., & Kripak, W. (2024)** Structural and technological aspects of conservation of street art on buildings damaged during the war. *International Journal of Conservation Science, 15, 103-118. DOI:10.36868/IJCS.2024.SI.09*
10. **Shekhovtsov, V., & Fesenko, O. & Vorodin, O. (2023)** Inspection and assessment of the technical condition of a 3-storey administrative building damaged as a result of a missile strike carried out by the armed forces of the russian federation. *[Proceedings of the IV International scientific and practical conference "Special-purpose buildings and structures: modern materials and constructions"] – April, p. 100*
11. **Hlukhovskyi V., & Dubovyk S., & Lisenyi O., & Liubchenko I., & Marienkov M., & Yakovenko M.** (2022) Obstezhennia, otsinka tekhnichnoho stanu ta umovy vidnovlennia zhytlovoho budynku na prospekti V. Lobanovskoho, 6-A v m. Kyievi, poshkodzhenoho vnaslidok voiennykh dii. *Nauka ta budivnytstvo. 3-4 (33-34), 55-68. https://doi.org/10.33644/2313-6679-34-2022-6*
12. **Shekhovtsov, I., & Tuhaienko, Yu (2004)** Dosvid rekonstruktsii 5-ty poverkhovoho zhytlovoho budynku z nadbudovoiu 4-kh poverkhiv. *Budivnytstvo Ukrainy 4, 15–17.*
13. **Shekhovtsov, I (2004)** Dosvid rekonstruktsii 5-ty poverkhovoi zhytlovoi budivli z nadbudovoiu 4kh poverkhiv na pilonakh u m. Odesi po vul. Parkovii, 75-b. *Novi tekhnolohii v budivnytstvi 2 (8), 8-12.*
14. **Ahieieva, H., & Kafiiev, K., & Krivielov, L (2021)** Rekonstruktsiia budynkiv pershykh masovykh serii – zasada staloho rozvytku mikroraioniv i kvartaliv mist. *Nauka ta*

budivnytstvo 1(27),32-40. https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v27i1.5-20

15. **Ilchenko D, & Perfilova O** (2013) Perevahy vykorystannia metodu «FLAMINHO» pry rekonstruktsii zhytlovoi zabudovy u m. Kyiv. *[Materialy V Mizhnar.nauk.-prakt. konf. "Arkhitektura ta ekolohiia"] Kyiv, NAU, 29-30 zhovtnia 2013 r. Ch.II, s. 31-33.*
16. **Doroshenko, Yu., & Merezhko, A** (2020) Peredumovy renovatsii zastariloho zhytlovoho fondu v Ukraini. *Teoriia ta praktyka dyzainu 1(20),51-66. DOI: 10.18372/2415-8151.20.15050*
17. **Kalyukh, Y., & Senatorov, V.** (2011). The problems of resource evaluation of highly responsible and especially massive RC hydrotechnical structures. *[fib Symposium Prague 2011: Concrete Engineering for Excellence and Efficiency, Proceedings, 1]*, *pp. 627–630.*
18. **Kaliukh, I., & Senatorov, V., & Khavkin, O., & Kaliukh, T., & Khavkin, K.** (2013). Experimental and analytic researches on technical state, design and operation of reinforced concrete anti-landslide structures for seismic dangerous regions of Ukraine. *[fib Symposium Tel-Aviv: Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling and Construction, Proceedings] pp. 625–628.*
19. **Kaliukh, I., & Fareniuk, G., & Trofymchuk, O., & Fareniuk, I., &Berchun, Y.** (2019). Identification of defects in reinforced concrete piles based on multi-wave reflection *[Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures] pp. 991–998.*
20. **Malakhov, V., & Bondarenko, O., & Shekhovtsov, V., & Shekhovtsov, I.** (2021). Dynamic testing of joints of precast and cast-in-sıtu reınforced concrete and elements of brickwork with concrete inclusion. *[Proce-edings of the fib Symposium, 2021] – June, pp. 1461–1470.*

Стаття надійшла до редакції 01.05.2024

RENOVATION WITH HEIGHT INCREASING OF RESIDENTIAL BUILDINGS OF THE 1960s MADE OF PRECAST CONCRETE

Vladyslav SHEKHOVTSOV,
Oleg FESENKO,
Viktor MALAKHOV,
Olexiy BONDARENKO

Summary. For many years, an urgent problem in Ukraine is a technical renovation of the existing housing stock of mass-series buildings. Most of them were built with precast concrete elements in the 1960s–1970s. The design lifecycle of such buildings was determined for 25 years. Therefore they have obsolescence and backwardness. That expressed in inconformity with modern design codes for residential buildings, the absence of elevators, the unavailability of engineering communications, low heat and energy efficiency and environmental compatibility of such buildings. On the other hand, the technical examinations of concrete structures of such houses showed that at least 80 % of them have not depleted their bearing capacity resource. The problem of buildings renovation was especially emphasized by the destructive consequences of the Russian federation armed aggression in Ukraine.

The paper describes the experience of renovation with reconstruction of the old 5-storey residential building into modern 9-storey multi-apartment residential building. Construction works included redevelopment of the interior space, elevator installation, and replacement of the utilities by the modern ones and using of up-to-date technologies to improve the energy efficiency of the building. The project provides increasing the number of stories with separate load transfer to the new foundations.

Keywords. Renovation; reconstruction; height increasing; military aggression of the russian federation against Ukraine

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.79-88
УДК 538.9; 624.04; 691.58

ВПЛИВ УМОВ НАНЕСЕННЯ ГЕРМЕТИЗУЮЧИХ ПОЛІМЕРНИХ МАТЕРІАЛІВ НА СТІЙКІСТЬ ДО ДЕФОРМАЦІЙ ГЕРМЕТИКА ДО СКЛОФІБРОБЕТОНУ

Олена ОЛЕКСІЄНКО[1], Лєна ВЕРГУН[2],

[1]Орган з оцінки відповідності ТОВ «Укрсертифікейшен»,
вул. Володимира Стельмаха, буд. 62Д, м. Рівне, Україна, 33018
[1]Building Research Institute (Instytut Techniki Budowlanej)
21, Ksawerów, Warszawa, Poland, 02-656
[2] Київський національний університет ім. Тараса Шевченка,
вул. Володимирська, 64/13, м. Київ, Україна, 01033
[1]mb-elena@ukr.net, http://orcid.org/0000-0002-5329-2217
[2]LienaVergun@univ.net.ua, http://orcid.org/0009-0005-6086-6548

Анотація. У статті розглядається питання щодо особливостей обробки твердих поверхонь праймером перед використанням герметизуючих матеріалів. Адгезійна міцність герметика до поверхні зчеплення є основою ущільнення та герметизації швів. Відсутність адгезії означає потрапляння води, бруду, опадів та інщих кліматичних чинників, які з часом призводять до деструкції швів. Тому дуже важливо дотри-муватися технології обробки швів перед за-стосуванням ущільнювача. Правильна обробка швів праймером, з дотриманням часу нанесення на основу, перед використанням герметизуючих матеріалів призведе до збільшення довговічності та терміну служби герметичного шву.

Для покращення адгезійної міцності між адгезивом і субстратом, як правило, проводять попередню обробку твердої поверхні (субстрата) праймером на основі пінополіуретану або епоксидних смол. Застосування зазначених праймерів пов'язано з тим, що під час витримки на твердій поверхні відбувається утворення полімерної матриці, яка під час подальшого контакту з герметиком забезпечує підвищення міцності зчеплення в зоні контакту. У поверхневих дефектних зонах з вмістом вологи також відбувається формування нового поверхневого шару за рахунок участі полімерних груп в утворенні внутрішньомолекулярних водневих зв'язків. Утворення полімерного шару на твердій поверхні, що може містити дефектні зони, потребує певного часу.

Проведено випробування з визначення стійкості до деформацій комбінації герметизуючих матеріалів герметик/праймер в поєднанні зі зразками склофібробетону та встановлення впливу умов нанесення праймера/герметика до поверхні склофібробетонної композиції на стійкість до серії знакозмінних циклів, рівних за значеннями навантажень і змін температури, при деформації герметизуючого матеріалу 25%. Встановлено, що час обробки твердої поверхні праймером повинен бути не менше, ніж 5 хвилин. При недотриманні цієї умови при нанесенні герметизуючих матеріалів до склофібробетону може бути причиною відшарування герметику від основи.

Ключові слова. Герметизуючий матеріал; адгезійна міцність; стійкість до деформацій;



Олена ОЛЕКСІЄНКО
відділ теплофізики, акустики та екології, науковий співробітник, researcher Department of thermal physics, acoustics and ecology, к.т.н.



Лєна ВЕРГУН
кафедра молекулярної фізики, науково-дослідна лабораторія «Фізика рідин, полімерів та фазових переходів в них», науковий співробітник, к. фіз.-мат.н.

© О. ОЛЕКСІЄНКО, Л. ВЕРГУН, 2024

праймер; склофібробетон.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

У даний час найчастіше як герметики для швів використовуються полімерні матеріали, такі як поліуретан, полісульфід і силікон [1, 2]. Такі матеріали мають чудові характеристики деформації і зв'язування, що зручно для будівництва.

Однак на ці полімерні герметики для швів під час експлуатації впливають різні фактори навколишнього середовища, що призводить до зниження міцності та зниження адгезії герметиків для швів [3]. Отже, вчені проводять широкі дослідження довговічності органічних герметиків для швів. У роботі [4] провели випробування на розтягнення, випробування на твердість, термогравіметричний аналіз і диференціальний термічний аналіз, щоб дослідити ефективність старіння силіконових і поліуретанових герметиків для швів під ультрафіолетовим випромінюванням. У роботі [5] досліджували довговічність герметиків для швів при одноразовому або спільному впливі різних факторів навколишнього середовища, таких як температура та вологість. У роботах [6, 7] переглянуто робочі характеристики, вимоги, ситуацію з дослідженнями та розробками існуючих силіконових герметиків для швів і запропоновано технічні шляхи підвищення довговічності герметика для швів. Більшість вищезазначених досліджень покращують довговічність органічних герметиків для швів шляхом зміни пропорції суміші та додавання домішок. Однак використання лише органічних полімерних герметиків для швів не може задовольнити робочі вимоги гер-метиків для швів у різних середовищах. Тому необхідно вводити нові компоненти для подальшої оптимізації та модифікації органічних полімерних герметиків для швів.

Полімерцементний композит є різновидом нового матеріалу, заснованого на концепції «органіко-неорганічного композиту», який не тільки має хороші зв'язувальні властивості та чудову деформацію органічного матеріалу, але також володіє високою міцністю та довговічністю неорганічного матеріалу. Крім того, додавання інших домішок дозволяє вторинно модифікувати полімерцементний композиційний матеріал, щоб він мав гарну властивість деформації з'єднання та чудову довговічність [8, 9]. На сьогоднішній день деякі вчені широко досліджували полімерцементні композиційні матеріали.

Наприклад, у роботах [10, 11] проведено випробування на стиск для дослідження механічних властивостей розчину, модифікованого полімером бутилбензолу, з різними ваговими співвідношеннями полімеру до цементу.

У роботі авторів [12] було висвітлено питання щодо ролі кремнієвмісних компонентів в механізмах взаємодії між субстратом та адгезивом в процесі виникнення зони контакту «герметик – тверда підкладка». Такі механізми в подальшому можуть спричиняти утворення структур, які під час навантаження змінюють міцність в цій зоні за рахунок появи різноманітних дефектів, що спричиняють проникнення вологи, молекул кисню тощо. Зазначена обставина призводить до зменшення величини адгезійної міцності між адгезивом і субстратом, що в подальшому може бути причиною руйнування в зоні зчеплення.

Дана робота є продовженням цієї тематики. У ній розглядається питання щодо особливостей обробки твердих поверхонь праймером перед використанням герметизуючих матеріалів.

Адгезійна міцність герметика до поверхні зчеплення є основою ущільнення швів. Відсутність адгезії означає потрапляння води, бруду, опадів та інших кліматичних чинників, які з часом призводять до деструкції швів (рис. 1).

Тому, дуже важливо дотримуватися технології обробки швів перед застосуванням ущільнювача. Правильна обробка швів праймером з дотриманням часу нанесення на основу перед використанням герметизуючих матеріалів призведе до збільшення довговічності та терміну служби герметичного шву.



Рис.1. Пошкодження герметика у зв’язку з недотриманням технології виконання робіт

Fig.1. Damage to the sealant due to non-compliance with the work performance technology

Як вже зазначалось, однією із причин руйнування в зоні контакту між адгезивом (герметиком) та твердою поверхнею (бетону або склофібробетону) є проникнення сторонніх молекул води, газів тощо в дефектні зони кремнієвовмісних структур. Для покращення адгезійної міцності між адгезивом і субстратом, як правило, проводять попередню обробку твердої поверхні (субстрата) праймером на основі пінополіуретану або епоксидних смол. Застосування зазначених праймерів пов'язано з тим, що під час витримки на твердій поверхні відбувається утворення полімерної матриці, яка під час подальшого контакту з герметиком забезпечує підвищення міцності зчеплення в зоні контакту. У поверхневих дефектних зонах з вмістом вологи також відбувається формування нового поверхневого шару за рахунок участі полімерних груп в утворенні внутрішньомолекулярних водневих зв’язків [див.напр. 13-16]. Утворення полімерного шару на твердій поверхні, що може містити дефектні зони, потребує певного часу.

Зважаючи на вищевикладене, у даній роботі наведені результати експериментальних досліджень щодо визначення стійкості до деформацій системи «праймер – герметик – зразки склофібробетону» із різним часом витримки праймера на поверхні склофібробетону та стійкості таких систем до серії знакозмінних циклів, рівних за значеннями навантажень і змін температури. За отриманими результатами встановлено умови нанесення праймера для забезпечення підвищення адгезійної міцності в зоні контакту «адгезив – субстрат».

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для проведення випробувань з визначення стійкості до деформацій комбінації герметизуючих матеріалів герметик/праймер в поєднанні зі зразками склофібробетону та встановлення впливу умов нанесення праймера/герметика до поверхні зразків склофібробетону на стійкість до серії знакозмінних циклів, рівних за значеннями навантажень і змін температури, при деформації герметизуючого матеріалу 25%, застосовувались такі зразки:

Зразки серії № 01 розміром 50 х 50 мм, зі склофібробетону з підготовкою поверхні праймером на основі поліуретану, а саме:

- зразки № 01 (1 – 5) – час витримки праймера 5 хвилин;
- зразки № 01 (6 – 10) – час витримки праймера 15 хвилин;
- зразки № 01 (11 – 15) – час витримки праймера 30 хвилин;
- зразки № 01 (16 – 20) – час витримки праймера 4 години;
- зразки серії № 02 розміром 50 х 50 мм, зі склофібробетону з підготовкою поверхні праймером на основі епоксидних смол, а саме:
- зразки № 02 (1 – 5) – час витримки праймера 5 хвилин;
- зразки № 02 (6 – 10) – час витримки праймера 15 хвилин;
- зразки № 02 (11 – 15) – час витримки праймера 30 хвилин;
- зразки № 02 (16 – 20) – час витримки праймера 4 години.

Загальний вигляд випробувальних зразків показано на рис. 2 – 3.



Рис.2. Загальний вигляд випробувальних зразків

Fig.2. General appearance of test samples



Рис.3. Загальний вигляд випробувальних зразків

Fig.3. General appearance of test samples

На рис.4. зображено загальний вигляд зразків під час випробування.



Рис.4. Загальний вигляд зразків під час випробування

Fig.4. General appearance of the samples during the test

На рис.5 наведено зовнішній вигляд зразків після випробування.

Проба герметика наноситься на середину склофібробетонної пластини, попередньо обробленої праймером (час висихання праймера – 5 хв, 15 хв, 30 хв, 4 год.), потім обжимається двома дерев'яними планками, поверхні яких попередньо покриті розплавленим парафіном. Зверху прикладається друга пластина склофібробетона. Розмір шва герметизуючого матеріалу в поперечному перерізі становить (10 ± 1) мм. Підготовлений зразок витримують 7 діб.



Рис.5. Адгезійний розрив дослідного зразка після випробування

Fig.5. Adhesion rupture of the test sample after the test

Випробування зразків проведені згідно ДСТУ Б В.2.7-133 [17] в діапазоні температур від -15 (± 3) °С до +70 (± 5) °С. Вважається, що зразок пройшов випробування, коли на поверхні герметичного шву не буде зафіксовано тріщин, розломів та інших руйнувань, а також відсутнє відшарування герметизуючого матеріалу від поверхні пластин склофібробетона.

Результати випробувань наведені у табл. 1.

Табл. 1. Визначення стійкості до деформацій комбінації герметизуючих матеріалів герметик/праймер в поєднанні зі склофібробетонними композиціями

Table 1. Determination of resistance to deformations of the combination of sealing materials sealant/primer in combination with glass fiber concrete compositions

№ зразка	Кіл-ть повних циклів, шт.	Результати випробувань зразків
1	2	3
01 (1-5)	1	Наявне відшарування герметизуючого матеріалу від поверхні пластин склофібробетона
01 (6-10)	1	
01 (11-15)	2	

Продовження табл.1.
Continuation of table 1

1	2	3
01 (16-20)	5	На поверхні герметичного шву немає тріщин, розломів та інших руйнувань, а також відсутнє відшарування герметизуючого матеріалу від поверхні пластин склофібробетона
02 (1-5)	5	На поверхні герметичного шву немає тріщин, розломів та інших руйнувань, а також відсутнє відшарування герметизуючого матеріалу від поверхні пластин склофібробетона
02 (6-10)	5	
02 (11-15)	5	
02 (16-20)	5	

Як видно з табл. 1, найменшу стійкість виявили зразки з обробкою праймером протягом 5 хвилин.

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПОЯСНЕННЯ

Як вже йшлося у даній роботі, на поверхні бетону або склофібробетону можуть існувати дефектні кремнієвмісні зони, що зменшують адгезійну міцність при зчепленні [18, 20].

За модель, що визначає кінетику зміни домішкових молекул в поверхневих шарах кремнієвмісних структур, використовують аморфний силікагель, що містить Si-O зв'язки [21]. Було проведено наступний експеримент. Гранули аморфного силікагелю витримувались в дистильованій воді упродовж 5 хвилин при температурі 22°С, як це показано на рис. 6.

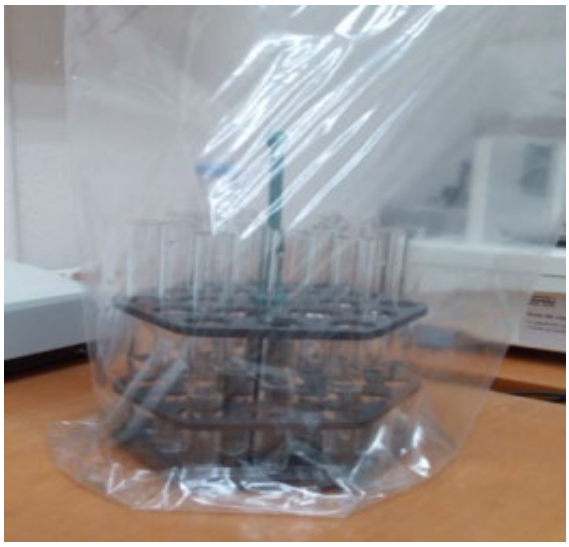


Рис.6. Витримка гранул силікагелю в дистильованій воді
Fig.6. Keeping silica gel granules in distilled water

У процесі висихання гранул силікагелю визначали коефіцієнт зміни маси φ, ум.од. Отримані результати наведені на рис. 7.

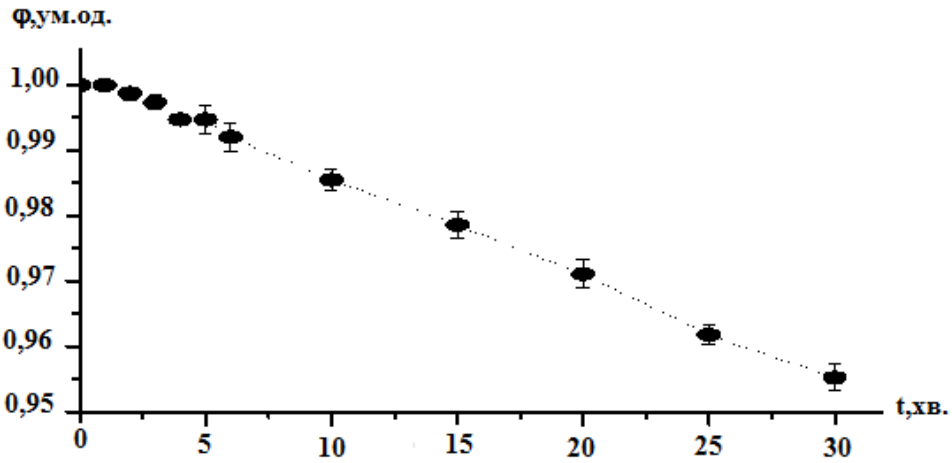


Рис.7. Часова залежність коефіцієнту зміни маси гранул силікагелю під час висихання
Fig.7. Time dependence of the coefficient of change in the mass of silica gel granules during drying

Використання експериментальної залежності, наведеної на рис.7, надасть можливість підбирати полімерні композиції таким чином, щоб відносна зміна маси гранули була сповільнена за рахунок взаємодії ланцюгів праймера з структурою кремнієвмісних ділянок.

Відповідно до проведення умов випробування згідно з ДСТУ Б В.2.7-133, про які йшлося вище, було проведено дослідження кінетики випаровування силікагелевих при температурі 70°С гранул, які попередньо витримувались у дистильованій воді з температурою 22°С протягом 5 хв. Вимірювання проводилися через кожну хвилину.

На рис.7 наведено експериментальну часову залежність зміни маси силікагелевих гранул, отриману за допомогою приладу AND MX-50 Moister Analyzer.

На рис.8 наведені зображення поверхонь гранул в процесі висихання на певних проміжках часу (збільшення у 6 разів)

Як видно з рис. 6, чітко простежуються дві ділянки залежності у часі, що мають різний характер структури, а саме: ділянка в часовому інтервалі 0 ÷ 5 хвилин та ділянка в часовому інтервалі 5 ÷ 30 хвилин. Це відповідає певним станам матеріалу з розрізненою структурою, а саме заповнення дефектних зон силікагелевої гранули домішковими молекулами води та формування суцільної структури.

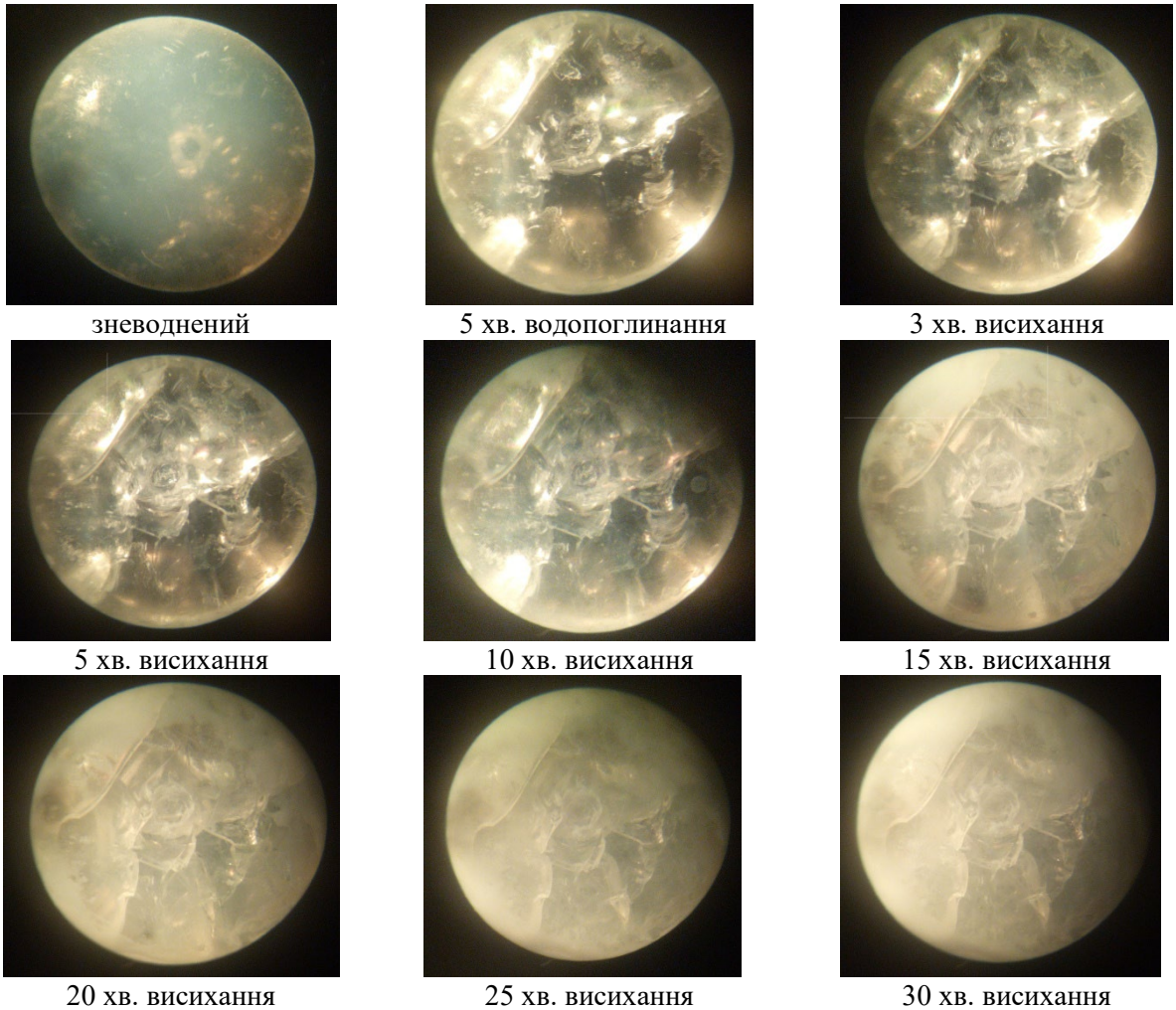


Рис.8. Поверхня силікагелевої гранули під час експерименту
Fig.8. The surface of the silica gel granule during the experiment

У процесі утворення цієї структури відбувається перебудова аморфного силікагелю: зменшується кількість вільної води і в дефектних зонах починається утворення суцільної матриці між кремнієвмісною структурою і молекулами води за рахунок водневих зв'язків. Як видно з рис. 8, після 15 хвилин висихання на поверхні силікагелевої гранули формуються ділянки, що нагадують «тріщини». Отримані результати узгоджуються з результатами проведених випробувань щодо часу витримки праймера на поверхні склофібробетону і на стійкість до серії знакозмінних циклів, рівних за значеннями навантажень і змін температури. Очевидно, що при витримці праймера на поверхні бетону протягом 5 хвилин відбувається лише заповнення дефектних зон. Надалі вже відбувається формування полімерної матриці, стійкість якої залежить від полімерного складу праймера.

Як видно з рисунку 9 повне висихання силікагелю при температурі 70 °С відбувається через 2 години. Отриманий експериментальний результат свідчить про те, що впродовж цього часу кремнієвмісна поверхня повністю зневоднена. При цьому маса силікогелю зменшується в 1,82 рази.

Оцінка адгезійної міцності проведених випробувань із праймерами різного типу показує, що при витримці протягом 5 хвилин адгезійна міцність праймера на основі епоксидних смол перевищує адгезійну міцність праймера на основі поліуретану приблизно в 5 раз. Це означає, що ланцюги, які входять до складу полімерної композиції з вмістом епоксидних смол повністю взаємодіють з поверхнею.



Рис.9. Часова залежність зміни маси сілікагелевих гарнул m, які попердньо витримувались в дистиляті з температурою 22°С при температурі висихання 70°С.

Fig. 9. Time dependence of the change in the mass of silica gel granules m, which were previously kept in a distillate with a temperature of 22°C at a drying temperature of 70°C.

Таким чином в подальшому отримана експериментальна залежність може бути використана для попередньої оцінки ступеня відшарування праймерів різного типу, а саме, відношення маси зразка, що містить кремнієвмісні ділянки з нанесеним праймером (час витримки 5 хвилин), до маси після висушування протягом 2 годин повинна перевищувати значення,рівне 1,82.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проведено випробування з визначення стійкості до деформацій комбінації герметизуючих матеріалів герметик/праймер в поєднанні зі зразками склофібробетону та встановлення впливу умов нанесення праймера/герметика до поверхні склофібробетонної композиції на стійкість до серії знакозмінних циклів, рівних за значеннями навантажень і змін температури, при деформації герметизуючого матеріалу 25%.

Встановлено: для зразків № 01 (1-15) – відшарування герметизуючого матеріалу від поверхні пластин склофібробетона; для зразків № 01 (16-20) та 02 (1-20) – на поверхні герметичного шву немає тріщин, розломів та інших руйнувань, а також відсутність відшарування герметизуючого матеріалу від поверхні пластин склофібробетона.

Встановлено, що час обробки твердої поверхні праймером повинен бути не менше, ніж 5 хвилин. Недотримання цієї умови при нанесенні герметизуючих матеріалів до склофібробетону може бути причиною відшарування герметику від основи. Запропоновано метод попередньої оцінки адгезійної міцності для праймерів різного типу.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Li G., Xu T.** Thermomechanical characterization of shape memory polymer-based self-healing syntactic foam sealant for expansion joints. *J. Transp. Eng. 2011. 137. P. 805 – 814.*
2. **Neshvadian Bakhsh**, K. Performance Based Mechanistic-Empirical Approach to Assess Joint Sealant Eectiveness on Sustainability of Concrete Pavement Infrastructure. *Ph.D. Thesis, Texas A & M University, College Station, TX, USA, 2014.*
3. **Wang D.**, Wang H., Jia H., Wang F., Shou C. Synthesis and application of new polyurethane sealant modified by silicone. *New Build. Mater. 2017. № 5. P. 36 – 40.*
4. **Ding S. H.** Durability evaluation of building sealants by accelerated weathering and thermal analysis. *Constr. Build. Mater. 2006. № 20. P. 878 – 881.*
5. **White C. C.**, Hunston D. L., Tan K.T.; Filliben J.; Pintar A.; Schueneman G. A systematic approach to the study of accelerated weathering of building joint sealants. *J. ASTM Int. 2012. № 9. P. 1 – 17.*
6. **Li H.**, Yi Z., Hao W., Tan Y., Xie Y. Research progress of silicone sealants in Concrete joint. *Concrete 2015. № 3. P. 156 – 160.*
7. **Liu B.**, Huo W., Qu P., Xiong T., Li B. Research and Application Progress of Silicone Sealants for Joints of Concrete Pavement in China. *China Build. Waterproofing 2015. 17. P. 1 – 8.*
8. **Soufi A.**, Mahieux P.Y., Aït-Mokhtar A., Amiri O. Influence of polymer proportion on transfer properties of repair mortars having equivalent water porosity. *Mater. Struct. 2015. № 49. P. 383 – 398.*
9. **Wang T.**, Xu J., Zhu C., Ren W. Comparative Study on the Eects of Various Modified Admixtures on the Mechanical Properties of Styrene-Acrylic Emulsion-Based Cement Composite Materials. *Materials 2019. № 13,8.*
10. **Ribeiro M.S.S.**, Gonçalves A.F., Branco F.A.B. Styrene-butadiene polymer action on compressive and tensile strengths of cement mortars. *Mater. Struct. 2008. № 41. P. 1263 – 1273.*
11. **Pascal S.**, Alliche A., Pilvin P. Mechanical behaviour of polymer modified mortars. Mater. *Sci. Eng. A 2004. 380. P. 1 – 8.*
12. **Олексієнко О.Б.**, Вергун Л. Ю. Вплив величини дійсної адгезійної міцності на визначення умов нанесення герметизуючих полімерних матеріалів. *Наука и будівництво. 2023. № 1 (35). С. 3 – 7.*
13. **Zhang W.**, Dehghani-Sanij A.A., Blackburn, R.S. (2008). IR study on hydrogen bonding in epoxy resin-silica nanocomposites. *Progress in Natural Science, № 18. P. 801 – 805.*
14. **Вергун Л. Ю.**, Забашта Ю. Ф., Тодосійчук Т. Т. та ін. (2014) Оцінка адгезії захисного покриття та інертних поверхонь. *Функціональні матеріали 21, No1, С. 64 – 68.*
15. **Булавін Л. А.**, Забашта Ю. Ф., Бровко О. О., Вергун Л. Ю. та ін. (2016) Вплив магнітного поля на розподіл домішкових молекул у структурі оптично-прозорих полімерних плівок. *Полімерний журнал. 38 № 3. С. 205 – 210.*
16. **Flores-Vivian I.**, Pradoto R. G. K., Moini M., et al. (2017). The effect of SiO_2 nanoparticles derived from hydrothermal solutions on the performance of Portland cement-based materials. *Frontiers of Structural and Civil Engineering, 11(4).*
17. **ДСТУ Б В.2.7-194:2009** Будівельні матеріали. Матеріали герметизуючі полімерні будівельні. Номенклатура показників [Текст]. - *Чинний від 2010-08-01. - К. : Мінрегіонбуд України, 2010. - IV, 7 с.*
18. **Gang Wang**, Hua Tan, Chunjing Lu, and Ao Sun. Effect of SiO_2@PEGMA Composites on Mechanical Properties of Oil Well Cement. *ACS Omega 2022, №7 (27). P. 24012 – 24019*
19. **Shaojie Li**, Ping Shen, Hang Zhou, Shiguo Du, Yuling Zhang and Jun Yan. Synergistic effects of CNTs/SiO_2 composite fillers on mechanical properties of cement composites. *RSC Adv.2022. №12. P. 27253 – 27266.*

20. **Yang Zhou**, Hajie Zheng, Yuwen Qiu, Xixi Zou, Jiale Huang. A molecular Dynamics Study on the Structure, Interfaces, Mechanical Properties, and Mechanisms of a Calsium Silicate/2D-Silica Nanocomposite. *Sec Computational Materials Science. 2020. №7.*
21. **Brinker, C.J.**, Kirkpatrick, R.J., Tallant, D.R., Bunker, B.C., & Montez, B. (1988). NMR Confirmation of Strained "Defects" in Amorphous Silica. *Journal of Non-Crystalline Solids. № 99. P. 418 – 428.*

REFERENCES

1. **Li G.**, Xu T. Thermomechanical characterization of shape memory polymer-based self-healing syntactic foam sealant for expansion joints. *J. Transp. Eng. 2011. 137. P. 805 – 814.*
2. **Neshvadian Bakhsh**, K. Performance Based Mechanistic-Empirical Approach to Assess Joint Sealant Eectiveness on Sustainability of Concrete Pavement Infrastructure. *Ph.D. Thesis, Texas A & M University, College Station, TX, USA, 2014.*
3. **Wang D.**, Wang H., Jia H., Wang F., Shou C. Synthesis and application of new polyurethane sealant modified by silicone. *New Build. Mater. 2017. № 5. P. 36 – 40.*
4. **Ding S. H.** Durability evaluation of building sealants by accelerated weathering and thermal analysis. *Constr. Build. Mater. 2006. № 20. P. 878 – 881.*
5. **White C. C.**, Hunston D. L., Tan K.T.; Filliben J.; Pintar A.; Schueneman G. A systematic approach to the study of accelerated weathering of building joint sealants. *J. ASTM Int. 2012. № 9. P. 1 – 17.*
6. **Li H.**, Yi Z., Hao W., Tan Y., Xie Y. Research progress of silicone sealants in Concrete joint. *Concrete 2015. № 3. P. 156 – 160.*
7. **Liu B.**, Huo W., Qu P., Xiong T., Li B. Research and Application Progress of Silicone Sealants for Joints of Concrete Pavement in China. *China Build. Waterproofing 2015. 17. P. 1 – 8.*
8. **Soufi A.**, Mahieux P.Y., Aït-Mokhtar A., Amiri O. Influence of polymer proportion on transfer properties of repair mortars having equivalent water porosity. *Mater. Struct. 2015. № 49. P. 383 – 398.*
9. **Wang T.**, Xu J., Zhu C., Ren W. Comparative Study on the Eects of Various Modified Admixtures on the Mechanical Properties of Styrene-Acrylic Emulsion-Based Cement Composite Materials. *Materials 2019. № 13. 8.*
10. **Ribeiro M.S.S.**, Gonçalves A.F., Branco F.A.B. Styrene-butadiene polymer action on compressive and tensile strengths of cement mortars. *Mater. Struct. 2008. № 41. P. 1263 – 1273.*
11. **Pascal S.**, Alliche A., Pilvin P. Mechanical behaviour of polymer modified mortars. *Mater. Sci. Eng. A 2004. 380. P. 1 – 8.*
12. **Oleksiienko O.B.,** Verhun L. Yu. Vplyv velychyny diisnoi adheziinoi mits-nosti na vyznachennia umov nanesennia he-rmetyzuiuchykh polimernykh materialiv. *Nauka y budivnytstvo. 2023. № 1 (35). S. 3 – 7.*
13. **Zhang W.**, Dehghani-Sanij A.A., Blackburn, R.S. (2008). IR study on hydrogen bonding in epoxy resin-silica nanocomposites. *Progress in Natural Science, № 18. P. 801 – 805.*
14. **Verhun L. Yu.,** Zabashta Yu. F., Todo-siichuk T. T. ta in. (2014) Otsinka adhezii za-khysnoho pokryttia ta inertnykh poverkhon*. Funktsionalni materialy 21, No1, S. 64 – 68.*
15. **Bulavin L. A.,** Zabashta Yu. F., Brovko O. O., Verhun L. Yu. ta in. (2016) Vplyv mahnitnoho polia na rozpodil domishkovykh molekul u strukturi optychno-prozorykh polimernykh plivok. *Polimernyi zhurnal. 38 № 3. S. 205 – 210.*
16. **Flores-Vivian I.**, Pradoto R. G. K., Moini M., et al. (2017). The effect of SiO_2 nanoparticles derived from hydrothermal solutions on the performance of Portland cement-based materials. *Frontiers of Structural and Civil Engineering, 11(4).*
17. **DSTU B V.2.7-194:2009** Budivelni materialy. Materialy hermetyzuiuchi poli-merni budivelni. Nomenklatura pokazny-kiv [Tekst]. - *Chynnyi vid 2010-08-01. - K. : Minrehionbud Ukrainy, 2010. - IV, 7 s.*
18. **Gang Wang**, Hua Tan, Chunjing Lu, and Ao Sun. Effect of SiO_2@PEGMA Composites on Mechanical Properties of Oil Well Cement. *ACS Omega 2022, №7 (27). P. 24012 – 24019*
19. **Shaojie Li**, Ping Shen, Hang Zhou, Shiguo Du, Yuling Zhang and Jun Yan. Synergistic effects of CNTs/SiO_2 composite fillers on mechanical properties of cement composites. *RSC Adv.2022. №12. P. 27253 – 27266.*
20. **Yang Zhou**, Hajie Zheng, Yuwen Qiu, Xixi Zou, Jiale Huang. A molecular Dynamics Study on the Structure, Interfaces, Mechanical Properties, and Mechanisms of a Calsium Silicate/2D-Silica Nanocomposite. *Sec Computational Materials Science. 2020. №7.*

21. **Brinker, C.J.**, Kirkpatrick, R.J., Tallant, D.R., Bunker, B.C., & Montez, B. (1988). NMR Confirmation of Strained "Defects" in Amorphous Silica. *Journal of Non-Crystalline Solids. № 99. P. 418 – 428.*

THE INFLUENCE OF THE CONDITIONS OF APPLYING SEALING POLYMER MATERIALS ON THE DEFORMATION RESISTANCE OF THE SEALANTER TO SCLOFIBRO CONCRETE

Olena OLEKSIIENKO,
Lena VERGUN

Summary. The article deals with the features of the treatment of solid surfaces with a primer before using sealing materials. The adhesive strength of the sealant to the area of adhesion is the basis for sealing the joints. Lack of adhesion leads to the ingress of water, dirt, precipitation and other climatic effects, which eventually lead to the destruction of the seams. Therefore, it is extremely important to observe the seam treatment technology before applying the sealant. Proper treatment of seams with a primer, observing the time of application to the base, before using sealing materials will increase the durability and service lifespan of the sealed joint.

To improve the adhesive strength between the adhesive and the substrate, as a rule, the hard surface (substrate) is pre-treated with a primer based on polyurethane foam or epoxy resins. These primers are used because when exposed to a hard surface, a polymer matrix is formed, which, upon further contact with the sealant, increases the adhesion strength in the contact zone. In surface defect zones with moisture content, a new surface layer is also formed due to the participation of polymer groups in forming intramolecular hydrogen bonds. The formation of a polymer layer on a solid surface containing defective zones requires a certain time.

Tests were carried out to determine the resistance to deformations of a combination of sealant/primer sealing materials in combination with glass fiber reinforced concrete samples and to establish the influence of the conditions for applying a primer/sealant to the surface of a glass fiber reinforced concrete composition on resistance to a series of character cycles of equal loads and temperature changes, with a deformation of the sealing material of 25% . It has been established that the time of treatment of a solid surface with a primer should be at least 5 minutes. If this condition is not observed when sealing materials are applied to glass fiber reinforced concrete, it may cause the sealant to separate from the base.

Keywords. Sealing material; adhesive strength; resistance to deformations; primer; fiberglass concrete.

Стаття надійшла до редакції 25.04.2024

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.89-101
УДК 624.014

ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВІТРОВОГО ВПЛИВУ НА КОНСТРУКЦІЇ СТАДІОНУ В МОДУЛІ RWIND ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ DLUBAL RFEM

Віталій ТОНКАЧЕЄВ[1], Дмитро МАЛИШКО[2], Людмила ЛАВРІНЕНКО[3]

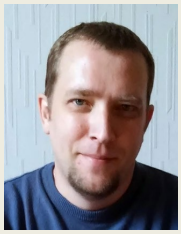
[1, 2, 3] Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1] tonkacheiev.vg@knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0002-1010-8440
[2] malyshkodima@gmail.com, https://orcid.org/0009-0002-2302-7604
[3]ludmila.lavrinenko@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-5601-0943

Анотація. В даній роботі досліджений вплив вітрового навантаження на відновлювану будівлю стадіону в м. Маріуполь, зруйнованого в результаті бойових дій. Розглянуто еліпсоподібна в плані споруда, конфігурація трибун і покриття якого являє собою повну чашу з неповним покриттям. Сталевий каркас покриття над трибунами запроєктований у вигляді навісу на консольних плоских фермах. Основу каркасу становлять вертикальні сталеві рами.

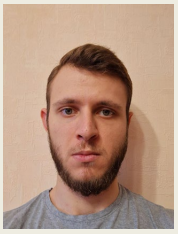
Розглянуто проблематику використання вітчизняних норм при проєктуванні стадіонних споруд з покриттям над трибунами та підхід європейських нормативних документів щодо врахування дії вітрового впливу. Виконано аналіз попередніх наукових досліджень, що стосуються визначення аеродинамічних показників для стадіонних споруд, який показав необхідність проведення чисельного моделювання. Створено модель споруди відповідно до проєктних рішенн. За допомогою спеціального модулю RWIND в складі програмного комплексу Dlubal RFEM імітувався вітровий потік, аналогічний до створюваного в аеродинамічній трубі. Результати теоретичного дослідження представлені у вигляді діаграм розподілу аеродинамічних коефіцієнтів, які використані для подальшого визначення значень вітрового тиску на несучі конструкції та виконання статичних розрахунків каркасу.

Проведено аналіз результатів дослідження. Використання інструментів чисельного моделювання вітрового потоку дозволило підвищити складність системи як на рівні конструктивного рішення, так і на рівні розрахункової моделі. Для унікальної споруди показана можливість визначення значень аеродинамічних коефіцієнтів, отриманих за чисельним моделюванням просторової структури. Аналіз результатів надав можливість кваліфіковано обрати необхідні конструктивні рішення несучих конструкцій сталевого каркасу споруди з урахуванням вимог чинних норм проєктування та нормативних положень Єврокод 1.

Ключові слова. Стадіон; навіс; числове моделювання; вітровий потік; аеродинамічні коефіцієнти.



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



Дмитро Малишко
магістр кафедри металевих та дерев'яних конструкцій



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

© В.ТОНКАЧЕЄВ, Д.МАЛИШКО, Л.ЛАВРІНЕНКО, 2024

ВСТУП

В результаті повномасштабного вторгнення на територію України ворогом було знищено багато об'єктів інфраструктури, громадського та житлового фонду міста Маріуполь. Одним з таких об'єктів був багатофункціональний стадіон, що вміщував близько 13 тис. глядачів.

В межах науково-дослідної роботи розглядався проєкт відновлення будівлі. Стадіон представляє собою багатофункціональну будівлю для різних заходів: від футбольних матчів та легкоатлетичних подій до культурних заходів і великих музичних концертів, включає футбольне поле, два додаткових спортивні майданчика по торцях та бігові доріжки. Над трибунами та частиною площадки передбачене покриття. При створенні проєктних рішень стадіону автори стикнулись з проблемою визначення вітрових навантажень та аеродинамічних показників будівлі стадіону. Оскільки чинні в Україні нормативні документи ДБН В.1.2-2 [1] та Єврокод ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4 [2] висувають до розрахунку ряд вимог, то дослідження аеродинамічного впливу та отримання результатів у формі аеродинамічних коефіцієнтів дозволяє використовувати отримані результати відповідно до будівельного законодавства України.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Вітрове навантаження на покриття складної конфігурації становить одну із складних задач будівельного проєктування. Дослідження роботи будівель та споруд різної конфігурації при дії вітрового впливу активно виконуються науковими колективами багатьох країн світу. Тут існує велика кількість напрацювань, добре сформульованих та відпрацьованих підходів. Виявлені при цьому додаткові резерви системи та альтеративні підходи до визначення перерозподілу зусиль дозволили отримати ефективні конструктивні рішення унікальних споруд та стадіонів [3, 4, 5].

В цілому аналіз публікацій і проєктних матеріалів показує, що на сьогоднішній день ще не досягнуто системне, достатньо узгоджене тлумачення сукупності об'єктів, для яких вітрове навантаження є принципово однозначним та визначеним [6].

Норми проєктування [1, 2] висувають вимогу щодо визначення фактичного розподілу вітрового навантаження та регламентують його урахування як суму нормального тиску, прикладеного до зовнішніх поверхонь, та, в разі навісів та повітропроникних огорож, нормального тиску на внутрішні поверхні. Опис поведінки системи складної геометричної форми у вітровому потоці має виконуватися спеціальним динамічним розрахунком для визначення впливу пульсаційної складової навантаження, а в необхідних випадках – обдуванням моделі в аеродинамічній трубі [1].

В сучасному будівельному проєктуванні склалася ситуація, що полягає в певному тиску архітектурних форм на конструктивні рішення, що виражається не стільки у збільшення довжин, прольотів та ускладненні сітки колон, скільки у створенні складних конфігурацій та об'ємів із специфічним обладнанням [25]. Таке проєктування вимагає чисельних досліджень і додаткового вивчення взаємодії форми споруди та вітрового потоку, а також застосування спеціалізованих програмних інструментів для розрахунку.

Метою роботи є аналіз конструкції просторового покриття стадіону та отримання обґрунтованого результату впливу на конструктивну форму вітрового навантаження в межах характеристичних значень відповідно до норм проєктування України.

Задачею дослідження є побудова та розрахунок структурної моделі МКЕ просторового покриття стадіону, моделювання вітрового потоку та визначення аеродинамічних коефіцієнтів

Методи дослідження – використання інструментів та моделей ПК для аналізу отриманих результатів.

Об'єктом дослідження є несуча конструкція покриття стадіону для умов м. Маріуполь.

Запроєктовано покриття еліпсоподібної в плані арени розмірами 236,0х156,4 м та загальною висотою 28 м. Композиційним ядром арени є футбольне поле, навколо якого розміщені бігові доріжки та трибунні частини споруди. Конфігурація трибун і покриття представляє собою повну чашу з неповним покриттям.

Основу каркасу будівлі стадіону становлять вертикальні сталеві рами з жорстким сполученням вузлів, до центральної стійки яких приєднано консольні ферми навісу. Покриття над трибунами стадіону запроєктоване у вигляді навісу, що утворюється консольними плоскими сталевими фермами, виліт консолі над трибунами — 30 м, виліт консольних ферм на фасад будівлі — 6 м. Кут нахилу покрівлі — 5°. Трибуни облаштовані в 2 яруси. Перший ярус трибун містить 14 рядів сидінь, другий — 16 рядів. Рами об'єднані системою в'язей. При такому конструктивному рішенні система набуває додаткові якості просторової структури, що забезпечує надійну роботу в складних та екстремальних ситуаціях (рис. 1).

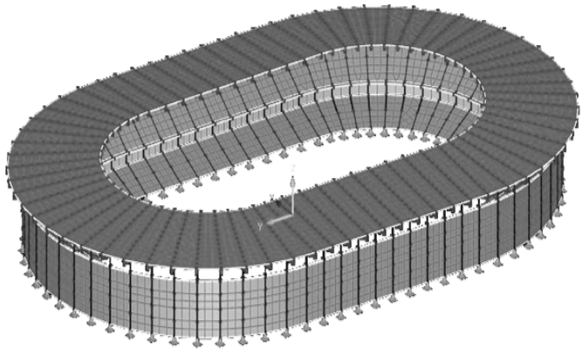


Рис.1. Модель будівлі стадіону, аналізована в ПК Dlubal RFEM

Fig. 1. The stadium model analyzed using Dlubal RFEM PC.

Загальною архітектурно-конструктивною особливістю критих стадіонів є поєднання внутрішнього функціонального простору з конструктивною схемою покриття, що чітко виражено в кращих спортивних спорудах світу. Кожна конструктивна форма є унікальною та вимагає дослідження поведінки у вітровому потоці.

Так, наприклад, при реконструкції та надбудові навісу над трибунами Олімпійського стадіону в Римі було проведено дослідження нелінійної реакції конструкцій нового покриття на штучно створене мультикорельоване поле вітрового навантаження, що було отримане продуванням моделі стадіону в аеродинамічній трубі [7]. Ціла низка робіт присвячена дослідженням конструкцій великопролітних покриттів стадіонів під дією вітрових навантажень за допомогою продування у аеродинамічній трубі [4, 8, 9, 10, 11, 12, 23, 24], уважно розглядаються та вдосконалюються сучасні методи експериментальних досліджень складних архітектурних форм. В [8] розглядаються результати чисельних досліджень та аналізується поведінка висувного покриття, в [3] наводяться дані про експериментальні аеродинамічні випробування великопрольотних покрівель стадіонів Греції та Італії. Експериментальні дослідження статичного тиску на поверхні даху моделі стадіону з описом методики та оптимальних форм дахів з погляду аеродинаміки наведено в [13]. При цьому розглядаються два підходи до дослідження аеродинаміки - випробуванням в аеродинамічних трубах та методами обчислювальної аеродинаміки. На прикладі опор зв'язку в роботі [6] висвітлено проблематику сучасних вітчизняних нормативних документів щодо проведення досліджень аеродинаміки. Із зростанням потужностей обчислювальних систем все частіше надаються переваги дослідженням аеродинамічних показників конструкцій будівель та споруд за допомогою чисельного моделювання із використанням спеціалізованих програмних комплексів. Так в роботі [14] наведено аналіз поведінки мембрани просторового покриття у формі гіперболічного параболоїду в програмному комплексі Dlubal RFEM за допомогою додатку RWIND, у роботі [15] наведено результати порівняльного аналізу аеродинамічних досліджень моделей легких покриттів над трибунами стадіонів в аеродинамічній трубі та чисельних

досліджень в програмному комплексі FLUENT.

Все більша увага приділяється чисельному моделюванню розподілу вітрового тиску на просторові конструкції покриттів стадіонів [10, 16, 17, 18]. Моделювання вітрового потоку методами гідродинаміки розглядається в [19, 20] У роботі [21] узагальнюється досвід використання обчислювальної гідродинаміки при попередньому дослідженні нового даху над стадіоном Болоньї.

Вітрові навантаження на сталеві конструкції будівель в Україні визначаються згідно з вітчизняними нормами [1]. Для проведення розрахунків за граничними станами визначають експлуатаційні та граничні розрахункові значення вітрових навантажень. Розрахункові навантаження, окрім характеристичного значення вітрового тиску, коефіцієнтів надійності за граничним і експлуатаційним значенням, враховують коефіцієнт розподілу вітрового навантаження C:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d \,, \qquad (1)$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт;
C_h – коефіцієнт висоти споруди;
C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти;
C_{rel} – коефіцієнт рельєфу;
C_{dir} – коефіцієнт напрямку;
C_d – коефіцієнт динамічності.

Для проєктованої будівлі стадіону найбільший інтерес становить визначення саме аеродинамічних коефіцієнтів, бо коефіцієнти географічної висоти, рельєфу та напрямку є суттєво узагальненими та не залежать від геометрії об'єму, розміщеного у вітровому потоці. Фактор кореляції за висотою над поверхнею землі та динамічні ефекти поведінки покриття у даній роботі окремо не розглядаються та враховані програмно.

Щодо аеродинамічних коефіцієнтів, їх визначення викладено у [1], де пропонується користуватись схемами та вказівками ДБН. Норми проєктування [1] не пропонують готових схем, які щонайбільше відповідають розглядуваному проєкту та за якими можна було б визначити аеродинамічні коефіцієнти на стінові і покрівельні огороджувальні конструкції та підтрибунну частину споруди. В свою чергу рекомендовано у випадках, не передбачених нормами, аеродинамічні коефіцієнти приймати за довідковими та експериментальним даними або на основі результатів фізичного моделювання конструкцій в аеродинамічних трубах. Як вказано в дослідженні [13, 22], у вітчизняних нормах напряму не міститься вказівок щодо використання чисельного моделювання для розрахунку та визначенні аеродинамічних характеристик складних будівель.

Наведені в додатку І [1] схеми повністю не відображають не тільки фактичного обтікання відровим потоком будівлі в цілому, а й окремих частин будівлі. Наприклад, застосування схеми 2 або 3 для прямолінійних бічних ділянок зовнішньої стінової огорожі як для будівель з двосхилими або склепінчастими покриттями (відповідно без урахування коефіцієнтів для покрівлі) або схеми 12,б для торцевих частин споруди як для споруд з круговою циліндричною поверхнею, буде давати суттєві похибки щодо вітрового навантаження, бо через наявність частково відкритого даху над стадіоном вітровий потік буде потрапляти до середини споруди та тиснути відповідно на конструкції трибун та викликати додатковий тиск на рами будівлі, що їх довантажуватиме. Моделюванням навісу над стадіоном за схемами 11 (типи III та IV) для частини покриття з підвітряного та навітряного боків відповідно не враховується вітровий потік, що піднімається нагору при потраплянні на похилу поверхню трибун та діє в зворотному напрямку відносно навантаження, що розглядається згідно зі схемою 11.

Для комплексного врахування дії вітрового потоку було обрано рішення провести чисельне моделювання за допомогою програмного комплексу Dlubal RFEM та його спеціалізованого модулю RWIND [26], успішне застосування якого

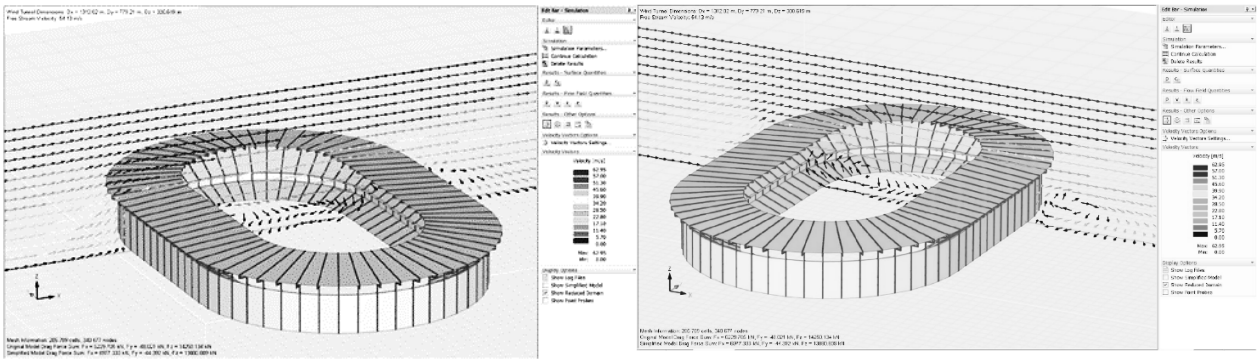
проаналізовано в [14] для мембранного покриття.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ ТА РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Моделювання вітрового впливу в модулі RWIND базується на використанні правил EN 1991 [2]. Підхід Єврокоду дозволяє врахувати наявність перешкод під навісом через врахування коефіцієнту заповнення φ, що відповідає відношенню площі можливих перешкод під навісом до загальної площі поперечного перерізу під ним. Спеціальний модуль RWIND при визначенні значень вітрового тиску бере за основу значення базової швидкості вітру, що згідно національного додатку [2] для міста Маріуполь дорівнює 31 м/с. Було створено модель для дослідження, що максимально відповідає запроєктованим конструкціям стадіону (рис. 1), до якої прикладався вітровий потік в поперечному 0° та поздовжньому 90° напрямках відповідно.

Значення аеродинамічних коефіцієнтів визначалися для обох напрямків дії вітрового потоку на обидві протилежні трибуни. Швидкість та напрямки циркуляції вітрових потоків для обох напрямків їх дії наведені на рис. 2 – 3.

На рис. 2 продемонстровано, як вітрові потоки потрапляють всередину стадіону та циркулюють між трибунами, створюючи таким чином додатній тиск на трибуни та конструкції навісу. Наявність відкритого простору між стіновою огорожею та навісом дозволяє вільно проходити вітровому потоку, таким чином знижуючи навантаження як на самі трибуни так і на консольні конструкції навісу, що також було зазначено в роботі [4], де розглядалось випробування в аеродинамічній трубі моделі стадіону «Металіст» в м. Харків.



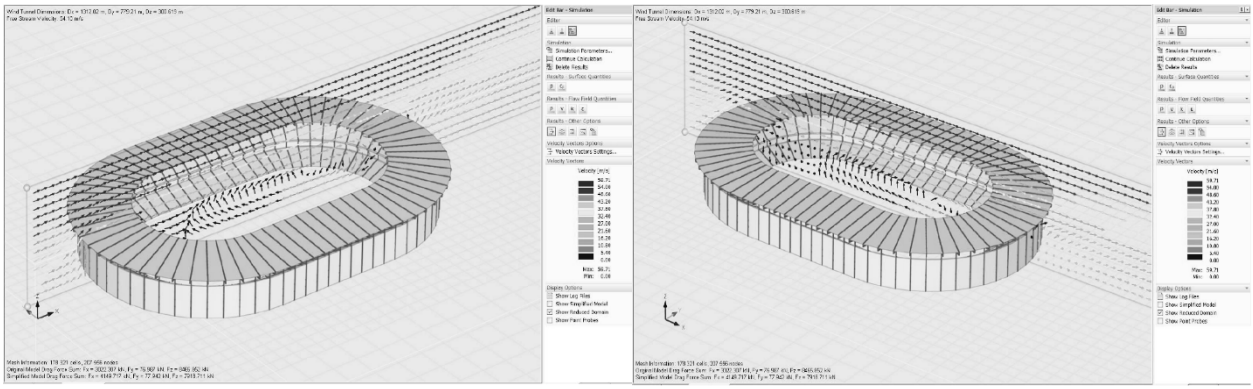
а *б*

Рис. 2. Напрямки та швидкості вітрових потоків при імітації продування в аеродинамічній трубі при напрямку дії вітрового потоку під кутом 0°:
а — вид з боку трибуни ліворуч;
б — вид з боку трибуни праворуч

Fig. 2. Wind flows directions and speeds when simulating blowing in a wind tunnel when the wind flow direction is at 0°:
a — view for the left grandstand;
b — view for the right grandstand

При напрямку вітрового потоку, що спрямований вздовж споруди стадіону (рис. 3), що відповідає куту 90°, розподіл вітрових потоків у модулі RWIND показує схожі результати зі схемою 0°, однак за рахунок більших відстаней між протилежними трибунами характер циркуляції вітрових потоків всередині стадіону дещо відрізняється. Те саме спостерігається в зоні пасивного тиску (рис. 3, *б*).

Отримано значення аеродинамічних коефіцієнтів для кожного з напрямків вітрового потоку для зон активного та пасивного тиску на конструкції стінової огорожі і конструкції покриття, а також на трибуни стадіону.

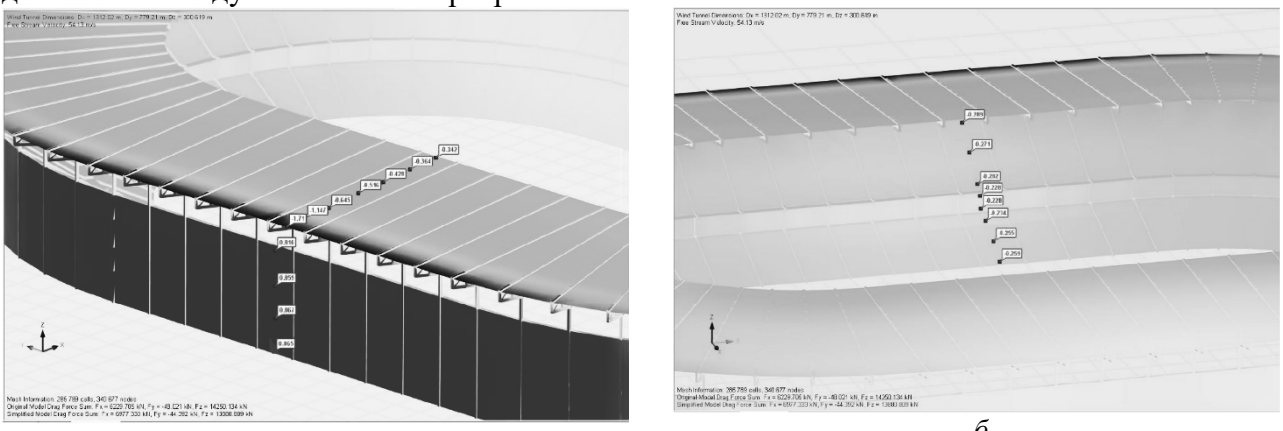


а *б*

Рис. 3. Напрямки та швидкості вітрових потоків при імітації продування в аеродинамічній трубі при напрямку дії вітрового потоку під кутом 90°:
а — вид з боку трибуни ліворуч;
б — вид з боку трибуни праворуч.

Fig. 3. Wind flows directions and speeds when simulating blowing in a wind tunnel when the wind flow direction is at 90°:
a - view for the left grandstand;
b - view for the right grandstand.

Результати визначення аеродинамічних коефіцієнтів, які були обчислені за допомогою модулю RWIND програмного комплексу Dlubal RFEM наведені на діаграмах на рис. 4 – 7.



а *б*

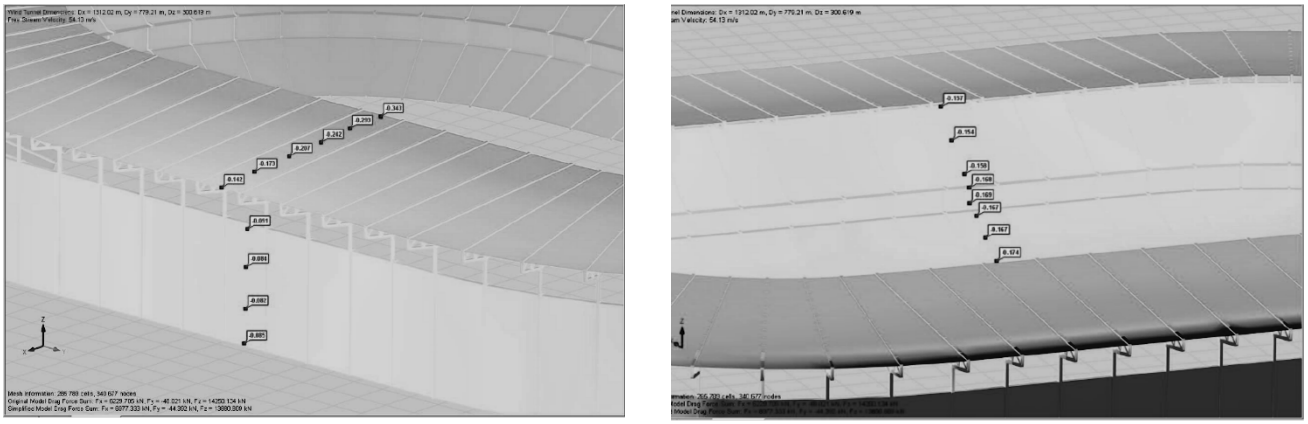
Рис. 4.Значення аеродинамічних коефіцієнтів для трибуни ліворуч при напрямку вітрового потоку 0° (див. рис. 2, *а*):
а — для стінової огорожі та покрівлі;
б — для трибун

Fig. 4. The aerodynamic coefficients values for the left grandstand when the wind flow direction is 0° (see Fig. 2, *a*):
a — for the wall fence and the roof;
b — for the spectators seats

Відповідно до діаграми на рис. 4, *а* розподіл аеродинамічних коефіцієнтів на конструкції стінової огорожі для зони активного вітрового тиску лежить в межах від +0,816 до +0,865; для конструкцій навісу характерним є розподіл коефіцієнтів в межах від -0,342 (крайня точка консолі 30 м, всередині чаші стадіону) до -1,71 (крайня точка консолі 6 м, назовні будівлі), додатних значень коефіцієнтів на покрівлі не спостерігається, що свідчить про підіймальний характер дії вітрового навантаження для наведеної конструкції навісу.

Як видно з діаграми на рис. 5, *а*, на стінові конструкції огорожі для трибуни праворуч діє пасивний тиск вітрового навантаження, що виникає в зоні розрідженого повітря, при цьому розподіл аеродинамічних коефіцієнтів лежить в межах від -0,091 до -0,085. Для конструкцій навісу розподіл аеродинамічних коефіцієн-тів лежить в межах від -0,343 (крайня точка консолі 30 м, всередині чаші стадіону) до -0,142 (крайня точка консолі 6 м, назовні будівлі).

Відповідно до діаграми на рис. 6, *а* на стінові конструкції огородження діє активний вітровий тиск, при цьому розподіл аеродинамічних коефіцієнтів лежить в межах від +0,805 до +0,858. Найбільш навантаженою є зона кола, що обмежена сімома кроками рам від вершини. Для покрівлі ситуація схожа з діаграмою на рис. 4, значення коефіцієнтів лежать в межах від -0,234 (крайня точка консолі 30 м. всередині чаші стадіону) до -1,229 (крайня точка консолі 6 м, назовні будівлі). Для трибуни праворуч при напрямку вітрового потоку 90° для стінового огородження розподіл аеродинамічних коефіцієнтів лежить в межах від +0,111 до +0,220, при цьому зона розподілу максимального вітрового тиску по колу лежить в межах трьох кроків рам відносно вершини.

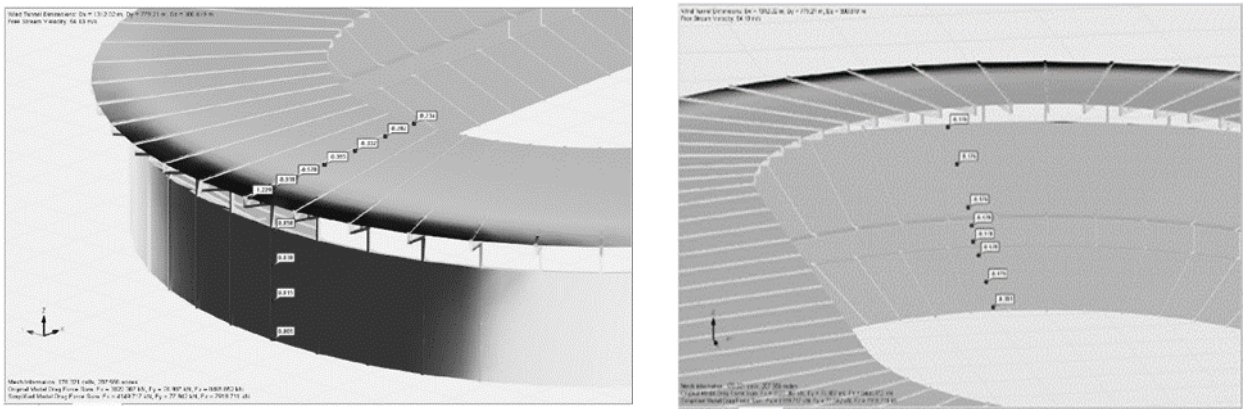


а *б*

Рис. 5. Значення аеродинамічних коефіцієнтів для трибуни праворуч при напрямку вітрового потоку 0° (див. рис. 2, *б*):
а — для стінової огорожі та покрівлі;
б — для трибун

Fig. 5. The aerodynamic coefficients values for the right grandstand when the wind flow direction is 0° (see Fig. 2, *b*):
a — for the wall fence and the roof;
b — for the spectators seats

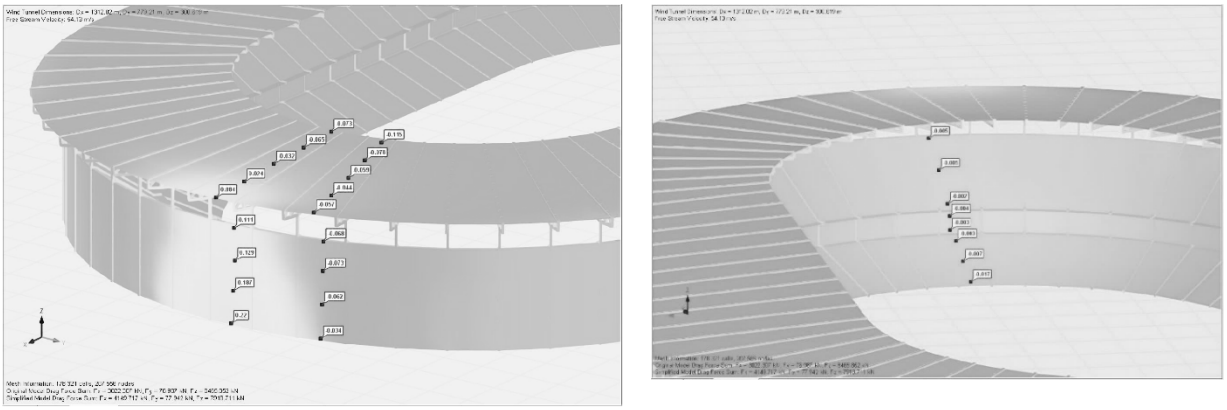
Для покрівлі ситуація дещо відрізняється від напрямку дії вітрового потоку 0° (рис. 5, *а*), розподіл коефіцієнтів складає від -0,073 (крайня точка консолі 30 м) до +0,084 (крайня точка консолі 6 м), де перехід від від'ємних до додатних значень відбувається приблизно в зоні розташування опори навісу. Наявність додатних коефіцієнтів свідчить про напрямок дії вітрового тиску до поверхні навісу. Для трибун (рис. 4, *б* – 7, *б*) розподіл аеродинамічних коефіцієнтів є схожим для обох напрямків дії вітрового потоку. Так при напрямку 0°: для трибуни ліворуч коефіцієнти знаходяться в межах від -0,259 до -0,289 знизу до верху відповідно; для трибуни праворуч — в межах від -0,157 до -0,174 зверху до низу відповідно. При напрямку вітрового потоку 90°: трибуна ліворуч матиме коефіцієнти від -0,176 до -0,181 згори до низу відповідно; трибуна праворуч — в межах від -0,005 до -0,017 згори до низу відповідно.



а *б*

Рис. 6.Значення аеродинамічних коефіцієнтів для трибуни ліворуч при напрямку вітрового потоку 90° (див. рис. 3, *а*):
а — для стінової огорожі та покрівлі;
б — для трибун

Fig. 6. The aerodynamic coefficients values for the left grandstand when the wind flow direction is 90° (see Fig. 3, *a*):
a — for the wall fence and the roof;
b — for the spectators seats



а *б*

Рис. 7.Значення аеродинамічних коефіцієнтів для трибуни праворуч при напрямку вітрового потоку 90° (див. рис. 3, *б*):
а — для стінової огорожі та покрівлі;
б — для трибун

Fig. 7. The aerodynamic coefficients values for the right grandstand when the wind flow direction is 90° (see Fig. 3, *b*):
a — for the wall fence and the roof;
b — for the spectators seats

Аеродинамічні коефіцієнти для вертикальних поверхонь за [1, додаток І] мають відомі значення +0,8 для зони активного тиску та -0,4 для зони пасивного тиску для прямолінійної ділянки стадіону. Для криволінійної ділянки стадіону, для найбільш навантаженої рами каркасу згідно схеми 12,б [1] аеродинамічний коефіцієнт для активного тиску складає +0,780. Чисельним моделюванням в модулі RWIND програмного комплексу Dlubal RFEM уточнює ці значення, які для інших ділянок поверхні досліджуваного об’єму відрізняються від наведених в ДБН [1]. Через складний рух вітрового потоку всередині чаші тиск на консольні ділянки

покриття не корелюється з даними ДБН і дає зворотні результати порівняно із спрощеними схемами. Так для навісу при кутах нахилу покрівлі близько 5° матимемо значення аеродинамічних коефіцієнтів +1,36 за для схеми 11-III та +1,29 для схеми 11-IV, тобто при розрахунку несучих конструкцій покрівлі врахуванні додатних значень коефіцієнту призводить до довантаження ферм покриття при одночасному врахуванні вітрового тиску разом з гравітаційними навантаженнями. Проте за результатами чисельного моделювання вітровий тиск спрямований в зворотному напрямку та дещо розвантажує консольні конструкції ферм, що окрім вітрового впливу зазнають впливу гравітаційних навантажень (сніг, власна вага, корисне в міжферменному просторі).

Якщо звернутись до гармонізованих норм ДСТУ [2] де враховується коефіцієнт заповнення φ, то для навісу згідно для зони «С» буде -1,8, що наближене до результатів чисельного моделювання, де в цій зоні отримано -1,71. Зона «А» має стале значення коефіцієнту, натомість чисельне моделювання показало змінні значення коефіцієнтів зі зменшенням в напрямку 30-метрової консолі, максимальне значення коефіцієнту для зони «А» збігається з результатами, отриманими за допомогою RWIND.

Табл.1. Порівняльна таблиця аеродинамічних коефіцієнтів для частин споруди
Tabl. 1. Comparisons of aerodynamic coefficients in building zones

Напрямок вітрового потоку та характер взаємодії з спорудою		Вертикальні зовнішні поверхні/стіни		Покриття					Трибуни
				навіс над трибунами			зовнішня консоль		
		модель	ДБН	модель	ДБН	ДСТУ	модель	ДСТУ	модель
90°	Навітрений бік	+0,816… +0,805	+0,8	-0,342	+1,36	-0,34	-1,710	-1,8	-0,259 … -0,289
	Підвітрений бік	-0,091… -0,085	-0,4	-0,343	+!,29	-	-0,142	-	-0,157… -0,174
0°	Навітрений бік (торець)	+0,805… +0,858	+0,78	-0,234	+1,36	-	-1,229	-	-0,174… -0,181
	Поздовжні конструкції	+0,111… +0,220	-0,4	-0,073	-	-	+0,084	-	-0,005… -0,017

При застосування модулю RWIND встановлено оптимальне розташування будівлі стадіону з точки зору роботи під вітровими навантаженнями. Як найефективніша обрана орієнтація будівлі стадіону в поздовжньому напрямку, яка збігається з переважним напрямком рози вітрів, що для Маріуполя є північно-східним, східним та південно-західним.

Порівняння результатів моделювання поведінки просторової конструкції стадіону з критими трибунами наведене в табл. 1 та свідчить про те, що положення вітчизняного ДБН [1] не дозволяють з належною точністю визначити аеродина-мічні показники просторової будівлі складної конфігурації, проте передбачають можливість використання даних як орієнтовних щодо деяких її частин. Положення Єврокод 1 [2] більше орієнто-вані на машинне проєктування, що дозволяє використовувати їх для виконання чисельного моделювання вітрового впливу на просторову структуру та надає можливість отримати повні дані щодо навантажень на проєктовану конструкцію.

ВИСНОВКИ

1. Отримані результати чисельного моделювання поведінки просторової системи у вітровому потоці при застосуванні інструментів модулю RWIND в складі програмного комплексу Dlubal RFEM дозволили підвищити складність системи як на рівні конструктивного рішення, так і на рівні розрахункової моделі. Отримані результати не протирічать концепції Єврокод 1, положення якого щодо

вітрового впливу використані як базові модулю RWIND.

2. Отримано повну якісну картину розподілу вітрового потоку на зовнішніх поверхнях та всередині чаші стадіону, яка кількісно представлена у виді діаграм аеродинамічних коефіцієнтів. Отримані результати дозволяють визначити значення вітрового тиску на несучі конструкції для подальшого статичного розрахунку сталевого каркасу.
3. Проведений аналіз конструктивного рішення при експериментальному проєктуванні із застосуванням методів і інструментів чисельного моделювання вітрового протоку надав можливість кваліфіковано обрати необхідні конструктивні рішення несучих конструкцій сталевого каркасу споруди з урахуванням вимог чинних норм проєктування та нормативних положень Єврокод 1.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.1.2-2:2006** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проєктування. – *К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с.* - (зі змінами від 1.10.2007). – *Чинні з 1.01.2007*
2. **ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010** Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-4. Загальні дії. Вітрові навантаженн (EN 1991-1-4:2005, ITD) - *К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 157 с. – Чинний з 27.12.2010*
3. **Biagini, P., Borri, C., Facchini, L.** (2007)**.** Wind response of large roofs of stadions and arena, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics,* v. 95(9–11), 871–887. http://dx.doi.org/10.1016/j.jweia.2007.01.025
4. **Терещенко Ю.И.,** (2010). Особенности реконструкции областного спортивного комплекса «Металлист» в г. Харькове. *Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проєктного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського (5), 15-24,*
5. **Бензель О., Лавріненко Л.** (2021). Інформаційне моделювання сталевої будівлі з підвищеними вимогами жорсткості. *Будівельні конструкції. Теорія і практика. (9), 30–44.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.30-44
6. **Махінько А.В.** (2021). Два погляди на сучасну аеродинаміку опор зв'язку. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво), ПолтНТУ. - Вип. 2 (30), 118-121.*
7. **Borri C., Majowiecki M., Spinelli P..** (1992). Wind response of a large tensile structure: The new roof of the olimpic stadium in Rome. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. V. 42. Issues 1–3*(1992). *1435-1446.* https://doi.org/10.1016/0167-6105(92)90151-Y.
8. **Man, Liu., Qiu-Sheng, Li., Sheng-Hong, Huang., Feng, Shi., Fubin, Chen.** (2018). Evaluation of wind effects on a large span retractable roof stadium by wind tunnel experiment and numerical simulation. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. (179), 39-57.* https://doi.org/10.1016/j.jweia.2018.05.014.
9. **Yi, Zhao., Ruibin, Li., Lu, Feng., Yan, Wu., Jianlei, Niu., Naiping, Gao.** (2022) Boundary layer wind tunnel tests of outdoor airflow field around urban buildings: A review of methods and status. *Renewable and Sustainable Energy Reviews,* (167), 112717 https://doi.org/10.1016/j.rser.2022.112717.
10. **Wacker J.**, (2012). Windkanaltests zur Ermittlung der Windlasten auf Stadiondächer. *Stahlbau, (*81), 481-485. https://doi.org/10.1002/stab.201201573
11. **Goliger, AM.** (2010). Wind-tunnel testing of sports stadia to optimise their use and safety. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering,* 52(1) Retrieved January 22, 2024, from http://www.scielo.org.za/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1021-20192010000100004&lng=en&tlng=en.
12. **Sun, W. B., Li, Q. X., Chen, H. X., & Zhou, W. J.** (2011). Wind-Induced Responses Study and Wind-Resistant Design of Super-Long-Span Cable-Membrane Roof Structure of Shenzhen Baoan Stadium. In Applied *Mechanics and Materials* (71–78), 666–672. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.71-78.666
13. **Кінаш Р.І., Копилов О.Є., Копилова І.В.** (2007). Дослідження впливу форми даху стадіону на аеродинамічне навантаження. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва,*(600), 165-170.
14. **Kawulok M, Freiherrová N, Horňáková M, Juračka D, Krejsa M.** (2023). Hyperbolic Paraboloid Tensile Structure—Numerical CFD Simulation of Wind Flow in RWIND Software. Buildings. 13(3), 681. https://doi.org/10.3390/buildings13030681

15. **Кінаш Р.І.**, (2010). Аеродинамічні дослідження моделей легких покриттів над трибунами стадіонів. *Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проєктного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського* (5), 60-71.

16. **Yin, Z. X., & Zhang, S.** (2012). Distribution Rule Analysis and Research of Wind Loads of Stadium by Numerical Simulation. In Applied *Mechanics and Materials* (256–259), 826–830. Trans Tech Publications, Ltd. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.256-259.826

17. **Guo J, Zhu M, Hu C.**, (2020). Study on wind load shape factor of long-span stadium roof. *Advances in Structural Engineering.* 23(11). 2333-2342.

18. **Weijun, Mei., Ming, Qu.** (2016). Evaluation and Analysis of Wind Flow for a Football Stadium, *Procedia Engineering,* (145), 774-781, https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.04.101.

19. **Huang, Y., & Guo, P.** (2011). Research on Numerical Simulation of Flow-Field around the Building Based on FLUENT. *Mechanics and Materials,* (94–96), 2123–2129. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.94-96.2123

20. **Li, Lei., Hu, Fei., Cheng, Xue-Ling., Han, Hao-Yu.**, (2004). The application of computational fluid dynamics to pedestrian level wind safety problem induced by high-rise buildings. *Chinese Physics,* (13. Issue 7), 1070-1075. https://dx.doi.org/10.1088/1009-1963/13/7/018

21. **Jin, Xing., Luca, Patruno., Stefano, de Miranda., Stefano, Pinardi., Massimo, Majowiecki., Francesco, Ubertini.** (2023) Early stages wind load assessment using Computational Fluid Dynamics: The new Bologna Stadium roof. *Structures, (*47), 1912-1926. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.11.089.

22. **Лавріненко Л.І., Будко Т.Г.** (2021) Застосування методів і моделей BIM-технологій при проектуванні купольного покриття аквапарку з дерев'яними арками. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини: Збірник наукових праць, ОДАБА, (25), 72-84* https://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-72-84

23. **Samofalov M., Kazakov A., Pavlovsky R. M.** (2011). The basic principles of the algorithm recalculating data on experimental aerodynamic tests into wind affected load strains, *Journal of Civil Engineering and Management* 17(2), 296–307. http://dx.doi.org/296–307.10.3846/13923730.2011.583676

24. **Majowiecki, M., Pinardi, S., Berti, G., Patruno, L..** (2019) Upgrading the Spoke Wheel Stadium Roof Concept. *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures,* (60, 4), 249-256,

25. **Лавріненко Л.І., Уманець Д.В.** (2013). Особливості проектування та аналіз конструктивного рішення металевого купольного покриття аквапарку. *Містобудування та територіальне планування,* КНУБА, (50), 328 – 336

26. **Dlubal Software**. RWIND—Simulation Generation of Wind Induced Loads on General Models: User Manual. 2021., *[Електронний ресурс]* https://www.dlubal.com

REFERENCES

1. **DBN V.1.2-2:2006** Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnykh obiektiv. Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia. – K.: Minbud Ukrainy, 2006. – 75 s. - (zi zminamy vid 1.10.2007). – Chynni z 1.01.2007

2. **DSTU-N B EN 1991-1-4:2010** Yevrokod 1. Dii na konstruktsii. Chastyna 1-4. Zahalni dii. Vitrovi navantazhenn (EN 1991-1-4:2005, ITD) - K.: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 157 c. – Chynnyi z 27.12.2010

3. **Biagini, P., Borri, C., Facchini, L.** (2007)**.** Wind response of large roofs of stadions and arena, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics,* v. 95(9–11), 871–887. http://dx.doi.org/10.1016/j.jweia.2007.01.025

4. **Tereshchenko Yu.Y.,** (2010). Osobennosty rekonstruktsyy oblastnoho sportyvnoho kompleksa «Metallyst» v h. Kharkove. *Zbirnyk naukovykh prats Ukrainskoho naukovo-doslidnoho ta proektnoho instytutu stalevykh konstruktsii im. V.M. Shymanovskoho* (5), 15-24,

5. **Benzel O., Lavrinenko L.** (2021). Informatsiine modeliuvannia stalevoi budivli z pidvyshchenymy vymohamy zhorstkosti. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka,* (9), 30–44. https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.30-44

6. **Makhinko A.V. (2021).** Dva pohliady na suchasnu aerodynamiku opor zviazku. *Zbirnyk naukovykh prats (haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo), PoltNTU.* - Vyp. 2 (30), 118-121.

7. **Borri C., Majowiecki M., Spinelli P..** (1992). Wind response of a large tensile structure: The new roof of the olimpic stadium in Rome. *Journal of Wind Engineering and Industrial*

Aerodynamics. V. 42. Issues 1–3(1992). 1435-1446. https://doi.org/10.1016/0167-6105(92)90151-Y.

8. **Man, Liu., Qiu-Sheng, Li., Sheng-Hong, Huang., Feng, Shi., Fubin, Chen.** (2018). Evaluation of wind effects on a large span retractable roof stadium by wind tunnel experiment and numerical simulation. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. (179), 39-57.* https://doi.org/10.1016/j.jweia.2018.05.014.
9. **Yi, Zhao., Ruibin, Li., Lu, Feng., Yan, Wu., Jianlei, Niu., Naiping, Gao.** (2022) Boundary layer wind tunnel tests of outdoor airflow field around urban buildings: A review of methods and status. *Renewable and Sustainable Energy Reviews, (167), 112717* https://doi.org/10.1016/j.rser.2022.112717.
10. **Wacker J.**, (2012). Windkanaltests zur Ermittlung der Windlasten auf Stadiondächer. *Stahlbau, (*81), 481-485. https://doi.org/10.1002/stab.201201573
11. **Goliger, AM.** (2010). Wind-tunnel testing of sports stadia to optimise their use and safety. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering,* 52(1) Retrieved January 22, 2024, from http://www.scielo.org.za/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1021-20192010000100004&lng=en&tlng=en.
12. **Sun, W. B., Li, Q. X., Chen, H. X., & Zhou, W. J.** (2011). Wind-Induced Responses Study and Wind-Resistant Design of Super-Long-Span Cable-Membrane Roof Structure of Shenzhen Baoan Stadium. In Applied *Mechanics and Materials* (71–78), 666–672. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.71-78.666
13. **Kinash R.I., Kopylov O.Ie., Kopylova I.V.** (2007). Doslidzhennia vplyvu formy dakhu stadionu na aerodynamichne navantazhennia. *Visnyk Natsionalnoho universytetu «Lvivska politekhnika». Seriia: Teoriia i praktyka budivnytstva,*(600), 165-170.
14. **Kawulok M, Freiherrová N, Horňáková M, Juračka D, Krejsa M.** (2023). Hyperbolic Paraboloid Tensile Structure—Numerical CFD Simulation of Wind Flow in RWIND *Software. Buildings.* 13(3), 681. https://doi.org/10.3390/buildings13030681
15. **Kinash R.I.,** (2010). Aerodynamichni doslidzhennia modelei lehkykh pokryttiv nad trybunamy stadioniv. *Zbirnyk naukovykh prats Ukrainskoho naukovo-doslidnoho ta proektnoho instytutu stalevykh konstruktsii imeni V.M. Shymanovskoho* (5), 60-71.
16. **Yin, Z. X., & Zhang, S.** (2012). Distribution Rule Analysis and Research of Wind Loads of Stadium by Numerical Simulation. In Applied *Mechanics and Materials* (256–259), 826–830. Trans Tech Publications, Ltd. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.256-259.826
17. **Guo J, Zhu M, Hu C.**, (2020). Study on wind load shape factor of long-span stadium roof. *Advances in Structural Engineering.* 23(11). 2333-2342.
18. **Weijun, Mei., Ming, Qu.** (2016). Evaluation and Analysis of Wind Flow for a Football Stadium, *Procedia Engineering,* (145), 774-781, https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.04.101.
19. **Huang, Y., & Guo, P.** (2011). Research on Numerical Simulation of Flow-Field around the Building Based on FLUENT. *Mechanics and Materials,* (94–96), 2123–2129. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.94-96.2123
20. **Li, Lei., Hu, Fei., Cheng, Xue-Ling., Han, Hao-Yu.**, (2004). The application of computational fluid dynamics to pedestrian level wind safety problem induced by high-rise buildings. *Chinese Physics,* (13. Issue 7), 1070-1075. https://dx.doi.org/10.1088/1009-1963/13/7/018
21. **Jin, Xing., Luca, Patruno., Stefano, de Miranda., Stefano, Pinardi., Massimo, Majowiecki., Francesco, Ubertini.** (2023) Early stages wind load assessment using Computational Fluid Dynamics: The new Bologna Stadium roof. *Structures, (*47), 1912-1926. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.11.089.
22. **Lavrinenko L.I., Budko T.H.** (2021) Zastosuvannia metodiv i modelei BIM-tekhnolohii pry proektuvanni kupolnoho pokryttia akvaparku z derevianymy arkamy. *Suchasni budivelni konstruktsii z metalu ta derevyny: Zbirnyk naukovykh prats, ODABA, (25), 72-84* https://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-72-84
23. **Samofalov M., Kazakov A., Pavlovsky R. M.** (2011). The basic principles of the algorithm recalculating data on experimental aerodynamic tests into wind affected load strains, *Journal of Civil Engineering and Management* 17(2), 296–307.http://dx.doi.org/296–307.10.3846/13923730.2011.583676

24. **Majowiecki, M., Pinardi, S., Berti, G., Patruno, L..** (2019) Upgrading the Spoke Wheel Stadium Roof Concept. *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures,* (60, 4), 249-256,

25. **Lavrinenko L.I., Umanets D.V.** (2013). Osoblyvosti proektuvannia ta analiz konstruktyvnoho rishennia metalevoho kupolnoho pokryttia akvaparku. *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia, KNUBA,* (50), 328 – 336

26. **Dlubal Software**. RWIND—Simulation Generation of Wind Induced Loads on General Models: User Manual. 2021., *[Електронний ресурс]* https://www.dlubal.com

WIND INFLUENCE NUMERICAL SIMULATIONS ON STADIUM STRUCTURES IN RWIND MODULE OF THE DLUBAL RFEM SOFTWARE

Vitalii TONKACHEIEV
Dmytro MALYSHKO
Liudmyla LAVRINENKO

Summary. This paper examines the effect of wind load on the stadium building, designed as a possible replacement for the stadium in the city of Mariupol, which was destroyed as a result of hostilities. The problems of using domestic standards in the design of stadium structures are considered. The approach of European regulatory documents to taking into account the effect of wind influence is considered. An analysis of previous scientific studies concerning the determination of aerodynamic parameters for stadium structures has been carried out. An analysis of the domestic regulatory document regulating the collection of wind loads showed the need for additional research into the aerodynamic parameters for stadium structures. Using a special RWIND module as part of the Dlubal RFEM software package, numerical modeling was used to simulate the wind flow flowing around the model of the stadium building, which best corresponded to the adopted design decisions, as if it were carried out in a real wind tunnel. A project was considered for an ellipsoidal stadium, the configuration of the stands and the covering of which is a full bowl with an incomplete covering. The covering over the stadium stands is designed in the form of a canopy formed by cantilever flat steel trusses. The basis of the stadium building frame is made up of vertical steel frames with a rigid connection of nodes, to the central post of which cantilever trusses of the canopy are attached. The result of theoretical testing of the stadium model was distribution diagrams of aerodynamic coefficients, the maximum values of which were used to further determine the values of wind pressure on these structures. An analysis of the research results was was carried out. The use of numerical simulation tools for wind flows made it possible to increase the complexity of the system both at the level of the design solution and at the level of the calculation model. Analysis of the design solution allowed us to competently select the necessary design solutions for load-bearing structures, taking into account the requirements of current design standards and Eurocode 1 regulations.

Keywords. Stadium; canopy; numerical modeling; wind flow; aerodynamic coefficients.

Стаття надійшла до редакції 06.02.2024

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.102-113
УДК624.9

РОЗРАХУНОК БАШТОВОЇ СПОРУДИ НА ВИТРИВАЛІСТЬ З ВРАХУВАННЯМ ВИХРОВОГО ЗБУДЖЕННЯ

Валерій Нужний[1], Михайло Дауров[2]

[1,2] Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1] nuzhnyi.vv@knuba.edu.ua https://orcid.org/0000-0002-0400-3204
[2]daurov.mk@ knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0002-6338-4326

Анотація. Вихрове збудження проявляється у всіх баштових спорудах із суцільним або решітчастим перерізом при відносно рівних ширині і глибині перерізу. Явище повязано з почерговим зривом вихрів з кромок споруди, які викликають її коливання під впливом інерційних мас в площині, перпендикулярній до дії вітру. Основною умовою прояву вихрового збудження – є дія вітру зі швидкістю, що перевищує певну критичну. Як показали розрахунки реальної баштової споруди, коливання за першою власною частотою і формою відбуваються вже при дії помірного вітру. Це потребує уваги, оцінки кількості коливальних циклів та впровадження критеріїв врахування сумісної дії фронтального вітру та вихрового збудження на споруду та розрахунку конструкції на витривалість.

Парадоксом є те, що дане явище не є широко відомим в інженерній практиці, а вказівки щодо обов'язкового розрахунку споруд на вихрове збудження з'явилися лише із введенням в дію зміни 2 до ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи. Норми проектування" в 2020р. В даній роботі проаналізований стан досліджень, наведена доступна методика з розрахунку на вихрове збудження, запроваджена EN 1991-1-4:2005 роботі виконаний розрахунок та аналіз рекламного пілона «Макдональдз» висотою 25,575 м, реалізованого в Києві в 2016р. Розрахунки показали, що для даної споруди властиві коливання від вихрового збудження З доступних джерел метеозведень визначена орієнтовна кількість коливальних циклів, визначені критерії розрахунку споруди на витривалість та виконані узагальнення, що можуть бути застосовані для всіх споруд.



Валерій НУЖНИЙ
старший викладач кафедри металевих і дерев'яних конструкцій



Михайло ДАУРОВ
доцент кафедри металевих і дерев'яних конструкцій, доктор філософії

Зокрема вказано на необхідність обмеження напружень за межею витривалості за двома діапазонами – на параметричний резонанс від фронтального вітру, та знакозмінні циклічні коливання від вихрового збудження. Виконаний аналіз ефективних перерізів та ефективних конструктивних форм деталей споруд при роботі на дію фронтального вітру із вихровим збудженням. .

Ключові слова. Вихрове збудження; інерційні коливання; вітрове навантаження; баштова споруда; розрахунок на витривалість.

ВСТУП

Явище вихрового збудження властиве всім баштовим спорудам під час дії вітру. При цьому відбувається почерговий зрив вихорів, який призводить до коливань споруди в напрямку, перпендикулярному до дії вітру.

© В.НУЖНИЙ, М.ДАУРОВ, 2024

Воно відоме ще з початку аеродинамічних досліджень конструкцій і споруд та розробки теорії розрахунку конструкцій на вітрове навантаження. Однак теорія розрахунку конструкцій була сформульована дещо пізніше, а в Україні вказівки щодо розрахунку конструкцій на вихрове збудження з'явилися лише в 2020р із введенням в дію зміни 2 до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування». В цьому документі також міститься вказівка уникати цього явища конструктивними засобами - встановленням загашувальних пристроїв, улаштуванням спиралевидних лопатей тощо, оскільки циклічність коливань від вихрового збудження є дуже високою. В певних моментах неврахування ефектів від вихрового збудження може призвести до аварійних наслідків. Без сумніву дане явище потребує досліджень і аналізу впливу на конструкції. Також необхідно встановити кількість циклів коливань для визначення критеріїв розрахунку на втому. Дане питання має значну актуальність з точки зору проектування і безпечної експлуатації баштових споруд.

АНАЛІЗ СУЧАСНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Вивченням явища вихрового збудження займалися з самого початку дослідження впливу вітру на конструкції і розробки теорій і методів розрахунку конструкцій з 1950-х років паралельно з формуванням теорії вітрового впливу, дослідження вітрового напору по висоті, визначення аеродинамічних коефіцієнтів, тощо. Потужний вклад в дослідження був внесений аердинамічною лабораторією університета Західного Онтаріо під керівництвом професора Алана Гарета Девенпорта [1], на основі його теорій і припущень розроблені національні норми США, Канади, Японії, Єврокод. [2, 3, 4,].

Явище впливу вихрового збудження досліджувалося паралельно з основною дією вітру, шляхом дослідження поведінки довгих пружних стержнів під дією вітрового потоку [5,7,8,9] .

Складність досліджень і застосування математичного апарату полягає в тому, що при дослідженнях необхідно визначити переміщення в системі, спричинені вітром, а потім скласти і розв'язати диференційне рівняння динамічних коливань системи під впливом інерційних сил. Подібний науковий підхід ускладнює застосування його на практиці, тому була розроблена спрощена модель, що застосована в Єврокод [10], де наведені дві методики – для суцільностінчастих стержнів та решітчастих систем..

Також досліджуються конкретні споруди [11, 12, 13, 14, 15]. Так в праці [11] досліджень вплив вихрового збудження на вежу «Лотос» висотою 88м в столиці Шрі-Ланки з врахуванням її витривалості. Автори [13] досліджують плив вихрового збудження на електроосвітлювальну опору стадіону висотою 37,9 м у Німеччині, зокрема показано, що в даних кліматичних умовах можливий прояв коливань споруди за усіма трьома власними формами коливань. У [14,15], досліджено вплив вихрового збудження на опори вітроенергетичних установок з врахуванням додаткової турбулентності вітру, що викликана обертанням лопастей вітротурбіни, наведено огляд технічних пристроїв для гасіння впливу вихрового збудження.

В Україні проводилися праці щодо вітрового навантаження і аеродинаміки баштових споруд [16,17,18,19,20] Однак не проводилися дослідження споруд на вплив вихрового збудження. З точки зору наявних методик і здобутків всі базові засади були наведені в «Настанові з розрахунку будівель і споруд на дію вітру» 1978 р, де розглянуто виключно прояв вихрового збудження в циліндричних спорудах з числом Рейнольдса Re>50. У якості прикладу був наведений розрахунок на вихрове збудження конічної залізобетонної димової труби, в якій при швидкості вітру близько 17 м/с можуть проявлятися коливання за другою власною формою і частотою, які дають зусилля, що перевищують зусилля від впливу фронтального вітру. У той час, як коливання за першою власною формою та частотою не розгядалися, оскільки вони не дають максимальних зусиль у порівнянні з тим же розрахунком на фронтальний вітер. Однак те, що кількість циклів

таких коливань дуже значна і виникають питання щодо розра-хунку з врахуванням витривалості кон-струкцій, не було розглянуто і враховано.

В СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», що діяв в Україні до 1.01.2007 містилися вказівки розраховувати на вихрове збудження баштові споруди циліндричної форми на вихрове збудження при їх власних частотах, що не перевищують певні граничні значення для різних вітрових зон. Вихрове збудження в спорудах прямокутної, багатогранної фоми, а також в решітчастих системах не розглядалися взагалі. Заглом саме явище вихрового збудження, розрахунки та вплив його на споруди є маловідомими в інженерній практиці і це наразі не достатньо врегульовано національними нормами.

ПОСТАНОВКА МЕТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для виконання розрахунків баштових споруд на вітрові навантаження з врахуванням дії вихрового збудження необхідно визначити праметри і умови прояву вихрового збудження та за якою власною частотою та формою коливань воно може проявлятися. Також необхідно оцінити кількість та інтенсивність коливальних циклів від вихровго збудження і характеру дії вітру за допомогою аналізу архіву метеоспостережень з відкритих джерел. Після аналізу встановити критерії обмеженння напружень при розрахунках на витривалість та встановити закономірності. При цьому слід розглядати сумісну дію на конструкцію фронтального вітру, що викликає динамічні реакції, які за характером напружень є вітровим резонасом і приймають значення від 0 до σ_{max} та вихрового збудження, що проявляється в площині, перпендикулярній до напрямку дії вітру і приймає значення в діапазоні від –σ до +σ.

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКІВ, ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розрахунок споруди виконується за прикладною методикою EN 1991-1-4:2005 як для стержнів суцільного перерізу. Така ж методика міститься і в зміні 2 до ДБН В.1.2-2:2006, але без достатніх роз'яснень і прикладних схем. Сам характер прояву вихрового збудження представлений на рис.1.

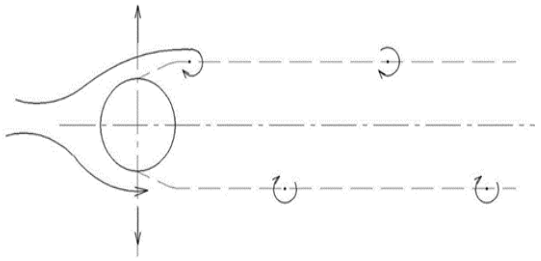


Рис.1 Розвиток вихрового збудження в споруді
Fig.1 Vortex shedding in the structure

При дії фронтального вітру відбувається зрив вихрів, що викликає автоко-ливання споруди у площині, перпендику-лярній до дії вітру за одніє з власних форм коливань (див. рис.2).

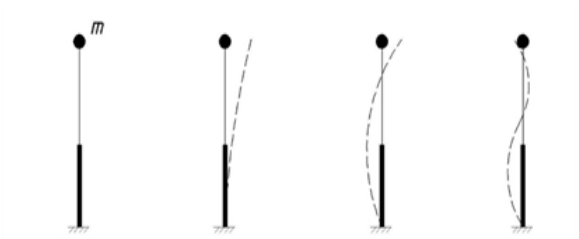


Рис.2. Розрахункова схема і три власних форми коливань
Fig.2. Analysis scheme and three modes of natural oscillations

Спочатку визначається критична швидкість вітру при якій починає відбуватися вихрове збудження для *i*-ої частоти:

$$V_{cr,i} = \frac{n_i d}{s_t}, \qquad (1)$$

де n_i - i-та частота власних коливань, яка відповідає частоті і формі власних коливань;

d - середня ширина або діаметр споруди;

S_t – число Струхаля, яке для пере-різів з наявними гострими кромками приймається 0,11.

Амплітуда коливань при вихровому збудження визначається з рівності:

$$\frac{y_{F,\max}}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot C_{lat}, \qquad (2)$$

де $y_{F,max}$ – амплітуда поперечних коливань в потоці повітря
S_t – число Струхаля;
S_c – число Скрутона, що визначає схильність конструкції до коливань в аеродинамічному середовищі і визначається за формулою:

$$S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2}, \qquad (3)$$

де δ_s- логарифмічний декремент затухань,
ρ- густина повітря,
m_{ie}- приведена еквівалентна маса на одиницю довжини споруди.
b – ширина споруди, що піддається дії вітру;
K – табличний коефіцієнт форми коливань;
K_w – коефіцієнт кореляції;
C_{lat} – коефіцієнт дії бічної сили.

Після визначення амплітуди зусилля визначаються за формулою:

$$F_w(s) = m(s) \cdot \left(2 \cdot \pi \cdot n_{i,y}\right)^2 \cdot \Phi_{i,y}(s) \cdot y_{F,\max}, \qquad (4)$$

де $m(s)$ – розподілена маса конструкції;
$n_{i,y}$ – власна частота коливань;
$\Phi_{i,y(s)}$ – функція форми власних коливань.

Навантаження при цьому прикладають за спрощеними схемами, див рис. 3.

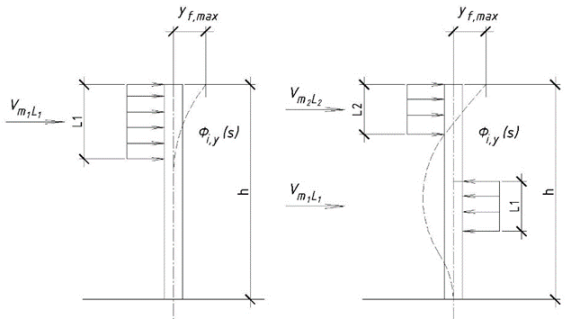


Рис.3 Розрахункові схеми на визначення зусиль від вихрового збудження за першою і другою власними формами коливань

Fig.3 Calculation schemes for determining forces from vortex shedding by the first and second modes of natural oscillations

Був проведений розрахунок споруди рекламного пілону «Макдональдз» з фірмовим знаком загальною висотою 25.575 м, що реалізований у м. Києві. Схема і загальний вигляд пілона наведені на рис.4 та рис.5, відповідно.

Жорскткість елементів двохступеневої споруди прийнята відповідно до креслень і фактичної реалізації. Вага фірмового знаку складає 1т. і розглядається в схемі, як зосереджена маса.

Розрахунок споруди виконаний у програмному комплексі SCAD із моделюванням системи звичайною стержньовою схемою. Був здійснений модальний аналіз споруди з визначенням власних частот коливань, виконаний розрахунок на фронтальний вітер. По власних частотах визначені критичні швидкості вітру розвитку вихрового збудження, які показали, що коливання можуть відбуватися лише за першою формою власних коливань, оскільки вітри із усередненою швидкістю понад 20..25м/с для майданчика будівництва споруди нереальні. Власні частоти коливань та розрахункові критичні швидкості внесені до таблиці 1.

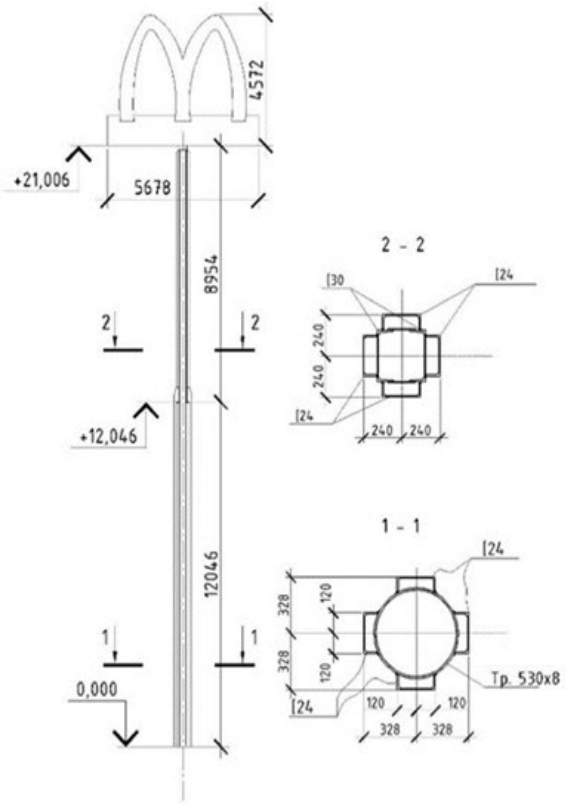


Рис. 4 Схема пілону
Fig.4 Scheme of the totem



Рис. 5. Загальний вигляд пілона.
Fig.5 General view on totem

Табл.1. Власні частоти коливань споруди та критичні швидкості по трьох формах власних коливань
Tabl.1. Own frequencies of structure oscillations and critical velocities for three forms of own oscillations

Частота коливань, Гц	Критична швидкість м/с	Форма власних коливань
0,9751	5,82	1 форма
5,39	32	Не відбувається
16,61	99.2	Не відбувається

Виконаний розрахунок споруди на фронтальний вітер та вихрове збудження. Розрахунок на вихрове збудження був здійснений за методикою EN 1991-1-4:2005. Реузльтати розрахунків наведені в таблиці 2.

Табл.2. Результати розрахунків споруди на фронтальний вітер і вихрове збудження
Tabl.2. Results of building analysis for frontal wind and vortex shedding

Параметр	Розрахункове значення
Опорний момент при розрахунку на фронтальний вітер, кНм	402,65
Момент в опорі за розрахунком за віхровим збудженням, M_v, кНм	75,4
$\frac{M_v}{M} \cdot 100\%$	18,7

Отже для даної споруди зусилля від вихрового збудження складають 18,7% від фронтального вітру та відбуваються у перпендикулярній площині. Другим серйозним

питанням щодо оцінки витривалості конструкцій і деталей споруди є визначення кількості коливальних циклів. Так за архівом метеоспостережень, які на сайті зафіксовані з 2011 до 2024 був випадково обраний 2011р та проаналізована тривалість дії вітрів зі швидкістю 6м/с і вище.

Результати виборки вітрів заведені до таблиці 3.

Табл.3. Тривалість дії вітрів з надкритичною для досліджуваної споруди швидкістю у 2011р
Tabl.3. The duration of the wind with supercritical speed for the structure under study in 2011

Місяць	Тривалість дії вітрів з швидкістю, вищою за 6м/с, с
Січень	304200
Лютий	556200
Березень	304800
Квітень	450000
Травень	307800
Червень	286200
Липень	91800
Серпень	178200
Вересень	300600
Жовтень	217800
Листопад	379800
Грудень	415800
Всього:	**3793200**

При періоді коливань 1,025с кількість коливальних циклів складає $3{,}4 \cdot 10^6$ на рік. Попри випадковість виборки і відосну неточність результатів, а також відсутність досліджень і статистичної обробки по подальших роках, це свідчить про дуже велику кількість циклів за весь термін експлуатації споруди. В такому випадку згідно з ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проєктування» при кількості циклічних навантажень понад 10^5 за весь термін експлуатації споруди необіхдно здійновати обмеження напружень за межею витривалості.

Вихрове збудження, яке виникає при будь-якому вітрі, що має швидкість, вищу за критичну. Таким чином неодмінно треба враховувати одночасну дію максимального фронтального вітру на споруду та зусилля від вихрового збудження в перпендикулярній площині. Коливання від вихрового збудження носять сталий характер, залежать від амплітуди відхилень верхньої точки споруди та власної частоти споруди та не залежать від швидоксті фронтального вітру.

Епюра нормальних напружень в опорному перерізі при одночасній дії вітру збражена на рис.6.

При врахуванні вихрового збудження на опорний переріз споруди, що являє собою круглу трубу, підсилену швелерами, відбулася корекція епюри. В своєму піковому значенні напруження зросли лише на 7% і відкоригувалися в умовно нейтральній зоні. Це пояснюється тим, що при круглих чи близьких до них перерізів пік епюр напружень від зусиль в одній площині співпадає з нейтральною зоною для зусиль по інший площині. Якщо розглядати характер зусиль від дії вітрової динаміки, то в площині дії вітру відбувається параметричний резонанс від прояву випадкового пульсаційного пориву, а в перпендикулярній площині відбувається стале знакозмінне коливання від вихрового збудження. Тому необхідно розглядати обмеження зусиль межею витривалості.

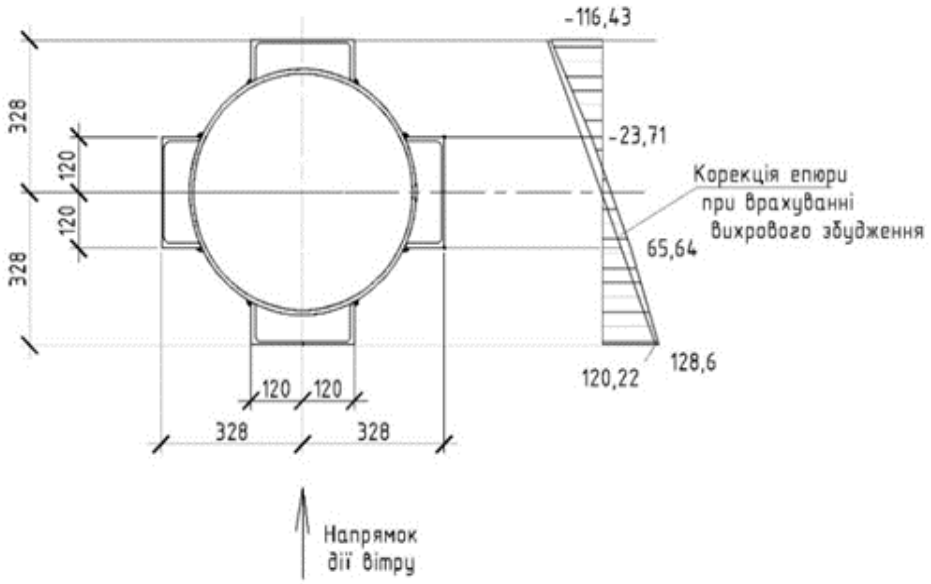


Рис. 6 Епюра нормальних напружень
Fig. 6 Normal stress diagram

Так межа витривалості за ДБН В 2.6-198:2014. Розраховується за формулою та сталими параметрами за додатком Т залежно від марки сталі елемента, категорії розрахункового вузла чи елемента, коефіцієнта асиметрії напружень:

$$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1+\rho_i)}\left(1 - 1{,}63\frac{S_{\sigma_{-1}}}{\sigma_{-1}}\right) \qquad (5)$$

Межа витривалості для напружень від фронтального вітру складає:

$R_{vi} = 115 МПа$ - при коефіцієнті асиметрії напружень ρ_i=0;

Межа витривалості для напружень від вихрового збудження складає:

$R_{vi} = 64{,}95 МПа$ - при коефіцієнті асиметрії напружень ρ_i=-1

Якщо амплітудні напруження σ_{aj} відповідають нерівності:

$2\sigma_{a,j}/(1-\rho) < R_{vi}$,

то витривалість конструкції забезпе-чена. Якщо амплітудні напруження перевищують межу витривалості, то необхідно враховувати кількість циклів навантаження, напруження від якого перевищують межу витривалості.

Для споруди пілона амплітудні напруження в площині дії фронтального вітру складають:

$$\sigma_{aj} = \frac{128 - 0}{2} = 64 МПа$$
$$2 \cdot 64/(1-0) = 128 МПа > R_{vi} = 115 МПа$$

Амплітудні напруження в площині дії вихрового збудження з додаванням напружень від максимального фронтального вітру:

$$\sigma_{aj} = \frac{65{,}64 + 23{,}71}{2} = 44{,}68 МПа$$
$$2 \cdot 44{,}68/(1+1) = 44{,}68 МПа < R_{vi} = 64{,}95 МПа$$

Таким чином, витривалість перерізу споруди навіть за умови приймання у якості граничого напруження зусиль від вихрового збудження та максимального фронтального вітру забезпечена. У той час як напруження від максимального фронтального вітру перевищують межу витривалості і потребують розрахунку на кількість циклів, що відбуваються з напруженням від 115МПа до 128МПа за формулами (15.3, 15.4) ДБН В 2.6-198:2014.

Аналіз вітрів за швидкістю за 2011р, що наведений в таблиці 4, вказує на те, що максимальна середня швидкість вітру за цей рік не перевищувала 15 м/с . При цьому, максимальна швидкість вітру для Києва складає 20м/с згідно повідомлень преси із посиланням на обсерваторію ім. Б. Срезневського. В зміні 1 до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 максимальна середня швидкість вітру вказана для вітрового району 25м/с. Таким чином повторювані щороку вітри створюють максимальні напруження такі, що складають 36% від максимального навантаження. Максималь-не вітрове навантаження трапляється раз на 50 років, а вітри зі швидкістю понад 15м/с трапляються не кожного року і це птребує додаткових досліджень і спостережень.

Таким чином, витривалість споруди по основному перерізу забезпечена, оскільки напруження від багатоциклових навантажень не перевищують межу витривалості. Аналогічному аналізу підлягають при проектуванні або перевірному розрахунку анкерні болти, деталі баз опор, зварні шви.

Табл.4. Розподіл вітрів за швидкістю у 2011р
Tabl.4. Distribution of winds by speed in 2011

Швидкість вітру, м/с	Тривалість дії на рік, с	Частка від максимального навантаження, у перерахунку до максимальної середньої швидкості 25 м/с $\left(\frac{V_i}{V_{max}}\right)^2$
4, 5	8615780	0,033
6	1802400	0,058
7	871200	0,078
8	469800	0,1
9	286200	0,13
10	154800	0,16
11	59400	0,19
12	30600	0,23
13	16200	0,27
14	5400	0,31
15	3600	0,36

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

За проведеними дослідженнями баштової споруди пілону «Макдональдз» висотою 25,575 м. можна зробити наступні висновки і узагальнення:

1. Вихрове збудження в даній споруді відбувається лише за першою формою власних коливань не є визначальним по огинаючих епюрах але впливає на напружено-деформований стан споруди та її деталей. В данму випадку зуилля від вихрового збудження складають 18,7% від зусилля від фронтального вітру. Із збільшенням висоти споруди ця частка збільшується, із зменьшенням падає.
2. Вихрове збудження є вторинним фактором від дії фронтального вітру, швидкість якого перевищує критичну і повинно враховуватися одночасно з дією фронтального вітру у тому числі максимального розрахункового навантаження. Будь-який порив вітру зі швидкістю, що перевищує критичну для вихрового збудження неодмінно при-зводить до зриву вихорів і розвитку вирового збудження. Найбільш ефективними перерізами баштових споруд є круглі та близькі до них, оскльки вони є такими, що при дії зусиль в двох площинах пікові значення напружень вздовж одної осі припадають на нейтральну зону та не додаються. Так для досліджу-

вані споруди вихрове збудження збільшило рівень напружень всьог на 7% при абсолютній величині момента від вихрового збудження 18,7% від моменту в опорі від фронтального вітру. У випадку квадратного чи прямокутного перерізу відбувається повна сума зусиль у кутових точках. Відповідно до цього, ефективними для конструктивними вузлами для споруд будуть такі, що мають круглу форму – опорні плити баз, розташування травер і анкерних болтів.

Принцип той же – відсутність кутів, де можуть складатися зусилля по абсолютній величині без перерозподілів.

3. Як показав аналіз стенограми швидкостей та тривалості дії вітрів, що мали місце у вибірково обраний 2011р, кількість коливальних циклів в рік складає близько 3,4 млн. Критична швидкість вітру, при якій проявляється вихрове збудження складає 5,82 м/с і є помірною. Велика кількість циклів потребує обв'язкового розрахунку споруд на витривалість. При цьому запропоновано виконувати розрахунок на сумісну дію максимального фронтального вітру та вихрового збудження із врахуванням двох меж витривалості для різних ділянок перерізу - як для знакозмінних коливань від вихрового збудження, так і для випадкових резонансних динамічних реакцій споруди при дії фронтального вітру. Як показав розрахунок досліджуваної споруди, яку не розраховували на вихрове збудження, рівень напружень в ній знаходиться в допустимих межах щодо витривалсті. Багато в чому це пояснюється тим, що споруда спроектована з врахуванням вимог жорсткості, тому в ній омежений рівень напружень, бо переріз прийнятий за жорсткістю. Потенційно неврахування вихрового збудження може бути небезпечним для решітчстих просторових конструкцій із зовнішньою огорджувальною оболонкою. В такій споруді може виникнути концетрація напружень у поясах пространової ферми внаслідок особливостей конструкцій.

4. Для всіх вітрових місцевостей пропонується виконувати розрахунок із обмеженням напружень за межею витривалості при одночасній дії максимального фронтального вітру та вихрового збудження в запас міцності. В іншому випадку необіхдно враховувати напруження від рідко повторюваних швидкостей вітрів (випадку для даного пілона це швидкість вітру, близька до максимальної і максимальна) окремо за формулами 15.3, 15.4 ДБН В 2.6-198:2014, якщо напруження від них перевищують межу витривалості і їх посторюваність не перевищує 2..5 тис циклів на весь період експлуатації. Для цього треба мати чітку інформацію про швидкості і повторюваність вітрів на будівельному майданчику, що фактично неможливо.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Davenport, A. G.** The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1961. –Vol.19 – p.449-4722.*
2. **Simiu E., Scanlan R.H.** Wind Effects on Structures: *//Fundamentals and Applications to Design. New York: John Wiley, 1996, 704 p.*
3. ***Piccardo, G., Solari, G***. – Closed Form Prediction of 3D Wind-excited response of slender structures. *Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamic*s, *1998; 74-76: 697-708.*
4. **Solari, G. –** The role of analytical methods for evaluating the wind-induced response of structures*, Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics, 90, 1453-1477, 2002*
5. **Repetto, M.P. and Solari, G**. *(2002)* Dynamic Crosswind Fatigue of Slender Vertical Structure*s. Wind and Structures, 5, 527-542.* *https://doi.org/10.12989/was.2002.5.6.527*
6. **Connor, R.J., Collicott, S.H., DeSchepper, A.M., Sherman, R.J. and Ocampo, J.A.** *(2012)* Fatigue Loading and Design Methodology for High-Mast Lighting Towers. *The National Academies Press, Washington. https://doi.org/10.17226/22792*
7. **Maria Pia Repetto, Solari, G**. – Directional Wind-Induced Fatigue on Slender Vertical Structures*, Journal of Structural Engineering, ASCE, July, 2004, 10032-1040*

8. **James, W.D**. *(1983)* Effects of Reynolds Number and Corner Radius on Two-Dimensional Flow around Hexdecagonal Cylinders. *AIAA 16th Fluid and Plasma Dynamics Conference, Danvers, 12-14 July 1983, 1-11.* https://doi.org/10.2514/6.1983-1705
9. **Dexter, R.J., Ricker, M.J.** – Fatigue-Resistant Design of Cantilevered Signal, Sign, and Light Supports – *NCHRP Report 469, University of Minnesota, USA, Published by: National Academy Press, 2002.*
10. **Giosan, I. and Eng, P.** *(2007*) Vortex Shedding Induced Loads on Free Standing Structures, Structural Vortex Shedding Response Estimation Methodology and Finite Element Estimation.*,42p* https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/summary?doi=10.1.1.582.3179
11. **Priyan M., Shiromal F., John H., Tharaka G., Yousef Abu-Zidan, Priyan D**. Wind induced fatigue analysis of Lotus Tower *//Mast. Nineteenth Australasian Wind Engineering Society Workshop, April 4-6, 2018, Torquay, Victoria , 5p*
12. **Vieira, D., Barros, R.C**. Tubular steel lattice telecommunication towers, subjected to wind loading and vortex shedding *(2017) COMPDYN 2017 - Proceedings of the 6th International Conference on Computational. Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2, pp. 3154-3162* https://doi.org/10.1007/978-981-19-2886-4_6
13. **Rakočević, M., Popović, S**.*:* Calculation procedure for determining wind action from vortex-induced vibration with verification of fatigue strength of steel structures*, GRAĐEVINAR, 70 (2018) 9, pp. 793-809,* https://doi.org/10.14256/JCE.2125.2017
14. **Krishnappa, L., Sander, A., Thoben, K.-D**. Aerodynamic Devices to Reduce/Suppress Vortex Induced Vibrations on a Wind Turbine Tower*: A Review. (2022) Journal of Physics: Conference Series, 2265 (3), art. No. 032053* https://doi.org/10.1088/1742-6596/2265/3/032053
15. **Wang, D., Zhao, Z., Liu, Y., Ma, Y., Liu, H., Chen, M**. Study on vortex induced resonance mechanism between tower and blade of large wind turbine *(2023) Taiyangneng Xuebao/Acta Energiae Solaris Sinica, 44 (10), pp. 306-312.* http://doi.org/10.19912/j.0254-0096.tynxb.2022-084
16. **Пічугін С.Ф.** Тенденції розвитку норм вітрового навантаження на будівельні конструкції / С.Ф. Пічугін // *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: Зб. наук. праць. Вип. 18. – Луцьк: Луц. НТУ, 2022. – С. 98 – 116.* https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8(18)-12
17. **Пичугин С.Ф.** Квазистатические методы динамического расчета сооружений башенного типа: прошлое, настоящее и перспективы развития / С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько // *Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К. : Сталь, 2010. – Вип. 5. – С. 83-105.*
18. **Махінько А.В**. Два погляди на сучасну аеродинаміку опор зв'язку / А.В. Махінько // *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2011. – Вип. 2. – С. 118–121*
19. **Колякова В.М., Лялько В.** Вплив вітру на телевізійну вежу (2019) *//International scientific-practical conference of young scientists/ Build master class, pp.160.*
20. **Корсун В.І., Виноградова Т. М., Калмиков Ю.Ю., & Волков А. С.** (2010). Порівняльний аналіз результатів розрахунків стовбура димової труби Н= 250 м на дію вітрового навантаження. *// Сучасне промислове та цивільне будівництво, 6(1), 5-13.*

REFERENCES

1. **Davenport, A. G.** The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1961. –Vol.19 – p.449-4722.*
2. **Simiu E., Scanlan R.H.** Wind Effects on Structures: *//Fundamentals and Applications to Design. New York: John Wiley, 1996, 704 p.*
3. ***Piccardo, G., Solari, G***. – Closed Form Prediction of 3D Wind-excited response of slender structures. *Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics, 1998; 74-76: 697-708.*
4. **Solari, G. –** The role of analytical methods for evaluating the wind-induced response of structures*, Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics, 90, 1453-1477, 2002*
5. **Repetto, M.P. and Solari, G**. *(2002)* Dynamic Crosswind Fatigue of Slender Vertical Structures. *Wind and Structures, 5, 527-542.* https://doi.org/10.12989/was.2002.5.6.527
6. **Connor, R.J., Collicott, S.H., DeSchepper, A.M., Sherman, R.J. and Ocampo, J.A.** *(2012)* Fatigue Loading and Design Methodology for High-Mast Lighting Towers. *The National Academies Press, Washington.* https://doi.org/10.17226/22792

7. **Maria Pia Repetto, Solari, G**. – Directional Wind-Induced Fatigue on Slender Vertical Structures*, Journal of Structural Engineering, ASCE, July, 2004, 10032-1040*
8. **James, W.D**. *(1983)* Effects of Reynolds Number and Corner Radius on Two-Dimensional Flow around Hexdecagonal Cylinders. *AIAA 16th Fluid and Plasma Dynamics Conference, Danvers, 12-14 July 1983, 1-11.* https://doi.org/10.2514/6.1983-1705
9. **Dexter, R.J., Ricker, M.J.** – Fatigue-Resistant Design of Cantilevered Signal, Sign, and Light Supports – *NCHRP Report 469, University of Minnesota, USA, Published by: National Academy Press, 2002.*
10. **Giosan, I. and Eng, P.** *(2007*) Vortex Shedding Induced Loads on Free Standing Structures, Structural Vortex Shedding Response Estimation Methodology and Finite Element Estimation.*42p* https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/summary?doi=10.1.1.582.3179
11. **Priyan M., Shiromal F., John H., Tharaka G., Yousef Abu-Zidan, Priyan D**. Wind induced fatigue analysis of Lotus Tower *//Mast. Nineteenth Australasian Wind Engineering Society Workshop, April 4-6, 2018, Torquay, Victoria 5p*
12. **Vieira, D., Barros, R.C**. Tubular steel lattice telecommunication towers, subjected to wind loading and vortex shedding *(2017) COMPDYN 2017 - Proceedings of the 6th International Conference on Computational. Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2, pp. 3154-3162* https://doi.org/10.1007/978-981-19-2886-4_6
13. **Rakočević, M., Popović, S**.*:* Calculation procedure for determining wind action from vortex-induced vibration with verification of fatigue strength of steel structures*, GRAĐEVINAR, 70 (2018) 9, pp. 793-809,* https://doi.org/10.14256/JCE.2125.2017
14. **Krishnappa, L., Sander, A., Thoben, K.-D**. Aerodynamic Devices to Reduce/Suppress Vortex Induced Vibrations on a Wind Turbine Tower*: A Review. (2022) Journal of Physics: Conference Series, 2265 (3), art. No. 032053* https://doi.org/10.1088/1742-6596/2265/3/032053
15. **Wang, D., Zhao, Z., Liu, Y., Ma, Y., Liu, H., Chen, M**. Study on vortex induced resonance mechanism between tower and blade of large wind turbine *(2023) Taiyangneng Xuebao/Acta Energiae Solaris Sinica, 44 (10), pp. 306-312.* http://doi.org/10.19912/j.0254-0096.tynxb.2022-084
16. **Pichuhin S.F**. Tendentsii rozvytku norm vitrovoho navantazhennia na budivelni konstruktsii / S.F. Pichuhin // *Suchasni tekhnolohii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi: Zb. nauk. prats. Vyp. 18. – Lutsk: Luts. NTU, 2022. – S. 98 – 116.* https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8(18)-12
17. **Pychuhyn S.F**. Kvazystatycheskije metody dynamicheskogo rascheta sooruzhenij bashennoho tipa: proshloe, nastojashchee i perspektivy razvitija / *S.F. Pychuhyn, A.V. Makhynko // Zbirnyk naukovykh prats Ukrainskoho naukovo-doslidnoho ta proektnoho instytutu stalevykh konstruktsii imeni V.M. Shymanovskoho. – K. : Stal, 2010. – Vyp. 5. – S. 83-105*
18. **Makhinko A.V**. Dva pohliady na suchasnu aerodynamiku opor zviazku / *A.V. Makhinko // Zbirnyk naukovykh prats (haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo). – Poltava : PoltNTU, 2011. – Vyp. 2. – S. 118–121*
19. **Koliakova V.M., Lialko V**. Vplyv vitru na televiziinu vezhu *(2019) //International scientific-practical conference of young scientists/ Build master class, rr.160.*
20. **Korsun V.I., Vinohradova T. M., Kalmykov Yu.Iu., & Volkov A. S.** *(2010).* Porivnialnyi analiz rezultativ rozrakhunkiv stovbura dymovoi truby N= 250 m na diiu vitrovoho navantazhennia. *// Suchasne promyslove ta tsyvilne budivnytstvo, 6(1), 5-13.*

ANALYSIS OF TOWER STRUCTURE FOR FATIGUE TAKING INTO ACCOUNT WIND VORTEX SHEDDING

Valery NUZHNYI
Myhailo DAYROV

Summary. Vortex shedding is manifested in all tower structures with a solid or lattice cross-section with relatively equal width and depth of the cross-section. The phenomenon is associated with the alternate breakdown of vortices from the edges of the structure, which cause it to oscillate under the influence of inertial masses in a plane perpendicular to the wind. The main condition for the manifestation of vortex shedding is the action of wind with a speed exceeding a certain critical one. As shown by calculations of a real tower structure, oscillations

according to the first natural frequency and shape occur already under the influence of a moderate wind. This requires attention, assessment of the number of oscillation cycles and the implementation of criteria for taking into account the combined effect of frontal wind and vortex shedding on the structure and calculation of the structure for endurance. The paradox is that this phenomenon is not widely known in engineering practice, and instructions on the mandatory calculation of structures for vortex excitation appeared only with the implementation of amendment 2 to DBN B.1.2-2:2006 "Loads and influences. Design norms" in 2020. In this analyzed state of research on this issue, an available method for calculating vortex excitation, introduced in EN 1991-1-4:2005, is presented. The calculation and analysis of the McDonald's advertising totem with a height of 25.575 m, implemented in Kyiv in 2016, was performed. Calculations showed that this structure is characterized by oscillations due to vortex shedding. From the available sources of meteorological data, an approximate number of oscillation cycles was determined, criteria for calculating the structure's durability were determined, and generalizations were made that can be applied to all structures. In particular, it is pointed out the need to limit stresses beyond the endurance limit in two ranges - parametric resonance from the frontal wind, and sign-changing cyclic oscillations from vortex excitation. An analysis of the effective cross-sections and effective structural forms of building details when working under the action of a frontal wind with vortex shedding was carried out.

Keywords. Vortex shedding; inertial oscillations; wind load; tower structure; fatigue.

Стаття надійшла до редакції 5.05.2024

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.114-124
УДК 26816.094

ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСУ ВИДАЛЕННЯ ІЗ ВОДИ СІРКОВОДНЮ ГІДРОЕЛЕВАТОРОМ

Олена ЗОРЯ[1], Олексій ТЕРНОВЦЕВ[2], Микола ЦИГАНОК[3],

[1,2,3] Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1]zoriaolena@gmail.com, http://orcid.org/ 0000-0002-4878-5164
[2]aternovtsev@gmail.com, http://orcid.org/ 0000-0003-1761-2444
[3]cganok@gmail.com, http://orcid.org/ 0009-0002-4926-8537

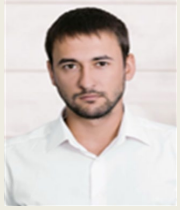
Анотація. Війна в Україні спричинила значний негативний вплив вплив на водні ресурсі країни. Це призвело до погіршення якості води, загрози питному водопостачанню та довгострокових екологічних проблем. Інтенсивне забруднення поверхневих джерел призводить до того, що для питного водопостачання все частіше виникає потреба використовувати підземні води. По своїм якісним показникам підземні води України різноманітні. В них присутні значно більше допустимих концентрацій заліза, марганцю, солі жорсткості та сірководень. Концентрації останнього в різних регіонах коливаються від 1 до 20 і більше мг/дм^3, що значно перевищує допустимі нормативи для використання таких вод в питному водопостачанні. В південних районах України: Херсонсьській, Миколаївській та Одеській областях перевищення нормативного значення по сірководню складає більше ніж 100 разів. Існуючі методи очищення води від сірководню потребують будівництва високо коштовних споруд -аераторів з різноманітним завантаженням, біологічних реакторів та окислювальних фільтрів, потребуючих значних капітальних затрат на їх будівництво і експлуатацію. Окрім того, ці споруди не завжди дозволяють отримати воду необхідної якості. Таким чином, розробка нових методів і технологій, орієнтованих на інтенсифікацію очищення води від сірководню, а також різноманітних пристроїв та споруд для їх реалізації є актуальною проблемою, пов'язаною з постачанням населенню доброякісної води.



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



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



Микола ЦИГАНОК
Здобувач вищої освіти рівня PhD, кафедри водопостачання та водовідведення.

Представлено результати експериментальних досліджень очистки підземної води від сірководню аерацією з використанням гідроаератора. Визначено оптимальні параметри процесу видалення сірководню з води в залежності від його концентрації і pH води. Обгрунтовано і досліджено ефективність очистки води гідроаератором.

Ключові слова. Підземні води; сірководень; аерація; ефект очистки.

© О.ЗОРЯ, О.ТЕРНОВЦЕВ, М.ЦИГАНОК, 2024

ВСТУП

Національна доповідь «Цілі сталого розвитку: для України», представлена Урядом 15 вересня 2015 року, визначила базові показники для досягнення Цілей сталого розвитку (ЦСР). Шоста ціль Національної доповіді відноситься до якості питної води і має назву «Чиста вода та належні санітарні умови» і передбачає можливість забезпечення якісних послуг з постачання питної води, будівництво та реконструкцію систем централізованого водопостачання і водовідведення. Окрім того, передбачається зменшення скидання неочищених стічних вод і забезпечення впровадження інтегрованого управління водними ресурсами.

Війна в Україні має катастрофічний вплив на довкілля зокрема на водні ресурси та водну інфраструктуру, несе великі ризики для населення, сільського господарства та продовольчої безпеки [1].

На весні 2022 року ЮНІСЕФ повідомила, що через бойові дії в Україні 4.6 мільйона людей практично позбавлені доступу до питної води [2]. За даними Держкомінспекції України, за перші десять місяців війни країні завдано збитків на суму понад 55 мільярдів гривень внаслідок техногенного забруднення, засмічення і самовільного користування водними ресурсами [3]. Якість води поверхневих джерел, по різним показникам погіршилася більше, ніж в п’ять разів. Забруднення артезіанських вод, які раніше були законсервовані і вважалися стратегічним запасом держави-більш пролонгована [4]. Внаслідок бойових дій та руйнації ці свердловини забруднюються. Достатньо одного потрапляння забрудника, який розповсюджується на весь водоносний шар і робить воду непридатною до використання [5]. Підземний водообмін відбувається протягом сотень років, а поверхневий - протягом місяців.

Ще до початку військових дій відбувалося інтенсивне забруднення поверхневих джерел неочищеними або недостатньо очищеними промисловими стічними водами, побутовими відходами, добривами, що змивається з сільськогосподарських угідь органічного і мінерального походження і тому для питного постачання збільшилося споживання підземних вод [6]. Так, наприклад, в місті Києві, при відсутності особливих проблем з постачанням питної води населенню, організовано бюветне водопостачання з використанням підземних водоносних горизонтів.

В підземних водах України значно перевищені гранично допустимі концентрації заліза, марганцю, солей жорсткості та сірководню. Сірководень утворюється, в основному, внаслідок відновних процесів у кислому безкисневому середовищі, в більшості при бактеріальному розкладанні і біохімічному окисленні органічних речовин природного поход-ження (детрит, водорозчинна органіка, штучні корми, органічні добрива, мул та інші забруднення), в в результаті надходження органіки із поверхневими водами, забруднення хімікатами, побутово-промисловими стоками [7-9]. Сірководень - сильно нервовий газ, який навіть в невеликих кількостях негативно впливає на здоров’я людей і тварин, руйнує клітини крові та мозку [10-11]. Концентрації сірководню в різних регіонах знаходяться в межах від 1 до 20 і більше мг/дм^3, що значно перевищує допустимі нормативи для використання таких вод для питного водопостачання. На півдні України, в Херсонській, Одеській, Миколаївській областях концентрація сірководню перебільшує більше ніж у 100 разів нормативні показники (для питної води норматив становить 0,05 мг/дм^3).

Дуже часто сірководень виявляється в глибоких свердловинах, оскільки там мінімальний доступ кисню. Неприємний запах, за яким одразу можна визначити наявність сірководню, з’являється внаслідок життєдіяльності анаеробних бактерій. Вони перетворюють сполуки сірки (сульфати і сульфіди) в сірководень. Ідеальні умови для розмноження цих бактерій - безкисневе середовище [12]. Крім того, перевищення показників сірководню у воді зі свердловини або колодязя свідчить про те, що там активно йдуть процеси гниття і потрібно вживати

термінових заходів з очищення. Вода з підвищеним вмістом сірководню здатна привести в непридатність всю систему водопостачання, так як сірководень викликає сильну корозію металів. У поєднанні з залізом він утворює осад сірчистого заліза, труби дуже швидко забиваються.

В представленій статті досліджували підземні води з вмістом сірководню до 20мг/дм^3.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В природній воді сірчані сполуки знаходяться у вигляді молекулярно розчиненого HS^- та S^{2-}. Вміст у воді різних форм сірчаних сполук та їх пропорції напряму залежить від pH води [13, 14]. Наприклад, при pH > 9, H_2S у воді практично відсутній, а вміст у воді HS^- і S^{2-} максимальний. При pH < 5 майже всі сірчані сполуки представлені сірководнем H_2S [15,16,17].

Аналіз проведених нами літературних джерел показав, що в залежності від форми існування сірчаних сполук у воді методи її очистки можна поділити на три групи:

1. Вилучення H_2S з води безреагентними методами [17].
2. Вилучення реагентними методами [18].
3. Вилучення біохімічними методами, в яких сірчані сполуки окислюються сіркобактеріями [19].

Існуючі методи мають свої переваги та недоліки. Фізичні - безреагентні методи вилучення з води сірководню, засновані на використанні протиттечійних дегазаторів або установок тривалої аерації, які потребують значних капітальних витрат на виготовлення і можуть бути рекомендовані для вод з вмістом сірководню до 3мг/дм^3. Реагентні методи вилучення з води сірководню дозволяють очищати воду, що містить сірководень до 20мг/дм^3. Біохімічні потребують створення спеціальних умов для життєдіяльності бактерій. До недоліків методів слід віднести зростання фільтруючого завантаження карбонатом кальцію внаслідок нестабільності води і ефективність методу значно.

Проаналізувавши всі викладені методи, можна зробити висновок про їх недосконалість і наявність майже в кожному певних недоліків. Деякі з методів потребують будівництва доволі великих споруд, інші потребують утримання реагентного господарства та складного обладнання [20,21].

З урахуванням актуальності питання -вилучення з води сірководню, мета нашої роботи полягає в розробці методів і технологій інтенсифікації процесів вилучення сірководню з підземних вод аерацією гідроелеватором.

Гідроелеватори (інжекційні пристрої) знайшли широке застосування у хімічній технології для процесів екстракції та адсорбції. Інжекційні пристрої використовують кінетичну енергію потоку, що з сопла в звуженої його частини. У результаті звуженої частини сопла створюється вакуум, що призводить до засмоктування рідини або повітря. Інжектори використовуються у вигляді окремого апарату, а також багатоступінчастої колони [18.22].

Використання енергії витікання рідини із сопла забезпечує високий ступінь турбулізації потоку після насадки, сприяючи виділенню газової фази. Швидкість закінчення рідини з насадки визначається величиною напору на вході в ежектор. Таким чином, можна вважати, що визначальними факторами поведінки рідини в ежекторі є гідродинамічні умови його роботи. Для однофазних систем, без урахування підсмоктування, зв'язок основних величин [17] визначається як:

$$= f\left[\left(\frac{F_1}{F_2 - F_3}\right), \left(\frac{d_1 - d_2}{L}\right), q_p, \gamma_n\right]^k \quad (1)$$

F1 – площа вихідного отвору сопла;
F2 – площа початкового перерізу камери змішування;
F3 – зовнішня площа перерізу сопла;
d1 – діаметр на вході у сопло;
d2 – діаметр на виході сопла.

$$Eu = f(R\,e,\ \Gamma) \qquad (2)$$

де

$Eu = \frac{\Delta hg}{W_C^2}$ – критерій Эйлера,

$Re = \frac{W_C d_{вн}}{\nu}$ – критерій Рейнольдса,

Δh - втрати напору, м;

W_C - швидкість витікання рідини із сопла, м/с;

$d_{вн}$ - діаметр вихідного отвору сопла, м;

Γ - геометричний комплекс.

Величина втрат енергії в струменевому апараті визначається режимом витікання рідини і геометричними показниками апарату. Під час підсмоктування ежектувальним струменем повітря або іншої рідини виникає двофазний потік. Оцінка кількості рідини, що підсмоктується, для різних рідин залежить від гідродинамічних характеристик пристрою. Поведінку ежекторів розглядають зазвичай у двох режимах:

- витікання робочої рідини без підсмоктування;
- витікання робочої рідини з підсмоктуванням другої рідини.

Перший режим за певних швидкостей витікання із сопла здатний призвести до кавітації. Для першого випадку встановлено [25], що в безкавітаційному режимі роботи задовольняється умова (3):

$$Eu\left[\frac{Ld_{вн}}{(d'_{вн})^2}\right]^{0,74} = \frac{73,5}{Re^{0,264}} \qquad (3)$$

Re < 14000, і для зони автомодальності Re >14000:

$$Eu\left[\frac{Ld_{вн}}{(d'_{вн})^2}\right]^{0,74} = 1,85 \qquad (4)$$

Слід зазначити, що у (2), (3), (4) приймаємий критерій Ейлера, залежить від геометричного чинника, а у зоні до автомодальності процес залежить від критерію Рейнольдса. У роботах з гідромеханіки та масопередачі як визначальний критерій приймається критерій Ейлера для опису процесів, що протікають в ежекторах. У дослідженнях, що належать до кавітації [22, 23, 25] як визначальний параметр приймається число кавітації k_i, практично аналог критерію Ейлера:

$$k_i = 2\,Eu. \qquad (5)$$

Враховуючи, що в нашому випадку розглядається, поряд з гідроелеватором – кавітатор, для одноманітності термінології при розгляді процесів у гідроелеваторі та кавітаторі як визначальну величину прийнято число кавітації k_i.

При вивченні впливу відносної кількості підсмоктуваної рідини і пов'язаного з ним перепаду тиску в ежекторі за рахунок робочої рідини, як остання прийнята вода, а як підсмоктується рідини в [22] розглядали рідини $\rho_{ж} > \rho_{в}$ (чотирихлористий вуглець, бутилацетат).

Поведінка ежектора за невеликого підсосу рідини викликає невелике збільшення втрат тиску до певної межі, а потім незначне його зниження. Це пояснюється зміною ефекту вихроутворення під час підсосу рідини. Під час розширення робочого струменя, що витікає із сопла, відбувається підсмоктування рідини з інтенсивним вихроутворенням. Збільшення витрати робочої рідини веде до збільшення кількості рідини, що підсмоктується, і зменшення зони вихроутворення. Пропонується співвідношення, що визначає коефіцієнт підсмоктування залежно від низки факторів:

$$k\left(\frac{F_1}{F_2 - F_3}\right)^{0,5}\left(\frac{\gamma_n}{\gamma_p}\right)^{0,5}\left(\frac{d_1 - d_2}{L}\right) = 2,62q_p^{-0,585} \qquad (6)$$

Вираз (6) враховує співвідношення густин через відношення щільностей.

У цьому разі ежектор працює в досить широкому діапазоні підсмоктувань і, як показали проведені нами експерименти, цей діапазон становив 0 - 10 для різних значень числа кавітації. Підставою використання інжекційного апарату для видалення з води розчинених газів, зокрема сірководню, стало інтенсивне змішання робочої рідини з рідиною, що підсмоктується, з утворенням розвиненої поверхні фазового контакту за

відносно невеликий проміжок часу. Визначальною величиною слід визнати коефіцієнт підсмоктування. У наших дослідах для незмінних конструктивних параметрів апарата і за підсмоктування робочою рідиною (водою) повітря, залежність цього коефіцієнта або підсмоктування залежала від числа кавітації k_i, яке було прийняте як визначальний фактор.

Процеси масопередачі в інжекційно-струменевих пристроях розглядалися в роботах з екстракції [23]. Показано, що за досить інтенсивного режиму витікання робочої рідини настає момент, коли кількість робочої рідини, що витікає, практично не впливає на ефективність підсмоктування і на ефективність турбулізації потоку. Дослідні дані з вивчення екстракційних здібностей ежекторних апаратів показали, що ефективність розділення для них порівняно з насадочними колонами, що працюють в аналогічних умовах, більша в 4 рази.

Як параметр, що характеризує зміну тиску в стислій зоні, використовувалася безрозмірна $k_i = \frac{\Delta P}{\rho\frac{V^2}{2}}$ величина. Існуючі теоретичні розробки з видалення сірководню в дегазаторах враховують тільки перехід газу в атмосферу завдяки зміні парціального тиску при створенні великої площі контакту між рідиною, що стікає по різній насадці, і навколишнім середовищем. Під час руху води в гідроелеваторі, після досягнення вакууму в стислій зоні, відбувається розрив суцільності потоку з утворенням емульсії вода - повітря. Площа поверхні контакту між водою і навколишнім середовищем створює насичення води киснем і перехід газу в навколишнє середовище за рахунок зміни парціального тиску газу. Отже, під час використання гідроелеватора відбуваються процеси, аналогічні процесам, що відбуваються в дегазаторах плівкового типу. Зміна вмісту у воді сірководню пов'язана як з його виділенням у повітря, так і з окисленням киснем повітря [24].

Для визначення вмісту кисню у воді внаслідок аерації проведено серію дослідів на водопровідній воді. Результати досліджень у вигляді графіка $C_{O_2} = f\left(\frac{Q_{пов}}{Q_{вод}}\right)$ наведено на Рис.1. Початковий вміст у воді кисню Co_2 становив 5.2 мг/дм^3.

Збільшення вмісту кисню спостерігалося зі збільшенням $\frac{Q_{пов}}{Q_{вод}}$ до 7,3, подальше збільшення $\frac{Q_{пов}}{Q_{вод}}$ до 10 мало призвело до видимих змін.

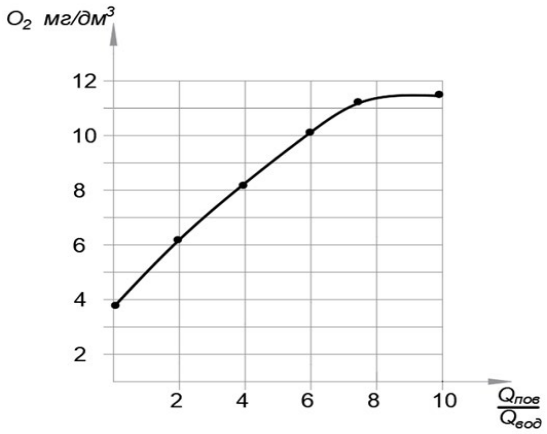


Рис. 1. Зміна вмісту у воді кисню в залежності від $\frac{Q_{пов}}{Q_{вод}}$.

Fig.1. Change in oxygen content in water depending on $\frac{Q_{пов}}{Q_{вод}}$

Гідроелеватором вдалося збільшити вміст у воді повітря до 20,6 мг/л. Кількість повітря, що підсмоктується водою, пов'язана з параметром k_i. Обробка експериментальних даних щодо зміни вмісту у воді по-

вітря залежно від енергетичної характеристики потоку k_i дала змогу отримати співвідношення:

$$\left(\frac{Q_{\text{пов}}}{Q_{\text{вод}}}\right)^2 = 268k_i^2 - 126k_i - 4{,}5 \qquad (7)$$

В дослідах із вимірювання кількості кисню у воді розраховували параметр k_i, зв'язок якого з киснем, що міститься у воді, наведено у вигляді графіка на рис. 2.

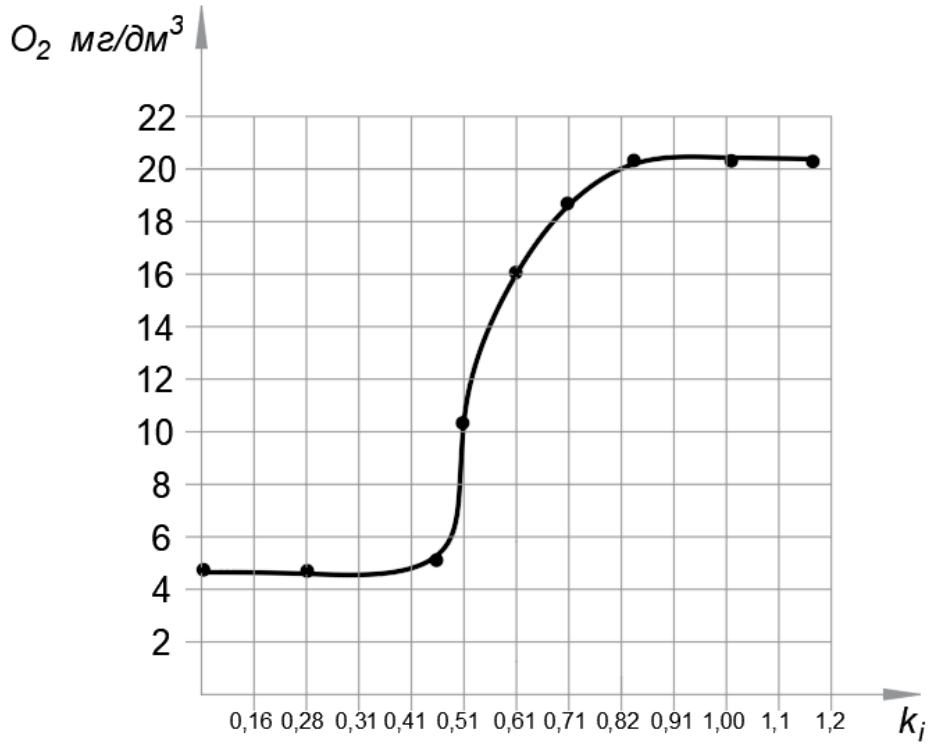


Рис. 2. Зміна вмісту у воді кисню залежно від k_i. ºk_i = *0,8;* · •k_i = *06;* ×k_i = *0,5*
Fig. 2. Change in oxygen content in water depending on k_i. ºk_i = *0,8;* · •k_i = *0,6;* ×k_i = *0,5*

При зміні k_i від 0 до 0,46 - підсмоктування повітря відсутнє і вміст у воді кисню залишається постійним.

Вода, що містить сірководень, при обробці повітрям поводиться інакше. У такій системі одночасно проходять процеси, що залежать від pH розчину. При величині pH до 8 основна частина сірководню знаходиться у вигляді газу. При pH 8 у воді практично відсутній сірководень, а основну частину складають сульфіди.

Визначення ефекту окислення сірководню повітрям проведено за pH = 8,5. І тут в розчині містяться сульфіди, а вміст сірководню вбирається у 4%, тобто можна вважати, що зміна у воді сульфідів відбувається лише за рахунок їх окиснення киснем повітря.

Результати досліджень подано у вигляді графіка $\frac{C}{C_0} = f(k_i)$, рис. 3, тобто залежно від ступеня насичення розчину киснем повітря.

На графіках спостерігається зменшення часу обробки зі збільшенням параметра k_i. Константа швидкості окислення - *k2*, в загальному вигляді має залежати від гідродинамічної характеристики потоку k_i і величини окисно-відновного потенціалу системи *(Eh)*, яка в свою чергу залежить від кількості підсмоктуваного повітря.

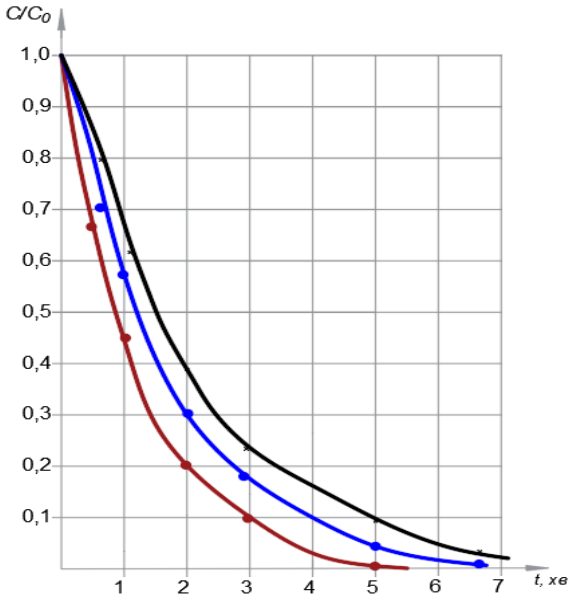
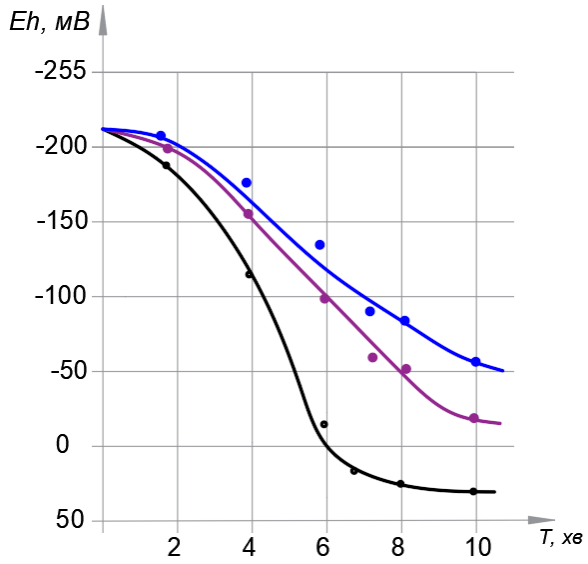


Рис. 3. Зміна вмісту у воді сірководню у часі C_0=5.4 мг/л.
Fig. 3. Changes in the content of hydrogen sulfide in water over time C_0=5.4 mg/l.

Прямі спостереження зміни окисно-відновного потенціалу системи залежно від *ki* і часу, дали наступні значення константи швидкості окиснення рис. 4.

Дослідження окиснення сульфідів за допомогою гідроаератора показують, що при вмісті у воді сульфідів 5.4 мг/л і pH=8.5 вдається за допомогою гідроелеватора забезпечити їх окиснення за 6.5 хв.

У всіх дослідах на початковому етапі при *T<2* хв, зміна окислювально-відновного потенціалу відбувається незначно, а потім зі зростанням часу, що характеризує швидкість окислення, відбувається значна зміна *Eh* системи пропорційна зміні k_i. Зі збільшенням останнього швидкість процесу зростає.



k_i = 0,8; • k_i = 0,6; • k_i = 0,5

Рис. 4. Зміна *Eh* залежно від часу C_0 = 5,4 мг/л
Fig.4. Change in E_h depending on time C_0 = 5.4 mg/l

Встановлено що k_i гідроелеватора має бути не менше 0,8, при меншому його значенні не вдається перейти в зону окисних потенціалів системи і, отже, не повністю провести процес очищення води від сірководню.

Видалення з води сірководню і сульфідів при pH<8 розглядався з урахуванням окислення і переходу газу в навколишнє середовище.

У дослідах використовувалися розчини з pH = 7.2 та 6.3, де вміст сірководню відповідно становить 54 та 87%.

Графіки наведені на рис. 5. для k_i = 0,8 показують, що із зменшенням pH ефективність роботи гідроелеватора зростає.

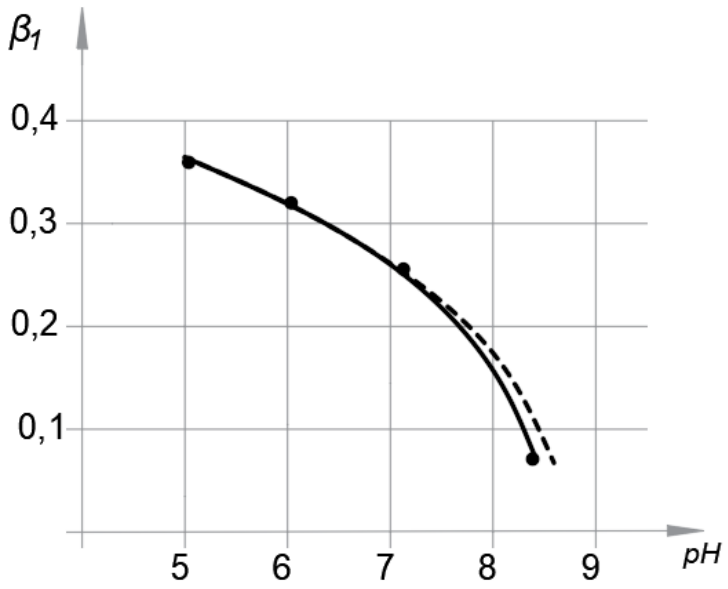


Рис 5. Зміна β_1 залежно від pH
Fig. 5. Change in β_1 depending on pH

Враховуючи, що зміна вмісту у воді сірководню тісно пов'язана з pH системи, а не тільки зі зміною гідродинамічного показника k_i, для постійного значення k_i = 0,8 побудовано графіки зміни коефіцієнта десорбції β_1, що характеризує, в даному випадку, поведінку розчину в гідроелеваторі залежно від pH (рис. 5).

У діапазоні pH, що приймаються для питної води 5 – 8, при pH> 8 десорбція газу відсутня, отримана емпірична залежність β_1 = f (pH): $\beta_1 = 0{,}41 - 6 \cdot 10^{-3} pH^{1{,}8}$

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Як показали результати наших досліджень, для використання гідроелеваторів з коефіцієнтом, що характеризує витрати енергії в системі, k_i оптимальний режим роботи знаходиться в межах k_i = 0,6 – 0,8. Збільшення цієї величини веде до непродуктивного використання енергії, т.к. не збільшує вміст у воді кисню.

Гідроелеватори в якості пристрою для аераційного видалення з води сірководню можуть бути рекомендовані для вод із вмістом сірководню до 5 мг/дм3 pH≃ 8 зменшення pH води дозволяє дещо збільшити можливості гідроелеваторів пропорційно pH системи, але не більше, ніж до вмісту сірководню рівного 5,5 мг/л.

Подальші дослідження в цьому напрямку будуть стосуватись використання для очищення води явища кавітації, при якому відбуваються дуже швидкоплинні і високоенергетичні процеси.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Дячук М.** Вода як джерело життя чи зародок війни: як крадіжка води окупантами впливає на водозабезпеченість України і Криму *[Електронний ресурс]/ Марія Дячук//Екодія. - Режим доступу:* https://ecoaction.org.ua/voda-iak-dzerelo-zhutia.html
2. **Water und fire** [Електронний ресурс] //UNICEF. - Режим доступу: https://www.unicef.org/stories/water-under-fire
3. **Право людини на воду та санітарію** [*Електронний ресурс]: резолюція ООН від 28.07.2010 р. N 64/292. - Режим доступу*: https://digitallibrary.un.org/record/687002/files/A_RES_64_292–RU.pdf.
4. **Strokal V. & Kovpak A.** (2022). Military conflicts and water:consequences and risks. *Scientific Journal of "Ecological Sciences", 5(44).* http//www.ecoj.dea.kiev.ua/archives/2022/5/14.pdf.
5. **Makarenko N.A., Strokal V.P., Berezniak Y.M., Pavlliuk S.D.,Vagaliuk L.V, Kovpak A.V. (**2022) The war consequences on natural resources of Ukraine: analyses and methodologies. *Scientific reports of NULES of Ukraine, 2022(4(98)):* http://journals.Nubia.edu.ua/index.php/Dopovidi/article/view/16137.
6. **Огляд року війни** для водних ресурсів України. ГО *«Екологія-право-людина»URL:* http://epl.org.ua/announces/oglyad-roku-vijny-dlya-vodyh-resursiv-ukrayiny
7. **Horn B., Richard's G.** Use of degradable, non-oxidising biocides and bio dispersants for the maintenance of capacity in nutrient injection wells. *Proceedings of the Annual International Conference on Soils, Sediments. Water and Energy. 2010. V.13. Article 5*.
8. **Запольський А.К.** Водопостачання, водовідведення та якість води. *-К.: Вища школа, 2005.-612с.*
9. **Каталог водоочисного обладнання фірми «Деграмон» у 2-х томах** . *М.: Ін.літ.2005, Т.1. —344с.*
10. **Lukins B.W., Adams I.Q.** Summary of GAC research at several water utilities *//AWWA Annu. Conf. (Dallas, Tex., June 10-14, 1984).-Denver, Colo, s.a., 1984.-279-294.*
11. **Орлов В.О., Квартенко О.М., Мартинов С.Ю, Гордієнко Ю.І.** Знезалізнення підземних вод для питних цілей: монографія / *під загальною редакцією В.О. Орлова. Рівне: Видавничий центр УДУВГП, 2004.-153с.*
12. **Edwards S., Alharthi R. and Ghaly A.E..** Removal of Hydrogen Sulphide from Water *American Journal of Environmental Sciences 7(4):2011, p.295-305.*
13. **Lloyd D.** Hydrogen sulphide:clandestine microbial messenger. *Trends in Microbiology 14:456-462.*DOI: 10.1016/j.time.2006.08.003
14. **Li L, A .Hsu and P.K.More,** 2009. Actions and interactions of nitric oxide carbon monoxide and hydrogen sulphide in the cardiovascular systems and in inflammation -a tale of three gases. P*harmacology and Therapeutics. 123:386-400.* DOI:10.1016/j.phafma.thera.2009.05.005.
15. **Орлов В.О.** Очистка підземної води від сполук заліза та розчиненого сірководню за допомогою установки баштового типу з пінополістирольним фільтром./ Орлов В.О., Мартинов С.Ю, Трохимчук М.М. *// Вісник НУВГП: Збір.наук.праць. Вип. 1(41).-Рівне, 2008.—С. 252-258.*
16. **Патент України на винахід N 48339 А.** Спосіб одержання фільтруючого матеріалу для очищення води. *Терновцев В.О., Терновцев О.В., Зоря О.В. -Заявляє. 28.09.1998р. Опубліковано. 15.08.2002, Бюл. N8, 2002р.*
17. **Мельник Л.Г.** Економіка природокористування і еколого-економічні проблеми// *Механізм регулювання економіки/ Л.Г.Мельник, І.Б. Дехтярьова.-К:Наук. думка, 2012.-245с.*
18. **Ou H.W., Chou M.S. and Chang H.Y.** (2020) Removal of Hydrogen Sulphide from Biogas Using a Bubbling *Tank Fed with Aerated Wastewater.Aerosol Air Quality. Res. 20: 643-653.* https://DOI.org/10.4209/aaqr.2019.12.0647
19. **Слюзар А. В., Знак З.0. , Калімон Я.А., Буклів Р.Л.** Методи очищення і переробки сірководеньвмісних газів(огляд). *Voprosy khimii I kimicheskoi tehnologii, 2019,N.3, p.83-97.* DOI:10.32434/0321-4095-2019-124-83-97.
20. **Sobotta L., Ducom G., Germain P.** Adsorption of hydrogen sulphide (H_2S) on zeolite (Z) : Retentionmechanism *// Chem.Eng.J.-2016-Vol.140.-p. 1390-1398.*
21. **Wang L., Cao B. , Wang Sh., Yan Q.** H2S catalyticoxidation on imperative activated carbon: *Experiment and modelling. Chem. Eng.J.-2006.-Vol.118.-N.3.-P.133-139.*
22. **Некоз О.І.** Кавітаційна технологія очищення стічних вод від токсичних речовин. / *О.І. Некоз, О. А. Литвиненко.Р. В. Логвінський//*

Вібрації в техніці та технологіях. -2012. - N2. - С. 112-115.

23. **Вашкурак У. Ю. Шевчук Л.Л.** Кавітаційне очищення стічних вод жиркомбінату від органічних забруднень в присутності газів різної природи. *Хімія, технологія речовин та їх застосування. 2018, Випуск 1, номер 1. С. 105-110.* https://doi.org/10.23939/ctas2018.01.105
24. **Терновцев О.В.** Очистка води від сірководню за допомогою окислювачів. *//Вісник Рівненського державного технічного університету. - Вип. 2.-Р.-2000.-С. 143-146.*
25. **Терновцев О.В.** Очистка води від сірководню аерацією. *// Меліорація і водне господарство. Вип. 87., -К:-Аграрна наука.-2001.-С.203-208.*

REFERENCES

1. **Diachuk M.** Voda yak dzherelo zhyttia chy zarodok viiny: yak kradizhka vody okupantamy vplyvaie na vodozabezpechenist Ukrainy i Krymu *[Elektronnyi resurs]/ Mariia Diachuk//Ekodiia. - Rezhym dostupu:* https://ecoaction.org.ua/voda-iak-dzerelo-zhutia.html
2. **Water und fire** *[Електронний ресурс] //UNICEF. -* Режим доступу: https://www.unicef.org/stories/water-under-fire
3. **Pravo liudyny na vodu** ta sanitariiu [Elektronnyi resurs]: rezoliutsiia OON vid 28.07.2010 r. N 64/292. - Rezhym dostupu: https://digitallibrary.un.org/record/687002/files/A_RES_64_292–RU.pdf.
4. **Strokal V. & Kovpak A.** (2022). Military conflicts and water:consequences and risks. *Scientific Journal of "Ecological Sciences ", 5(44).* http//www.ecoj.dea.kiev.ua/archives/2022/5/14.pdf.
5. **Makarenko N.A., Strokal V.P., Berezniak Y.M., Pavlliuk S.D.,Vagaliuk L.V, Kovpak A.V. (**2022) The war consequences on natural resources of Ukraine: analyses and methodologies. *Scientific reports of NULES of Ukraine, 2022(4(98)):* http://journals.Nubia.edu.ua/index.php/Dopovidi/article/view/16137.
6. **Ohliad roku viiny dlia vodnykh resursiv Ukrainy.** HO «Ekolohiia-pravo-liudyna» URL:: http://epl.org.ua/announces/oglyad-roku-vijny-dlya-vodyh-resursiv-ukrayiny
7. **Horn B., Richard's G.** Use of degradable, non-oxidising biocides and bio dispersants for the maintenance of capacity in nutrient injection wells. *Proceedings of the Annual International Conference on Soils, Sediments. Water and Energy. 2010. V.13. Article 5*.
8. **Zapolskyi A.K.** Vodopostachannia, vodovidvedennia ta yakist vody. *-K.: Vyshcha shkola, 2005.-612s.*
9. **Kataloh vodoochysnoho obladnannia** firmy «Dehramon» *u 2-kh tomakh . M.: In.lit.2005, T.1. —344s.*
10. **Lukins B.W., Adams I.Q.** Summary of GAC research at several water utilities *//AWWA Annu. Conf. (Dallas, Tex., June 10-14, 1984).-Denver, Colo, s.a., 1984.-279-294.*
11. **Orlov V.O., Kvartenko O.M., Martynov S.Iu, Hordiienko Yu.I.** Znezaliznennia pidzemnykh vod dlia pytnykh tsilei: monohrafiia */ pid zahalnoiu redaktsiieiu V.O. Orlova. Rivne: Vydavnychyi tsentr UDUVHP, 2004.-153c.*
12. **Edwards S., Alharthi R. and Ghaly A.E..** Removal of Hydrogen Sulphide from Water *American Journal of Environmental Sciences 7(4):2011, p.295-305.*
13. **Lloyd D.** Hydrogen sulphide:clandestine microbial messenger. *Trends in Microbiology 14:456-462.DOI: 10.1016/j.time.2006.08.003*
14. **Li L, A .Hsu and P.K.More,** 2009. Actions and interactions of nitric oxide carbon monoxide and hydrogen sulphide in the cardiovascular systems and in inflammation -a tale of three gases. P*harmacology and Therapeutics. 123:386-400.* DOI:10.1016/j.phafma.thera.2009.05.005.
15. **Orlov V.O.** Ochystka pidzemnoi vody vid spoluk zaliza ta rozchynenoho sirkovodniu za dopomohoiu ustanovky bashtovoho typu z pinopolistyrolnym filtrom. */ Orlov V.O., Martynov S.Iu, Trokhymchuk M.M. // Visnyk NUVHP: Zbir.nauk.prats. Vyp. 1(41).-Rivne, 2008.—S. 252-258.*
16. **Patent Ukrainy na vynakhid N 48339 A.** Sposib oderzhannia filtruiuchoho materialu dlia ochyshchennia vody. *Ternovtsev V.O., Ternovtsev O.V., Zoria O.V. -Zaiavliaie. 28.09.1998r. Opublikovano. 15.08.2002, Biul. N8, 2002r.*
17. **Melnyk L.H.** Ekonomika pryrodokorystuvannia i ekoloho-ekonomichni problemy *// Mekhanizm rehuliuvannia ekonomiky/ L.H.Melnyk, I.B. Dekhtiarova.-K:Nauk. dumka, 2012.-245s.*
18. **Ou H.W., Chou M.S. and Chang H.Y.** (2020) Removal of Hydrogen Sulphide from Biogas Using a Bubbling *Tank Fed with Aerated Wastewater.Aerosol Air Quality. Res. 20: 643-*

653. https://DOI.org/10.4209/aaqr.2019.12.0647
19. **Sliuzar A. V., Znak Z.0. , Kalimon Ya.A., Bukliv R.L.** Metody ochyshchennia i pererobky sirkovodenvmisnykh haziv(ohliad). *Voprosu khimii I kimicheskoi tehnologii, 2019,N.3, r.83-97.*DOI:10.32434/0321-4095-2019-124-83-97.
20. **Sobotta L., Ducom G., Germain P.** Adsorption of hydrogen sulphide (H_2S) on zeolite (Z) : Retentionmechanism // *Chem.Eng.J.-2016-Vol.140.-p. 1390-1398.*
21. **Wang L., Cao B. , Wang Sh., Yan Q.** H2S catalyticoxidation on imperative activated carbon: *Experiment and modelling. Chem. Eng.J.-2006.-Vol.118.-N.3.-P.133-139.*
22. **Nekoz O.I.** Kavitatsiina tekhnolohiia ochyshchennia stichnykh vod vid toksychnykh rechovyn. / *O.I. Nekoz, O. A. Lytvynenko.R. V. Lohvinskyi// Vibratsii v tekhnitsi ta tekhnolohiiakh. -2012. - N2. -S. 112-115.*
23. **Vashkurak U. Yu. Shevchuk L.L.** Kavitatsiine ochyshchennia stichnykh vod zhyrkombinatu vid orhanichnykh zabrudnen v prysutnosti haziv riznoi pryrody. *Khimiia, tekhnolohiia rechovyn ta yikh zastosuvannia. 2018, Vypusk 1, nomer 1. S.* 105-110. https://doi.org/10.23939/ctas2018.01.105
24. **Ternovtsev O.V.** Ochystka vody vid sirkovodniu za dopomohoiu okysliuvachiv. *//Visnyk Rivnenskoho derzhavnoho tekhnichnoho universytetu. - Vyp. 2.-R.-2000.-S. 143-146.*
25. **Ternovtsev O.V.** Ochystka vody vid sirkovodniu aeratsiieiu. // *Melioratsiia i vodne hospodarstvo. Vyp. 87., -K:-Ahrarna nauka.-2001.-S.203-208.*

RESEARCH ON HYDROGEN SULFIDE REMOVAL FROM WATER USING A HYDROEJECTOR

Olena ZORIA,
Oleksiy TERNOVTSEV,
Mykola TSYGANOK

Summary. The war in Ukraine has significantly impacted the country's water resources, leading to deteriorated water quality, threats to drinking water supplies, and long-term environmental issues. Intensive pollution of surface water sources has necessitated increased use of groundwater for drinking purposes. The quality of groundwater in Ukraine varies greatly, often containing concentrations of iron, manganese, hardness salts, and hydrogen sulfide that exceed acceptable limits. Hydrogen sulfide concentrations in different regions range from 1 to over 20 mg/dm³, far exceeding the permissible limit of 0.05 mg/dm³ for drinking water. In the southern regions of Ukraine, such as Kherson, Mykolaiv, and Odesa oblasts, hydrogen sulfide levels exceed the norm by more than 100 times. Existing water purification methods for hydrogen sulfide require the construction of expensive aeration facilities with various loadings, biological reactors, and oxidation filters, which entail significant capital and operational costs. Moreover, these facilities do not always ensure the desired water quality. Therefore, developing new methods and technologies aimed at intensifying hydrogen sulfide removal from water, along with various devices and structures for their implementation, is a pressing issue related to supplying the population with quality water.

Among the developed approaches, the use of aeration as an independent method for purification is notable; however, it is used for low hydrogen sulfide concentrations and is most effective at low water pH levels. This article presents the results of experimental studies on the purification of groundwater from hydrogen sulfide by aeration using a hydroejector. Optimal parameters for the hydrogen sulfide removal process, depending on its concentration and water pH, were determined. The effectiveness of water purification using the hydroejector was substantiated and investigated. The key operational parameters of the hydroejector were established.

Keywords. Groundwater; hydrogen sulfide; aeration; purification effectiveness.

Стаття надійшла до редакції 10.05.2024

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.125--134
УДК614.842

ДОСЛІДЖЕННЯ ВЗАЄМОЗВ'ЯЗКУ МІЖ МЕЖЕЮ МІЦНОСТІ І ТРИВАЛОЮ ВТОМЛЕНІСТЮ СТАЛЕВОЇ АРМАТУРИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ТРИВАЛОГО ТЕРМІНУ ЕКСПЛУАТАЦІЇ В АГРЕСИВНИХ СЕРЕДОВИЩАХ

Оксана БЕРДНИК[1], Валерій МАКАРЕНКО[1], Наталія АМЕЛІНА[1],

[1]Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
[1]kseniareznik87@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-5321-3518
[1]makarenko_vd@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0001-6668-3957
[1]navd1@ukr.net, http://orcid.org/0000-0002-3076-8120

Анотація. Відомо, що процес втомленості починається з пластичної деформації поверхневих шарів металу арматури. Причому, переміщення дислокацій в умовах повторно-змінних навантажень спостерігається при навантаженнях 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, після чого починається процес їх зливу в магістральну тріщину з розповсюдженням останньої.

Результати експериментальних досліджень свідчать про сильний вплив дифузійного водню на статичні і циклічні параметри тріщиностійкості.

Встановлено, що з ростом наводнення, особливо, коли вміст водню перевищує 5 см^{3}100г, різко знижується як статична міцність, так і тривала міцність (втомленість).

Причому, для цих областей розчину водню в арматурній сталі характерні в'язкий характер руйнування, в той час як для сильно наводненої арматури (від 5 до 12 см^{3}100г притаманне крихке руйнування по механізму мікровідколу в загартованій (мартенситній чи трооститній структурі).



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



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



Наталія АМЕЛІНА
доцент кафедри технології будівельних конструкцій і виробів
к.т.н., доцент
.

© О.БЕРДНИК, В.МАКАРЕНКО, Н.АМЕЛІНА, 2024

Аналіз отриманих експериментальних результатів дозволив визначити оптимальний вміст водню в арматурній сталі (3-5 см^3 100г), перевищення якого спричинить зниження тріщиностійкості арматури в процесі тривалої експлуатації, особливо в корозійно-агресивних середовищах.

Питання втомленості арматурних сталей на сьогоднішній день, дуже актуальне.

Ключові слова. Тріщиностійкість; наводнення; втомленість; циклічність; арматура.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Відомо [1-5], що спротив металу втомному 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.

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

Відомо із сучасної механіки руйнувань [2-4], що зі збільшенням числа циклів при будь який 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 навантаженнях нижче границі пружності металу Швидкість локальної пластичної деформації при циклічному деформуванні на декілька порядків перевищує швидкість деформування при статичному наванта-женні. 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 руйну-вання в такому шарі. Тільки, коли напруження перевищують границю витривалості тріщини досягають критичної довжини, після чого починається процес їх зливу в магістральну тріщину з розповсюдженням останньої.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Граничні напруження, при яких починається процес, наприклад, сірко-водневого руйнування (СВР) рекоменду-ється розглядати в якості критеріїв для порівняння стійкості різних арматурних сталей [5,6]. Одним із важливих факторів, які впливають на стійкість проти СВР є склад і структура сталі . Так, суттєво впливає на СВР вуглець. Відомо [6,7], що із збільшенням кількості вуглецю схильність загартованих сталей до СВР зростає внаслідок підвищення внутрішніх напружень. Водень, дифундуючий в метал, навіть в невеликій кількості

(2-3см^3/100г) не спричиняє достатніх для розвитку тріщин локальних пластичних деформацій в міцному металі. Прийнято вважати, що сталь втрачає в'язко-пластичні характеристики при вмісті водню в межах 7-12 см^3 /100г [8]. Однак, як встановлено в роботі [9], воднева крихкість може проявлятися при незначній кількості абсорбційного (поглинутого) водню. Так, в сталі з границею міцності 1600МПа, легованій 0.7%Cu, 0.25%Mo, !.8%Nb і 0.025%Al спостерігалося зниження пластичних властивостей (δ) з 45 до 3% на рівні наводнення 0.03см^3 /100г.

На наш погляд, таке явище можна пояснити із залученням сорбційно-електрохімічного механізму тривалої міцності (втомленості) [10].

Статична (воднева) втомність обумовлена сорбційними процесами:

1)дифузією водню в дефекти кристалічної гратки металу;

2)адсорбцією водню внутрішніми поверхнями кришталевої структури;

3) тиском молізованого водню в колекторах;

4)послабленням сил зв'язку між атомами в кристалічній гратці металу.

Тобто, навіть достатньою в'язкістю і пластичністю метал (наприклад, низьколегована сталь – 08Г2С, 15ХСНД), внаслідок адсорбційного водню в мікродефектах (мікрокапілярах, порах) зародження мікротріщини полегшується із-за низького спротиву крихкого матеріалу.

Аналіз літературних даних свідчить, що згідно із сучасними фізико-механічними уявленнями про природу статичної втом-леності металу існує критична концентрація водню, при досягненні якої різко послаблюються когезійні зв'язки в кристалічній решітці, тобто відбувається розрив міжатомних зв'язків. Згідно розробленої дифузійної моделі сегрегації водню, критична величина водню залежить від марки сталей, напруженого стану, умов експлуатації. В нашому випадку (підземна каналізаційна система) критичний рівень водню в арматурі дорівнює приблизно 5-6см^3/100г [11]. Цього об'єму достатньо для різкого прискорення процесу зародження і розвитку тріщин (субмікротріщин). Тому потрібні відповідні заходи для впливу на дислокаційний механізм доставки водню в структуру арматури.

Встановлено, що відстань між смугами ковзання дислокацій $10^{-6} – 10^{-4}$ см; величина ковзання – $10^{-7} – 10^{-5}$ см. Критичне дотичне напруження $\tau = (10^{-5} – 10^{-7}) \cdot \mu$, де μ – модуль зсуву, рівний $1\text{-}^{11}/10^4$ МПа. Нормальне напруження (перпендикулярне площині ковзання) $\sigma = (10^{-3} – 10^{-4}) \cdot \mu$ Теоретичну міцність решітки (міцність зсуву в досконалому кристалі) приймають $\sigma_T = \mu/30$. Приймають, що дислокації можуть концентруватися в окремих місцях, утворюючи коміркову структуру (субзерна). Розмір субзерен (блоків) рівний $(10^{-6} – 10^{-4})$ см.

В розрахунках напруження, необхідне для розриву сил зчеплення в металі, приймають рівним 85МПа. Слід приймати до уваги, що в структурі арматурних сталей дифузію водню полегшують наявність мікродефектів, дислокацій, температурно-баричний градієнт та змінні навантаження(силовий фактор).

Встановлено, що переважна кількість дифузійного водню концентрується в пастках, причому енергія зв'язку атомів з ними дорівнює приблизно $H_B \approx 58.6$ кДж/моль. В той же час його концентрація в матриці кристалічної гратки зменшується до $10^2 – 10^3$ см$^{-3}$, а в пастках $N_{B(П)}$. В таких умовах при температурах нижче 300-320К практично весь водень захоплюється дислокаціями і пастками, а в об'ємі матриці решітки концентрація майже нульова.

Як вже відмічалося вище, критична концентрація водню залежить від напружень в сталі і в значній мірі визначається структурним складом. Тому для визначення уповільненого руйнування по механізму водневого окрихчення, обумовлюючу статичну (водневу) втомленість необхідна бінарна комбінація критичних значень концентрації водню і механічних напружень. Критична концентрація водню створюється під впливом трьохмірного простору поля розтягувальних напружень направленої (збиральної) дифузії водню. Термін , на протязі якого досягається

критична величина (C_{KP} +σ_{KP}) відповідає інкубаційному періоду росту мікротріщини. Існують різні погляди на механізм зародження і розповсюдження тріщини, спричинених водневим окрихченням, але в найбільший мірі заслуговує уваги гіпотеза молекулярного тиску водню, тобто основною причиною виникнення в несуцільному металі арматури високого тиску водню, що спричиняє великі внутрішні напруження структури . Причому, в мікромасштабі дія водню може проявлятися не стільки в окрихченні , скільки в пластифікуванні металу.

В макромасштабі окрихчення виглядає як зниження граничного напруження руйнування в результаті локальної пластичної течії і руйнування мікрооб'ємів металу у вершини тріщини.

Механізм ініційованого воднем зародження мікротріщини і її подальший ріст передбачає послідовний ряд наступних частих процесів:

- проникнення і транспортування (по дифузійному чи дислокаційному механізму) атомів водню в області з підвищеною концентрацією напружень, тобто до вершин зародження мікротріщини.

- забезпечення підростання мікротріщини в результаті обумовленого воднем зниження пластичності наводненого металу.

В роботі [5], доведено, що водень на атомарно-чистих поверхнях субмікротріщин утворює шар аніонів в результаті чого змінюється енергетичний стан поверхні а отже поведінка субмікротріщини в полі напружень Крім того водень не впливає на величину межі текучості в широкому інтервалі температур Це свідчить про не вплив водню на рух дислокацій Така особливість дислокацій-ного механізму транспорту водню обумовлена аномально високим коефіцієнтом його дифузії і порівняно низькою енергією зв'язку з дислокаціями. Тому водневі атмосфери можуть легко переміщатися в об'ємі супроводжуючи дислокації які повільно рухаються і не гальмуючи їх.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Об'єктом досліджень була арматурна сталь наступних марок: 5; 35ГС; 20ГС; 08Г2С; 15ХСНД; Х18Н9, тобто сталі вуглецеві, низьколеговані, які мали структуру ферито-перлітну, сорбітну та трооститу і мартенситну з коефіцієнтом витривалості K_B=0.40-0.50. Вплив водню на межу витривалості та статичну межу міцності досліджували на зразках із сталі марки 20ГС які перед експериментами наводнювали до необхідного рівня в спеціальних камерах з водневим середовищем Вміст водню в сталевих зразках вирізаних з арматурних стрижнів визначали методом вакуум-плавки на хроматографічній установці VH-6 фірми Гереус (Німеччина) [10,11]. Тривалість наводнення зразків складала близько 72-780 год в залежності від необхідного об'єму наводнення.

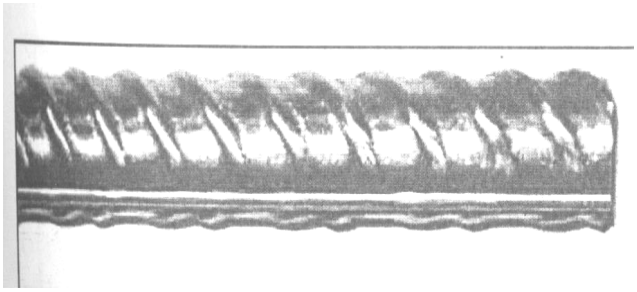
Зразки циліндричної форми довжиною 162мм, з них робоча частина складала 50мм, а діаметр захоплення -70мм робочої частини – 10мм, що дозволяла арматура діаметром 32мм (рис.1, а)

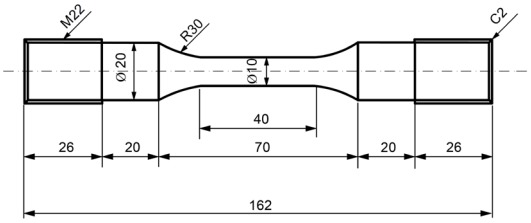
Зразки сприймали деформацію згину з осьовим стиском-розтягуванням. База випробувань на тривалу втомленість складала $N=10^7$ циклів.

Після виготовлення зразки арматури піддавали різним режимам термічної обробки в залежності від марки сталі і отримання потрібного виду структури. Зразки полірували шліфувальною шкуркою зернистістю 3/0, а потім піддавали відпуску у вакуумній камері при 620ºС на протязі 30 хв для зняття залишкових напружень. Зразки випробували на уставці моделі "Інстрон" (Великобританія), Випробування проводили на згин з нульовим середнім напруженням і частотою циклів 20Гц. Випробування були проведені на повітрі.

Вплив агресивного середовища був відсутнім. Додамо, що випробування проводили згідно вимог Специфікації Міжнародної Асоціації корозійників. Фрактографічно-металографічні дослідження проводили із залучення електронного растрового мікроскопу моделі Джеол-35CF (Японія). Фрагмент арматурних стрижнів, з яких вирізали

зразки для наводнення з подальшим випробуванням на тривалу міцність та фактографічні дослідження, наведений на рис.1, б.





а *б*

Рис.1. Випробувальні зразки:
а-випробування на втомну міцність (багато циклові випробування);
б-фрагмент дослідної арматури залізобетонної конструкції;

Fig.1 Test samples:
a-test for fatigue strength (many cycle tests);
b-fragment of experimental fittings of a reinforced concrete structure

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Результати експериментальних досліджень наведені на рис 2 і 3.

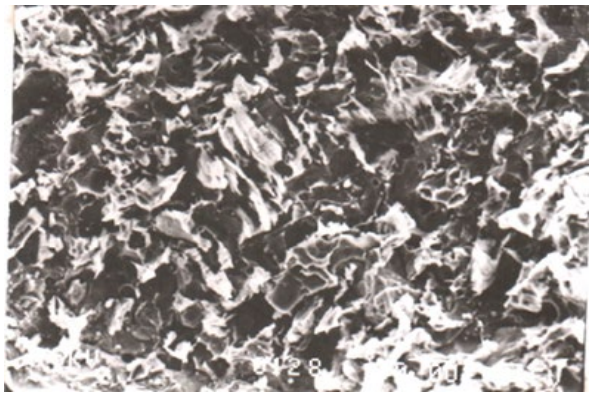


Рис.2. Фрактограма в'язкого руйнування (при розтягуванні) арматурних стрижнів залізобетонних конструкцій (термін експлуатації – 5 років)

Fig.2. Fractograma of viscous failure (in tension) of reinforcing bars of reinforced concrete structures (5 year sevice life):

Дані рис.2 свідчать про сильний вплив дифузійного водню на статичні і циклічні параметри тріщиностійкості. Як видно (див. рис.2), що з ростом наводнення, особливо, коли вміст водню перевищує 5 см^{3}100г, різко знижується як статична міцність, так і тривала міцність (втомленість).

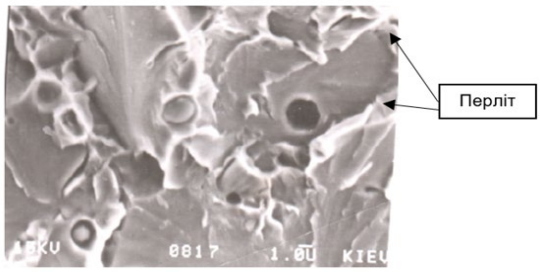


Рис.3. Фрактограма крихкого руйнування (при розтягуванні) арматурних стрижнів залізобетон них конструкцій тривалого терміну експлуатації (40 років)

Fig.3. Fractograma of brittle fracture (when stretched) of reinforcing rods of reinforced concrete structures with a long servise life (40 years)

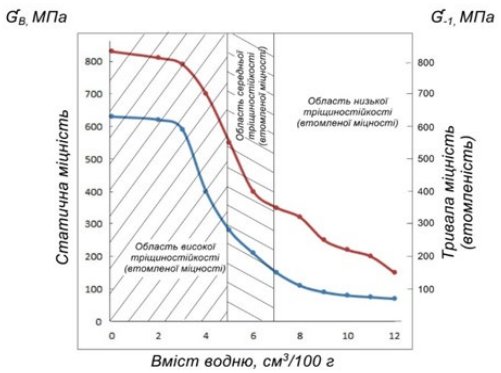


Рис.4. Графіки залежності втомної міцності (σ_{-1}) і статичної міцності (σ_B) від вмісту водню в зразках арматури..

Fig.4.: Graps of the dependence of fatigue strength and static strength on the content of hydrogen in the reinforcement samples

Причому, для цих областей розчину водню в арматурній сталі характерні в'язкий характер руйнування (рис.4), в той час як для сильно наводненої арматури (від 5 до 12 $см^3$/100г притаманне крихке руйнування по механізму мікровідколу (рис.5) в загартованій (мартенситній чи трооститній структурі).

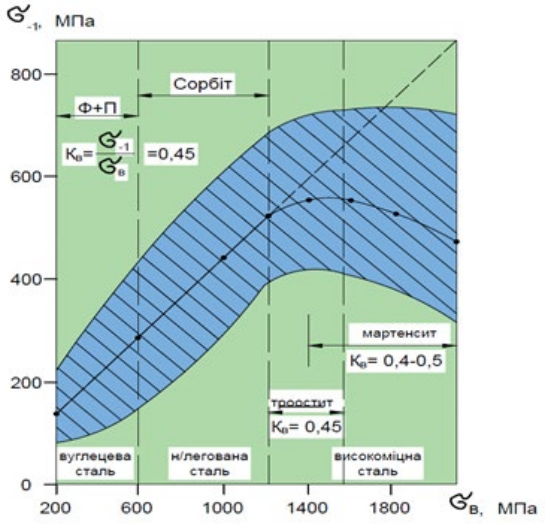


Рис.5. Вплив типу структури арматурної сталі і її межу витривалості ($\sigma_{-1.}$)

Fig.5. Influence of the type of reinforcing steel structure on it s endurance limit:

Аналіз отриманих експериментальних результатів дозволив визначити оптимальний вміст водню в арматурній сталі (3-5 $см^3$/100г), перевищення якого спричинить зниження тріщиностійкості арматури в процесі тривалої експлуатації, особливо в корозійно-агресивних середовищах. Механізм впливу водню на тріщиностійкість металу при статичному і знакозмінному навантаженні наведені вище.

Результати досліджень викладенні на рис.6 підтверджують дані рис.7. Так видно з рис.6, що вуглецеві і низьколеговані ситалі, яким притаманна феритно-перлітна, а також сорбітна структура забезпечує високий спротив перш за все тривалій втомленості, а перехід до сталей зі структурою мартенситу чи відпущеної (перехідної струїти бейніту) структури троститу різко знижує тріщиностійкість арматурної сталі, що унеможливлює її використання при виготовлені арматури задіяної в залізобетонних конструкціях, призначених для довготривалого терміну експлуатації (більше 50-60 років). Таким чином, отримана діаграма може бути рекомендована проектувальникам залізобетонних конструкцій гідротехнічного призначення, так як вона значно полегшує обґрунтований вибір арматури при розробці залізобетонних конструкцій відповідального і довготривалого призначення.

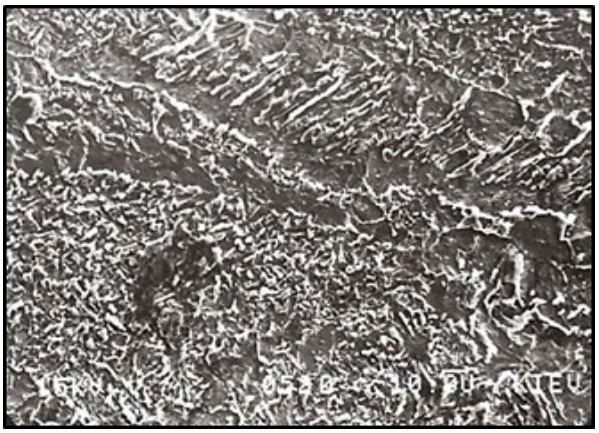


Рис.6. Структура перліту і цементитних голок (Fe_3C) при розпаді аустеніту арматурної сталі (20ХСНДА) –(х500)

Fig.6. The structure of pearlite and cementite needles (Fe_3C) during the disintegration of austenite of reinforcing steel (20ХСНДА) – (х500)



Рис.7. Мікроструктура мартенситу і залишкового аустеніту арматурної сталі (х600)

Fig.7. Microstructure of martensite and residual austenite of reinforcing steel:

Найбільш високою живучістю володіють сталі із структурою сорбіту відпуску. Це обумовлено низькою швидкістю росту втомної тріщини в зв'язку з високою пластичністю металу (рис.5) і наявністю розвинутої субструктури феритної фази сорбіту. Дислокаційні стінки, які розділяють феритні зерна слугують бар'єрами на шляху втомленої тріщини, яка в зв'язку з цим змушує змінювати свій напрямок розвиватися зигзагообразно і витрачати більше енергії і часу на підростання до критичної величини. Крім того, сталь після термообробки на сорбіт відпуску становиться малочутливою до появлення концентраторів напружень і випадковим ударним навантаженням.

Сталь термооброблена на тростит чи мартенсит відпуску має більш високий σ_{-1} , але її значний спротив утворенню втомних тріщин нейтралізується підвищеною чутливістю до якості поверхні. Додатково до цього високоміцні сталі характеризуються низьким спротивом розвитку тріщин.

Таким чином, умови експлуатації вимагають особливого поєднання високого спротиву утворенню втомної тріщини і високого спротиву її розповсюдженню, що практично неможливо забезпечити в арматурній сталі використовуючи легування і термообробку. Цю задачу розв'язують застосуванням поверхневих зміцнюючи технологій (поверхнева пластична деформація, хіміко-термічна обробка (ХТО), поверхнева загартовка) стосовно низько- чи середньовуглецевих сталей, обробленими на структуру сорбіт відпуску. В результаті отримують сталі з міцною поверхнею і в'язкою пластичною серцевиною

При поверхневому зміцненні використовуються два механізми підвищення циклічної довговічності, зокрема відбувається зростання спротиву деформацій поверхневих шарів металу і виникають залишкові напруження стиску перешкоджаючі зародженню і розвитку втомних тріщин. Поєднуючись із зовнішніми напруженнями, стискуючі напруження знижують рівень небезпечних розтягуючи напружень на поверхні

Ефективність застосування методів поверхневого зміцнення зростає з підвищенням концентрації напружень. Найбільш ефективним є комбінування різних методів зміцнення (ХТО, загартовка СВЧ) з поверхневим деформуванням оскільки останнє додатково (на 10-20%) підвищує твердість поверхневих шарів і рівень залишкових напружень стиску. Рекомендується використовувати ПАР, що перешкоджає розвитку процесу адсорбційної втомленості. Слід відмітити, що більшість технологій поверхневого зміцнення арматури позитивно впливають на її зносостійкість та циклічну довговічність.

В процесі термічної обробки арматурна сталь пройшла всі етапи аустенітного перетворення. Зокрема, як відомо, перлітне перетворення переохолодженого аустеніту носить кристалізаційний характер, за своїм механізмом є дифузійним. Це слідує з того, що аустеніт практично однорідний по концентрації вуглецю, розпадається з утворенням фериту (майже чисте залізо) і цементиту з вмістом 6.6%С, тобто суміші фаз, які мають різні концентрації вуглецю.

Зростання зародка цементиту йде за рахунок дифузії вуглецю з прилеглих об'ємів аустеніту. Це в кінцевому підсумку й приводить до перетворення його в ферит. Одночасно відбувається зростання товщини пластинок фериту і цементиту. Таким чином, на поверхні утвореного перлітного зерна також виникають зародки цементиту з іншою орієнтацією. Такий процес продовжується до зіткнення окремих зерен і перетворення всього аустеніту. Причому, чим нижче температура розпаду аустеніту, тим дисперсніше становиться ферито-цементитна суміш

При збільшенні порядку 1500 раз і вище, це чітко видно на електронному мікроскопі. Авторами даної роботи було встановлено, що між пластинчата відстань в перліті складає 0.5-1.2мкм, сорбіту ≈0.35мкм і троститу ≈0.2мкм.

Відомо, що проміжне перетворення протікає при низьких температурах охолодження аустеніту 400-200°С, коли дифузія атомів заліза практично неможлива, а дифузія атомів вуглецю порівняно легко. Тому дифузійний процес утворення фериту становиться неможливим, а утворення карбіду заліза і виділення його з аустеніту і фериту може відбуватися. Тому кінетика проміжного перетворення і утворені при цьому структурі мають особливості як дифузійного (перлітного) перетворення, так

і бездифузійного (мартенситного) перетворення.

В цілому механізм проміжного перетворення зводиться до наступного. В проміжному інтервалі температур переохолоджений аустеніт піддається перетворенню (розпаду) після деякого інкубаційного періоду. Спочатку всередині аустеніту відбувається дифузійний перерозподіл вуглецю, що приводить до утворення об'ємів аустеніту збагаченого і збідненого вуглецем. Ділянки аустеніту, збіднені вуглецем, зазнають бездифузійне перетворення γ→α. При бездифузійному перетворенні γ→α змінюється тільки тип решітки (ГЦК→ОЦК) без зміни в розташуванні атомів вуглецю, які знаходяться в аустеніті. Тому в результаті такого перетворення утворюється пересичений твердий α-розчин (мартенсит), який є нестабільною структурою і при ізотермічній витримці розпадається на феритно-цементитну суміш. Таким чином, в результаті проміжного перетворення утворюється структура, яка складається із суміші α-фази і карбіду (цементиту), яка зветься бейнітом, а інколи голчатим троститом. Таким чином, проміжне перетворення аустеніту поєднує в собі дифузійний перерозподіл вуглецю в аустеніті з бездифузійним (мартенситним) перетворенням γ→α. Слід відмітити, що у верхньому бейніті зосереджується, в основному, структура сорбіту подібна будові перліту, а в нижньому бейніті карбідні частки розташовані всередині пластини α-фази.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Результати експебриментальних досліджень засвідчили про сильний вплив дифузійного водню на статичні і циклічні параметри тріщиностійкості арматурної сталі. Встановлено, що з ростом наводнення, особливо, коли вміст водню перевищує 5 $см^3$ /100г, різко знижується як статична міцність, так і тривала міцність (втомленість). Причому, для цих областей розчину водню в арматурній сталі характерні в'язкий характер руйнування, в той час як для сильно наводненої арматури (від 5 до 12 $см^3$100г) притаманне крихке руйнування по механізму мікровідколу в загартованій (мартенситній чи трооститній структурі). Аналіз отриманих експериментальних результатів дозволив визначити оптимальний вміст водню в арматурній сталі (3-5 $см^3$ /100г), перевищення якого може спричинити зниження тріщиностійкості арматури в процесі тривалої експлуатації, особливо в корозійно-агресивних середовищах

Запропоновано механізм впливу водню на тріщиностійкість металу при статичному і знакозмінному навантаженні який полягає в дифузійному та дислокаційному переміщенні водню в структурі арматурного стрижня що в підсумку що спричиняє сильне наводнення сталі та її окрихчення

Встановлено, що вуглецеві і низьколеговані ситалі, яким притаманна феритно-перлітна, а також сорбітна структура забезпечують високий спротив, перш за все, тривалій втомленості, а перехід до сталей зі структурою мартенситу чи відпущеної (перехідної структури бейніту) структури бейніту різко знижує тріщиностійкість арматурної сталі, що унеможливлює її використання при виготовлені арматури, задіяної в залізобетонних конструкціях, призначених для довготривалого терміну експлуатації (більше 50-60 років). Таким чином, отримана діаграма може бути рекомендована проектувальникам залізобетонних конструкцій гідротехнічного призначення, так як вона значно полегшує обґрунтований вибір арматури при розробці залізобетонних конструкцій відповідального і довготривалого призначення

ЛІТЕРАТУРА

1. **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)* DOI: https://doi.org/10.4028/www.scienific.net/KEM.864.115 https://www.scintific.net/KEM.864.115
2. **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

3. **Lipatov Y. V., Gutnikov S. I., Manylov M. S., Zhukovskaya E. S., Lazoryak B. I**. High alkali-resistant basalt fiber for reinforcing concrete // Materials & Design. – 2015. – V. 73. – P. 60–66
4. **Jun Z.** Application and research status of concrete canvas and its application prospect in emergency engineering. - *Journal of Engineered Fibers and Fabrics. 2020. 15 p.*
5. **Xu J.,** Design of functional cotton fabric via modified carbon nanotubes. - *Pigment and Resin Technology. 2020. Vol. 49 (1). pp. 71-78.*
6. **Kundu C.K.** Sol-gel coatings from DOPO-alkoxysilanes: Efficacy in fire protection of polyamide 66 textiles. - *2020. Vol. 125. 109483.*
7. **Malucelli G.** Sol-Gel and layer-by-layer coatings for flame-retardant cotton fabrics: Recent advances. - *Coatings. 2020. Vol. 10 (4). pp. 333.*
8. **Vachnina T.N.** Improvement of fire protection of wood board and textile materials for premises with a massive stay of people. - *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 962 (2). 022008.*
9. **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.*
10. **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.*
11. **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)* DOI:https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.864.115
https://www.scintific.net/KEM.864.115
12. **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)*
13. **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 com-position on the welding and properties of electrodes with basic coatings. *Welding International, 1(2), p.116-118.*
14. **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.*
15. **Makarenko V.** Hydrate Formations Model-ing for the Oil and Gas Facilities Reconstruc-tion. / Makarenko V.,Vynnykov Y., Liashenko A., Petrash O *//Proceedings of the 2nd Inter-national Conference on Building Innova-tions. ICBI 2019. Lecture Hydrate Formations Modeling for the Oil and Gas Facilities Re-construction Notes in Civil Engineering, vol 73. Springer, Cham. – p. 651-658.*
16. **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.
17. **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.*
18. **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.
19. **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.*
20. **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.*
21. 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.*
22. Malucelli G. Sol-Gel and layer-by-layer coatings for flame-retardant cotton fabrics: Recent advances. *//Coatings. 2020. Vol. 10 (4). pp. 333.*

23. **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.*
24. **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. **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.scienific.net/KEM.864.115 https://www.scintific.net/KEM.864.115
2. **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
3. **Lipatov Y. V., Gutnikov S. I., Manylov M. S., Zhukovskaya E. S., Lazoryak B. I**. High alkali-resistant basalt fiber for reinforcing concrete // Materials & Design. – 2015. – V. 73. – P. 60–66
4. **Jun Z.** Application and research status of concrete canvas and its application prospect in emergency engineering. - *Journal of Engineered Fibers and Fabrics. 2020. 15 p.*
5. **Xu J.,** Design of functional cotton fabric via modified carbon nanotubes. - *Pigment and Resin Technology. 2020. Vol. 49 (1). pp. 71-78.*
6. **Kundu C.K.** Sol-gel coatings from DOPO-alkoxysilanes: Efficacy in fire protection of polyamide 66 textiles. - *2020. Vol. 125. 109483.*
7. **Malucelli G.** Sol-Gel and layer-by-layer coatings for flame-retardant cotton fabrics: Recent advances. - *Coatings. 2020. Vol. 10 (4). pp. 333.*
8. **Vachnina T.N.** Improvement of fire protection of wood board and textile materials for premises with a massive stay of people. - *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 962 (2). 022008.*
9. **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.*
10. **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.
11. **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) DOI: https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.864.115 https://www.scintific.net/KEM.864.115
12. **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
13. **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.*
14. **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.*
15. **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.*
16. **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.*
17. **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.*

18. **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.*
19. **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.*
20. **Zhou S.** Flame Retardancy and Mechanism of Cotton Fabric Finished by Phosphorus Containing SiO_2 Hybrid Sol. /Huangfu W., You F., Li D., Fan D. *//9th International Conference on Fire Science and Fire Protection Engineering. 2019. 9055847. 7 p.*
21. **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.*
22. **Malucelli G.** Sol-Gel and layer-by-layer coatings for flame-retardant cotton fabrics: Recent advances. *//Coatings. 2020. Vol. 10 (4). pp. 333.*
23. **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.*
24. **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 THE RELATIONSHIP BETWEEN THE STRENGTH LIMIT AND LONG-TERM FATIGUE OF STEEL REINFORCEMENT OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH A LONG SERVISE LIFE IN AGGRESSIVE ENVIRONMENTS

Oksana BERDNYK,
Valeriy MAKARENKO,
Nataliya AMELINA

Summary. It is known that the fatigue process begins with plastic deformation of the surface layers of the reinforcement metal. Moreover, the movement of dislocations in the conditions of repeatedly alternating stresses is observed at loads below the elastic limit of the metal. The rate of local plastic deformation during cyclic deformation is several orders of magnitude higher than the rate of deformation under static loading. Slip of dislocations begins in grains with a favorable orientation near the stress concentrators. With an increase in the number of cycles in the surface layers, the density of dislocations and the number of vacancies increases. When the basic number of NR cycles is reached, a surface hardened metal layer is formed with a large number of seed cracks, the size of which does not reach a critical value. An increase in the number of cycles cannot cause further development of destruction in such a layer. Only when the stresses exceed the endurance limit do the cracks reach a critical length, after which the process of their draining into the main crack begins with the propagation of the latter. The results of experimental studies indicate a strong influence of diffusible hydrogen on the static and cyclic parameters of crack resistance. It was established that with the increase of flooding, especially when the hydrogen content exceeds 5 cm3100g, both the static strength and long-term strength (fatigue-laziness) decrease sharply. Moreover, these areas of the hydrogen solution in the reinforcing steel are characterized by a viscous nature of fracture, while for heavily flooded reinforcement (from 5 to 12 cm3100g, brittle fracture by the mechanism of micro-split in the hardened (martensitic or troostite structure) is inherent.

The analysis of the obtained experimental results made it possible to determine the optimal content of hydrogen in reinforcing steel (3-5 cm3 100g), the excess of which will cause a decrease in the crack resistance of the reinforcement in the process of long-term operation, especially in corrosive and aggressive environments.

The issue of fatigue of reinforcing steels is very relevant today.

Keywords. Crack resistance; flooding; fatigue; cycling; reinforcement.

Стаття надійшла до редакції 15.05.2024 р.

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.136-146
УДК 624.0.12.4

ТРІЩИНОУТВОРЕННЯ РІЗНИХ ТИПІВ ТОНКИХ ПЛИТ ПРИ РІВНОМІРНО-РОЗПОДІЛЕНОМУ НАВАНТАЖЕННІ

Олег СКОРУК

Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
2120756@ukr.net, http://orcid.org/0000-0001-7106-4368

Анотація. Тріщиноутворення в різних будівельних конструкціях і елементах, а особливо в залізобетонних плитах є одним з критеріїв, що впливає на їх експлуатаційні властивості та довговічність споруди в цілому [2, 3].

Причини тріщиноутворення можуть бути різноманітними і розуміння їх виникнення є ключем для ефективного запобігання та ремонту, а також х експлуатації.

Ось основні фактори, що впливають на тріщиноутворення елементів є:

- недостатнє армування;
- високі температурні впливи;
- усадка бетону;
- перевантаження;
- недостатня якість бетону матриці;
- неправильне виконання будівельних робіт при виготовлені елементів.

Дослідження прогинів [3,15,17] і як наслідок утворення тріщин, їх розкриття для конструкцій зокрема плит є актуальним завданням у будівельній інженерії, оскільки дозволяє оцінити їхню експлуатаційну здатність та розробити ефективні методи підвищення їх міцності і тріщиностійкості.

Для оцінки напружено-деформованого стану плит з різним армуванням був проведений комплекс експериментальних досліджень.

Дані дослідження проводилися з метою порівняння роботи конструкції плит при різних способах їх армування або взагалі без нього на прикладі бетонних, залізобетонних чи фібробетонних плит.

Проведені експериментальні дослідження підтвердили ефективність використання сталевих волокон для покращення міцністних характеристик та довговічності залізобетонних плит.

© О.СКОРУК, 2024



Олег СКОРУК
асистент кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій

Ключові слова. Тріщини; плита; фібро-бетон; навантаження; фібра.

ВСТУП

Фібробетон це сучасний композитний матеріал, що включає у свій склад дрібні волокна різної природи (сталеві, поліпропіленові, скловолокнисті тощо). У даній роботі проводилися дослідження саме сталефих фібр.

З отриманих даних видно, що дисперсне армування позитивно впливає на напружено-деформований стан плит. Сталеві волокна забезпечують збільшення міцності та зменшення тріщин, тоді як поліпропіленові волокна ефективні в зменшенні тріщиноутворення, але менш ефективні в підвищенні міцності на стиск. Скляні волокна забезпечують проміжні характеристики.

Таким чином, застосування дисперсного армування повино базуватися на конкретних експлуатаційних вимогах та впроваджуватися у масове виробництво. Застосування дисперсного армування дозволить значно покращити експлуатаційні властивості залізобетонних плит та підвищити їхню довговічність.

Цей матеріал демонструє покращені механічні властивості, зокрема, підвищену міцність на розтяг і тріщиностійкість.

Тріщиноутворення різних плит є важливим параметром, який впливає на їх конструктивну надійність та довговічність.

МЕТА РОБОТИ

Це якісна та кількісна оцінка зміни напружено-деформованого стану плит внаслідок їх різного виду дисперсного армування є важливою задачею, яка дозво-ляє визначити ефективність використання різних видів армування для підвищення міцності та довговічності конструкцій [17].

ЗАДАЧІ РОБОТИ

Задачі, які вирішувалися в процесі виконання поставленої мети:

1. підбір відповідних компенентів;
2. виготовлення зразків;
3. удосконалення наявного стенда для випробування;
4. аналіз результатів проведених досліджень.

Вирішення зазначених завдань дозволить досягти поставленої мети дослідження, а саме оцінити вплив різних способів армування на напружено-деформований стан різних типів плит, їхню тріщиностійкість та експлуатаційну здатність.

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ

Загальний вигляд виготовлення експериментальних зразків наведено на рис. 1.



Рис.1. Загальний вигляд виготовлення екпериментальних зразків.
Fig.1. The general appearance of the manufacture of experimental samples.

Для порівняння роботи різних типів армованих конструкцій проводилися відповідні експериментальні дослідження їх напружено-деформованого стану з застосуванням сучасних методів вимірю-вання.

Дослідження покращених властивостей матеріалу при різному додаванні відповідних типів фібр в бетонну основу були виготовлені зразки плит з звичайного бетону, залізобетону та фібробетону, див. табл. 1. Розміри випробовуваних моделей плит становили 800×800×75 мм.

Табл. 1. Типи зразків.
Table 1. Sample types.

№ виду зразка	Марка	Вид зразків
I	ПБ1	Бетонна плита
II	ПФ1	Фібробетонна плита, тип фібри 1
	ПФ2	Фібробетонна плита, тип фібри 2
III	ПЗ1	Залізобетонна плита
IV	ПФЗК1	Фібробетонна плита, з двома типами фібр

У даному експерименті використову-валися такі типи сталевих фібр, що мають різну форму і конструктивні, технологічні відмінності.

Перший вид (Ф1) — фібра з сталевого дроту хвилеподібної форми. Вміст зазначеного виду стальної фібри прийнятий 1,5 % від об'єму матеріалу.

Другий вид (Ф2) — фібра сталева, анкерна з дроту. Вміст зазначеного виду стальної фібри прийнятий 1,5 % від об'єму матеріалу.

Також, був проведений експеримент, що містив суміш сталевих фібр двох видів. Для експерименту було виготовлено наступний склад "фіброво коктейлю": 50% хвильової фібри, 50 % анкерної фібри, що разом дали 1,5 % об'ємного армування елементу.

На усіх етапах контролювалося рівномірне розподілення фібр по матеріалу елемента.



Рис.2. Загальний вигляд суміші для виготовлення зразків.
Fig.2. General appearance of the mixture for making samples.

ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для проведення експериментальних досліджень використовували дослідні зразки у вигляді плоских плит розмірами 800×800×75 мм.

Навантаження прикладалося зосередженими силами та передавалося на експериментальні зразки через 16 точок, див. рис. 1, 3.

Для армування фібробетоних плит (зразки ПБ1, ПФ1, ПФ2 ПЗ1) використовувалися фібри (Ф1, Ф2) та їх суміш у однакових пропорціях (зразки ПФЗК1).

Дослідження величини прогинів плит проводилися для зразків, див. таблицю 1.

Для армування залізобетонних плит прийнята арматура Ø 5 мм класу Вр-І і арматура Ø 8 мм класу А500С. Арматурні стержні розташовані у розтягнутій зоні із захисним шаром бетону товщиною 15 мм.

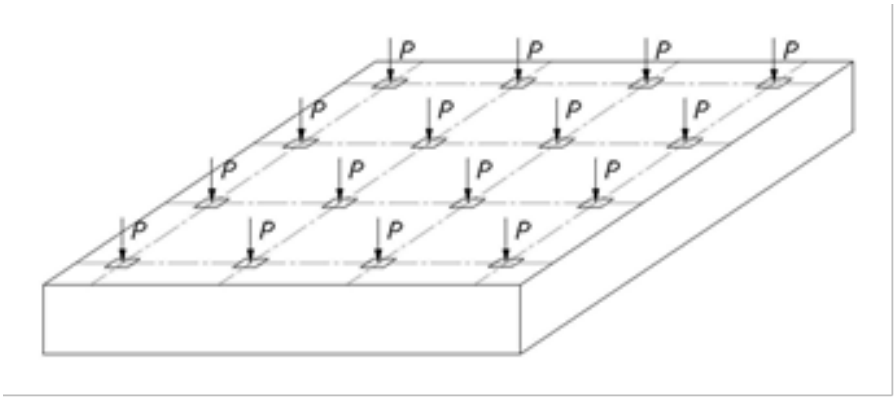


Рис. 3. Схема розміщення навантаження на плиту.
Fig 3. Scheme of placing the loadon the slab.



Рис. 4. Експеримінтальний стенд для випробування.
Fig. 4. Experimental stand for testing.

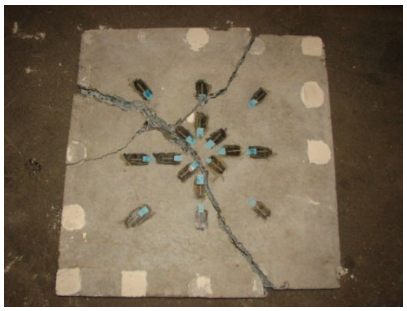
На кожну поверхню досліджуваної плити були змонтовані індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм та базою 20 мм.

Під час випробування дослідних елементів відмічали навантаження, що прикладалося, а також переміщення, деформації і тріщини які розвивалися. Деформації на тих же рівнях вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу.

Процес тріщиноутворення на поверхнях плит спостерігався за допомогою мікроскопа у місцях найбільшого розкриття тріщин. Ціна поділки якого складала 1 діл.= 0.1 мм.

Навантаження подавалося ступенями, на кожній ступені фіксували поздовжні деформації за показаннями індикаторів і тензодатчиків, а також прогини по встанов-лених з двох сторін у середині прольоту плити прогиномірів Максимова.

ЗРАЗОК - ПБ1



Нижня поверхня
Bottom surface



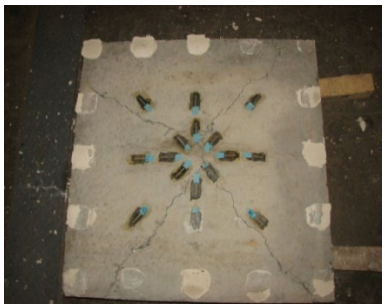
Верхня поверхня
Upper surface

Рис. 5. Результати випробування та зарактер руйнування.
Fig. 5. Test results and nature of destruction.

Табл. 2. Зусилля тріщиноутворення дослідних плит ПБ1.
Table 2. Cracking force of test slabs.

№ зразка	Марка	Загальне зусилля на плиту, кН	Зусилля тріщиноутвення, кН
I	ПБ1	10	5
		20	10
		30	15
		40	20
		46,6	24

ЗРАЗОК - ПФ1



Нижня поверхня
Bottom surface



Верхня поверхня
Upper surface



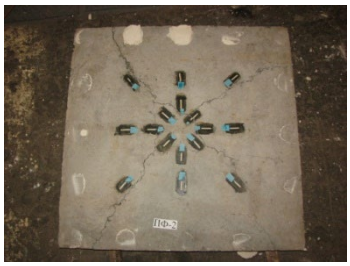
Бокова поверхня
Side surface

Рис. 6. Результати випробування та зарактер руйнування.
Fig. 6. Test results and nature of destruction

Табл. 3. Зусилля тріщиноутворення дослідних плит ПФ1.
Table 3. Cracking force of test slabs.

№ зразка	Марка	Загальне зусилля на плиту, кН	Зусилля тріщиноутвення, кН
II	ПФ1		
		20	10
		30	15
		40	20
		50	25
		51,2	27

ЗРАЗОК – ПФ2



Нижня поверхня
Bottom surface



Верхня поверхня
Upper surface



Бокова поверхня
Side surface

Ртс. 7. Результати випробування та зарактер руйнування.
Fig. 7. Test results and nature of destruction.

Табл. 4. Зусилля тріщиноутворення дослідних плит ПФ2.
Table 4. Cracking force of test slabs.

№ зразк	Марка	Загальне зусилля на плиту, кН	Зусилля тріщиноутвення, кН
II	ПФ2	10	5
		20	10
		30	15
		40	20
		45	25
		49,7	28

ЗРАЗОК – ПЗ1



Нижня поверхня
Bottom surface



Верхня поверхня
Upper surface



Бокова поверхня
Side surface

Рис. 8. Результати випробування та зарактер руйнування.
Fig. 8. Test results and nature of destruction.

Табл. 5. Зусилля тріщиноутворення дослідних плит ПЗ1.
Table 5. Cracking force of test slabs.

№ зразка	Марка	Загальне зусилля на плиту, кН	Зусилля тріщиноутвення, кН
III	ПЗ1	0	5
		20	10
		30	15
		40	20
		50	25
		60	30
		62,4	31

ЗРАЗОК – ПФК1



Нижня поверхня
Bottom surface

Верхня поверхня
Upper surface

Бокова поверхня
Side surface

Рис. 9. Результати випробування та заракетр руйнування.
Fig. 9. Test results and nature of destruction.

Табл. 6. Зусилля тріщиноутворення дослідних плит ПФЗК1.
Table 6. Cracking force of test slabs.

№ зразка	Марка	Загальне зусилля на плиту, кН	Зусилля тріщиноутвення, кН
IV	ПФЗК1	0	5
		20	10
		30	15
		40	20
		50	25
		60	30
		65,1	33

Утворення тріщин у дослідних зразках залежить від схеми розташування тріщин, тобто від орієнтування тріщин відносно сторін плит, взаємного перетину тріщин, виникнення тріщин на одній або на обох поверхнях елементу (наскрізні або не наскрізні тріщини). Наскрізні тріщини зустрічаються при без моментному напру-женому стані або при додатковій дії невеликих моментів.

Прийнята методика випробовування реалізує різні види руйнування зразків: без тріщин у стиснутій зоні та з тріщинами у ній.

Загальною картиною прогинів плит, аж до їх руйнування є проходження таких етапів.

- пружня робота до появи першої тріщини;
- етап експлуатації, тобто робота з тріщинами;
- етап руйнування зразка.

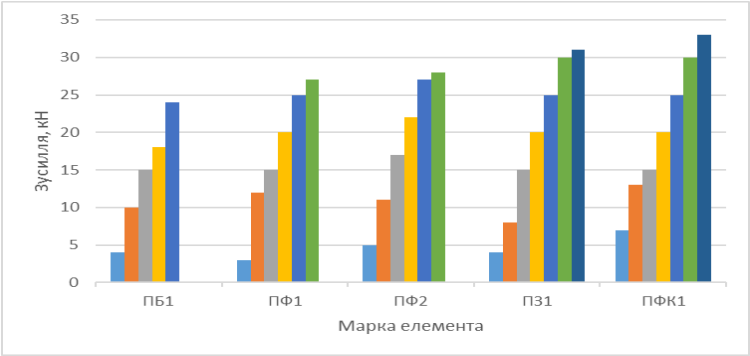


Рис. 10. Діаграма зусилля тріщиноутворення для плит.
Fig. 10. Cracking force diagram for slabs.

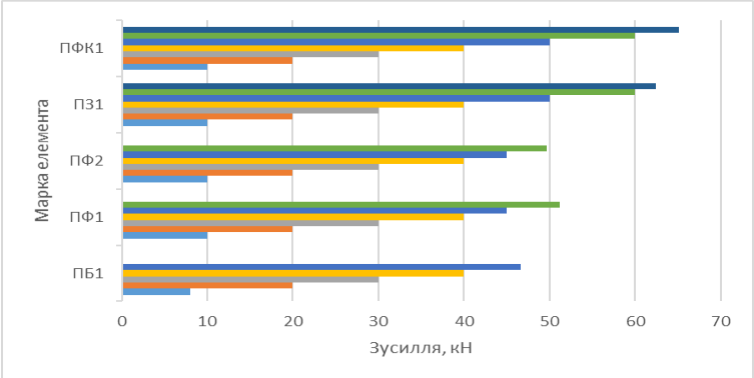


Рис. 11. Діаграма загального зусилля на плити.
Fig. 11. Diagram of the total force on the plates.

На рис. 10 показано діаграму утворення тріщин для дослідних плит аж до їх руйнування шляхом поступового довантаження. Наявна модель запропонованого армування експериментальних зразків вказує на прогнозованих характер руйнування плит, завантажених рівномірно-розподіленим навантаженням.

У нижній зоні на поверхні плит тріщини направлені по діагоналям від кутів до центру і формують так званий «конверт».

На верхній поверхні плит ознаки руйнування проявлялися по лініям зламу в залежності від матеріалу стиснутої зони. Лінії зламу часто відображають напрямок основних напружень і характер деформацій.

Так в плитах зразка I, де стиснута зона з неармованого бетону, руйнування відбувалося по лініям зламу, що практично повторювали на нижній поверхні.

Плити серії II, IV де стиснута зона представлена із сталефібробетону, практично не руйнувалися. Маючи результати про прогинів різних плит, робимо висновок, що доцільно прийняти форму епюри напружень трикутну для серій I, II, IV а для серій III— прямокутну.

ВИСНОВКИ

Дані, отримані за результатами експерименту, дозволяють проаналізувати вплив різних способів армування на тріщиностійкість зразків. Дослідження показали, що різні властивості важкого бетону, сталефібробетону і арматури по-різному впливають на тріщиностійкість плит. Зокрема, використання сталевої фібри значно покращує характеристики зразка і підвищує стійкість до утворення і розвитку тріщин.

1. Процес тріщиноутворення у фібробетонних плитах починається при більш високих навантаженнях, ніж у традиційних бетонних чи залізобетонних плитах. Це свідчить про вищу стійкість фібробетону при малих навантаженнях.
2. Ширина розкриття тріщин схожа для більшості плит. Проте ширина розкрит-тя тріщин у фібробетонних плитах значно нижча, ніж у інших зразків. Це свідчить про те, що фібробетон ефективніше запобігає розширенню тріщин після їх утво-рення.
3. Дані дослідження вказують на те, що дисперсне армування металевої фіброю елементів підвищує тріщино-стійкість та зменшує прогини. Це робить фібробетон більш ефективним матеріалом для використання у будівництві плитних конструкцій.

ЗАГАЛЬНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

На основі отриманих результатів експериментальних досліджень можна зробити наступні рекомендації:

1. для підвищення довговічності та надійності плитних конструкцій доцільно використовувати сталефіб-робетон,

оскільки він показує вищу стійкість до тріщиноутворення і змен-шує прогини під навантаженням;

2. необхідно оптимізувати кількість і розташування арматури та сталевих волокон у бетоні для досягнення найкращих експлуатаційних характе-ристик плит;
3. контроль за технологією виго-товлення і якістю конструкцій. Дотримуватися технології виготовлення фібробетонних конструкцій, включаючи правильне дозування компонентів, ретельне змі-шування і укладання, а також контроль якості на кожному етапі виробництва.
4. Рекомендується проводити подальші дослідження з метою вивчення впливу різних типів волокон та їхніх комбі-націй на властивості бетону, а також дослідження поведінки фібробетон-них плит у різних умовах експлуатації.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДСТУ-Н Б В.2.6-218:2016.** Настанова з проектування та виготовлення консрукцій з дисперсноармованого бетону. *– К.: ДП «Укр-НДНЦ» 2017. – 32 с.*
2. **Скорук О.М., Чорний І.В., Татарченко Г.О.** Прогини тонких сталефібробетонних плит опертих по контуру. *Наукові вісті Далівського університету № 12, 2017.*
3. **Бабич Є.М., Дробишинець С.Я.** Дослідження втомленості сталефібробетону при малоцикловому стисненні. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - Рівне: Видавництво УДУВГП, 2002. - Випуск 8.- с. 55-64.*
4. **Дробишинець С.Я.** Вплив малоциклових навантажень на зміну модуля пружнопластичності сталефібробетону при осьовому стиску. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. - Рівне, 2004. - Випуск 11: - с. 178-183.*
5. **Скорук О.М.** Особливості виготовлення одно-, двошарових бетонних, сталефібро-бетонних, сталефіброзалізобетонних плит. *Містобудування та територіальне планування, Випуск 58, КНУБА, 2015.- С. 468-475*
6. **Koliakova, V.** (2020). Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (6), 114–118. https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118
7. **Скорук О.М.** Дослідження динамічного впливу від технологічного обладнання на роботу сталефібробетонних плит перекриття. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2020. - Вип. 7. - С. 121-128.*
8. **Руднєва І., Прядко, М. Прядко Г.** Тонкачеєв. Особливості та перспективи ви-користання технологій підсилення будівель-них конструкцій композиційними ма-теріалами при реконструкції споруд. *Збірник наукових праць "Будівельні конструкції. Теорія і практика". № 7 (2020), с.12-22.*
9. **EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2**: Design of concrete structures – Part 1-1: Generalrules and rules for buildings. – Brussels: GEN, 2004. –226 p.
10. **EN1990 Eurocode 0**: Basis of structural design.
11. **Appa Rao G, Kadhiravan D.** Nonlinear FE modeling of anchorage bond in reinforced concrete. *International Journal of Research in Engineering and Technology. – 2013. – Vol. 2, No. 9. – P.377-385.*
12. **Grassl P., Davies T.** Lattice modelling of corrosion induced cracking and bond in reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites. 2011. Vol. 33. No 9. P. 918–924.*
13. **Климов Ю.А., Солдатченко О.С., Орєшкин Д.О.** Експериментальні дослідження зчеплення композитної неметалевої ар-матури з бетоном. *Вісник Національного університету "Львівська Політехніка".-Львів, 2010. – Випуск 662.- С 207-214.*
14. **BS 449:2005 A2:2009** Steel for the reinforcement of concrete-Welded reinforcing steel-Bar, Coil and decoiled product. *Specification, Brit-ish Standarts, BSi, 2009- 28p.*
15. **Zhuravskyi, O.D. Zhuravska, N.E. Bambura A.M..** Features of calculation of prefabricated steel fiber concrete airfield slabs. *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering. Vol. 14. – P.103-107.*
16. **Zhuravskyi O.D..** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures. Vol. 105. – P.292-301.*
17. **Журавський О.Д., Горобець А.М.** Міцність та тріщиностійкість двохосно попередньонапружених сталефібробетонних плит при поперечному згині. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2020. - Вип. 1. - С. 181-186.*

18. **Мурашко Л.А., Колякова В.М., Смор-калов Д.В..** Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поз-довжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009: *Навчальний посібник.- К:КНУБА, 2012.-62с.*
19. **Сморкалов Д.В.** Монолітні залізобетонні конструкції з попередньо напруженими канатами. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2022. - Вип. 10. - С. 136-142.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.136-142
20. **Постернак О.М., Постернак М.М.** Вплив невизначеності розрахункової моделі підсилених згинальних елементів. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2022. - Вип. 10. - С. 158-165.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.158-165
21. **Zhuravskyi O.D.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures, 2020, number 105. P.292-301.* https://doi.org/:10.32347/2410-2547.2020.105.292-301

REFERENCES

1. **DSTU-N B V.2.6-218:2016.** Guidelines for the design and manufacture of constructions from dispensable reinforced concrete. - *K.: SE "UkrNDNC" 2017. - 32 p.*
2. **Skoruk O.M., Cherny I.V., Tatarchenko G.O.** Deflections of thin steel-reinforced concrete slabs supported along the contour. *Scientific news of Daliv University No. 12, 2017.*
3. **Babych E.M., Drobhynets S.Y**. Study of fatigue of steel fiber concrete under low-cycle compression. *Resource-saving materials, constructions, buildings and structures. - Rivne: UDU-VHP Publishing House, 2002. - Issue 8.- p. 55-64.*
4. **Drobhynets S.Y.** The influence of low-cycle loads on the change in the modulus of elasticity of steel-reinforced concrete under axial compression. *Resource-saving materials, constructions, buildings and structures: Collection of scientific papers. - Rivne, 2004. - Issue 11: - p. 178-183.*
5. **Skoruk O.M.** Features of production of single- and two-layer concrete, steel fiber concrete, steel fiber reinforced concrete slabs. *City-building and territorial planning, Issue 58, KNUBA, 2015. - P. 468-475*
6. **Koliakova V. M.** About the requirements for articles published in the collection of scientific works "Building structures. *Theory and practice". Building structures. Theory and practice. Coll. Nauk prats.- Kyiv: issue 6, 2020.- S. 114-118.*
7. **Skoruk O.M.** Study of the dynamic influence of technological equipment on the operation of steel-reinforced concrete floor slabs. Building structures. *Theory and practice: coll. of science works - Kyiv: KNU-BA, 2020. - Issue 7. - P. 121-128.*
8. **Rudneva I., Pryadko, M. Pryadko, G. Tonkacheev.** Peculiarities and prospects of the use of technologies for strengthening building structures with composite materials during the reconstruction of buildings. *Collection of scientific papers "Building structures. Theory and practice". No. 7 (2020), pp. 12-22.*
9. **EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2**: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. - *Brussels: GEN, 2004. -226*
10. **EN1990 Eurocode 0**: Basis of structural design.
11. **Appa Rao G, Kadhiravan D**. Nonlinear FE modeling of anchorage bond in rein-forced concrete. International Journal of Research in Engineering and Technology. - *2013. - Vol. 2, No. 9. - P.377-385.*
12. **Grassl P., Davies T.** Lattice modeling of corrosion induced cracking and bond in reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites. 2011. Vol. 33. No. 9. P. 918–924.*
13. **Klymov Y.A., Soldatchenko O.S.**, Oresh-kin D.O. Experimental studies of adhesion of composite non-metallic reinforcement with concrete. *Bulletin of the National University "Lviv Polytechnic". - Lviv, 2010. - Issue 662. - P 207-214.*
14. **BS 449:2005 A2:2009** Steel for the reinforcement of concrete-Welded reinforcing steel-Bar, Coil and decoiled product. *Specification, Brit-ish Standarts, BSi, 2009- 28p.*
15. **O.D. Zhuravskyi, N.E. Zhuravska, A.M. Bambura.** Features of calculation of prefabricated steel fiber concrete airfield slabs. *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering. Vol. 14. – P.103-107.*
16. **O.D. Zhuravskyi.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures. Vol. 105. – P.292-301.*
17. **O.D. Zhuravskyi, A.M. Horobets.** Strength and crack resistance of biaxially prestressed reinforced concrete slabs in transverse bending. *Collection of scientific papers "Building*

structures. Theory and practice". No. 1 (2020), pp. 181-186.

18. **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.*
19. **Smorkalov D.V.** Monolithic reinforced concrete structures with pre-tensioned ropes. *Collection of scientific papers "Building structures. Theory and practice" - No. 10. - P. 136-142.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.136-142
20. **Posternak O.M., Posternak M.M.** Influence of the uncertainty of the calculation model of reinforced bending elements. *Collection of scientific papers "Building structures. Theory and practice" - No. 10. - P. 158-165.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.158-165
21. **Zhuravskyi O.D.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures, 2020, number 105. P.292-301.* https://doi.org/:10.32347/2410-2547.2020.105.292-301

CRACK FORMATION OF DIFFERENT TYPES OF THIN PLATES AT TO AN EVENLY DISTRIBUTED LOAD

Oleg SKORUK

Summary. The formation of cracks in various building structures and elements, and especially in reinforced concrete slabs, is an important criterion that affects their operational properties and the durability of the structure as a whole.

The causes of cracking can be diverse, and understanding their occurrence is the key to effective prevention and repair, as well as operation.

Here are the main factors affecting the cracking of elements:

- insufficient reinforcement;
- high temperature effects;
- shrinkage of concrete;
- overload;
- insufficient quality of matrix concrete;
- improper execution of construction work during the production of elements.

The study of deflections and, as a result, the formation of cracks, their opening for structures, in particular slabs, is an urgent task in civil engineering, as it allows to evaluate their operational capacity and develop effective methods of increasing their strength and crack resistance.

A set of experimental studies was conducted to assess the stress-strain state of slabs with different reinforcement.

These studies were conducted in order to compare the performance of slabs with different methods of reinforcement or without it at all, using the example of concrete, reinforced concrete or fiber concrete slabs.

The conducted experimental studies confirmed the effectiveness of using steel fibers to increase the strength and durability of reinforced concrete slabs.

From the obtained data, it is clear that dispersed reinforcement has a positive effect on the stress-strain state of the slabs. Steel fibers provide increased strength and reduced cracking, while polypropylene fibers are effective in reducing cracking, but less effective in increasing compressive strength. Glass fibers provide intermediate characteristics.

Thus, the application of dispersed reinforcement should be based on specific operational requirements and implemented in mass production. The use of dispersed reinforcement will significantly improve the operational properties of reinforced concrete slabs and increase their durability.

Keywords. Cracks; plate; fiber concrete; load; fiber.

Стаття надійшла до редакції 15.05. 2024

ISSN 2522-4182

DOI:10.32347/2522-4182.14.2024.147-160
УДК 624.012

РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ НА ВПЛИВ ДІЇ ПОВІТРЯНОЇ УДАРНОЇ ХВИЛІ ПРЯМИМ ДИНАМІЧНИМ МЕТОДОМ З ВИКОРИСТАННЯМ ПК ЛІРА-САПР

Марина РОМАШКІНА[1], Богдан ПІСАРЕВСЬКИЙ [2] , Олексій ЖУРАВЛЬОВ[3]

[1,2,3]ТОВ «ЛІРА САПР»,
провулок Киянівський, 7-а, Київ, Україна, 04053
[1,2]Технічний центр НАН України,
вул. Покровська, 13, Київ, Україна, 04070
[1]romashkina.liraland@gmail.com, https://orcid.org/0000-0002-7158-4037
[2]mikst1234@gmail.com, https://orcid.org/0000-0002-1001-2879
[3]tischenko@liraland.com.ua, https://orcid.org/0009-0009-0951-8889

Анотація. Розрахунок впливу повітряної ударної хвилі на будівлі є надзвичайно важливим для нашої країни, яка перебуває в умовах воєнних дій. Дослідження конструктивної безпеки та живучості несних конструкцій при таких впливах є важливою задачею, особливо для об'єктів критичної інфраструктури. Сценарій вибуху можна змоделювати за допомогою програм які реалізують метод скінченних елементів з можливістю виконання розрахунку прямим динамічним методом. І таким чином оцінити ступінь пошкодження будівель та мінімізувати загибель людей.

Стаття присвячена особливостям розрахунку будівель на вплив дії повітряної ударної хвилі методом скінченних елементів із використанням програмного комплексу ЛІРА-FEM (ЛІРА-САПР). Розглянуто типові параметри вибухової хвилі, властивості вибухових навантажень та послідовність розрахунку на вибухові навантаження. Описані основні відмінності вибухових і ударних впливів від звичайних навантажень. Детально розглянуто питання визначення параметрів ударних хвиль та їх впливу на споруди. Описано методи розрахунку конструкцій на вибухові дії.

Проведено попередню оцінку вибухостійкості одноповерхової будівлі з металевим каркасом і стіновим заповненням з листового металу за допомогою ЛІРА-FEM (ЛІРА-САПР). Продемонстровано процес призначення імпульсних навантажень від ударної хвилі на стіни, повернуті до вибуху, бічні стіни, покриття та тильні стіни. Описані особливості використання модуля «Динаміка в часі» в ЛІРА-FEM (ЛІРА-САПР) для вирішення задач динаміки вибухів. Також розглянуто його застосування для перегляду, аналізу результатів, конструювання та документування.

Цей аналіз допомагає в оцінці ризиків при проектуванні захисних структур, розробці проектних рішень та проведенні досліджень у сфері вибухобезпеки.

Ключові слова. Аварійний вибуховий вплив; повітряна ударна хвиля; динамічні навантаження; скінчено-елементний розрахунок; ЛІРА-FEM (ЛИРА-САПР).



Марина РОМАШКІНА
науковий співробітник,
провідний інженер
к.т.н



Богдан ПІСАРЕВСЬКИЙ
науковий співробітник,
к.т.н



Олексій ЖУРАВЛЬОВ
технічний директор
ТОВ «ЛІРА-САПР»

© М. РОМАШКІНА, Б. ПІСАРЕВСЬКИЙ, О. ЖУРАВЛЬОВ, 2024

ВСТУП

Через активні бойові дії на території нашої країни кількість будівель та інженерних споруд, які піддаються впливу вибухових хвиль, зростають щодня. Розрахунок на вплив дії повітряної ударної хвилі дозволяє виявити та посилити вразливі місця конструкцій, що може врятувати життя людей і зменшити ризики пошкоджень. Однією з ключових задач загальної проблеми вибухонебезпеки є здатність визначати навантаження на будівельні та вибухостійкі конструкції.

Оскільки вибухові процеси є нестаціонарними, необхідно мати змогу визначати їх динамічні характеристики, враховуючи складну ударно-хвильову взаємодію повітряної ударної хвилі як руйнівного фактора для будівельної конструкції. Складність цієї задачі вимагає розширення арсеналу сучасних розрахункових методів за допомогою нових підходів до визначення форми силового імпульсу, що передається будівельній конструкції від ударної хвилі. Мета даної статті полягає в підвищенні безпеки будівельних споруд шляхом прогнозування наслідків впливу ударних повітряних хвиль за допомогою чисельного моделювання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Одним з основних факторів ураження будь-якого вибуху є ударна хвиля. Ударна хвиля — це зона стиснутого повітря, яка поширюється у всі боки від центру вибуху зі швидкістю, вищою за швидкість звуку та може мати руйнівний вплив на навколишні об'єкти. Дія ударної хвилі на елементи споруд характеризується складним комплексом навантажень: прямий тиск, тиск відбиття, тиск обтікання, тиск затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль [1-3].

Згідно з вимогами будівельних норм, певні типи будівельних або інженерних споруд (наприклад, захисні споруди, споруди подвійного призначення (СПП) тощо) розраховуються з урахуванням впливу дії повітряної ударної хвилі на конструкції.

Деякі норми [4-6] для спрощення розрахунків рекомендують розраховувати огороджувальні та несні конструкції захисних споруд та СПП на особливе поєднання навантажень, що складається з постійних, тимчасових навантажень та статичного навантаження еквівалентного дії динамічного навантаження від дії ударної хвилі (еквівалентне статичне наванта-ження). Також норми [4] допускають використання прямого динамічного аналізу конструктивних систем на динамічні дії повітряної ударної хвилі, що викликають значне прискорення конструкції.

Для визначення напружено-деформованого стану (НДС) несних конструкцій при зовнішньому вибуху доцільно застосування програмних комплексів (ПК), що реалізують метод скінченних елементів. Не мало важливим фактором при виборі ПК для аналізу міцності є можливість виконання розрахунку прямим динамічним методом [7-16]. Оскільки навантаження від вибухів відноситься до швидкоплинних процесів і має явно виражений динамічний характер.

Далі розглянемо особливості розрахунку навантаження від дії повітряної ударної хвилі та виконаємо спрощений розрахунок будівлі на вплив такої хвилі згідно з прикладом 2.1, наведеним в посібнику AISC Steel Design Guide 26 - Design of Blast Resistant Structures (Розрахунок вибухостійких конструкцій) [17]. Цей приклад стосується оцінки вибухостійкості одноповерхової будівлі з металевим каркасом і стіновим заповненням з листового металу.

Ідеалізований графік зміни тиску вибуху у часі.

Для визначення характеристик одного з основних факторів ураження від вибуху, необхідних для подальших розрахунків, розглянемо профіль повітряної ударної хвилі. На рис. 1 зображено ідеалізований графік зміни тиску вибуху у часі, який показує, як змінюється тиск у точці простору після вибуху.

На графіку зображені такі ключові параметри, як:

P_r або P_{so} - максимальне значення надмірного тиску, досягнуте після вибуху.

t_a - час досягнення пікового тиску. Часовий інтервал від початку вибуху до досягнення максимального тиску.

t_d - тривалість позитивної фази (зона стиснення). Часовий інтервал від моменту досягнення пікового тиску до повернення тиску до атмосферного рівня.

I - позитивний імпульс. Загальну кількість енергії, переданої вибуховою хвилею на одиницю площі за час позитивної фази. Іншими словами, це площа під кривою тиску під час позитивної фази, коли тиск перевищує атмосферний рівень.

t_d - тривалість негативної фази (зона розрідження). Часовий інтервал, протягом якого тиск падає нижче атмосферного тиску після початкового піку. Відповідно, негативний імпульс вибуху визначається як інтеграл (площа під кривою) негативної фази графіка зміни тиску вибуху у часі. Цей імпульс відображає величину та тривалість зниження тиску під час негативної фази.

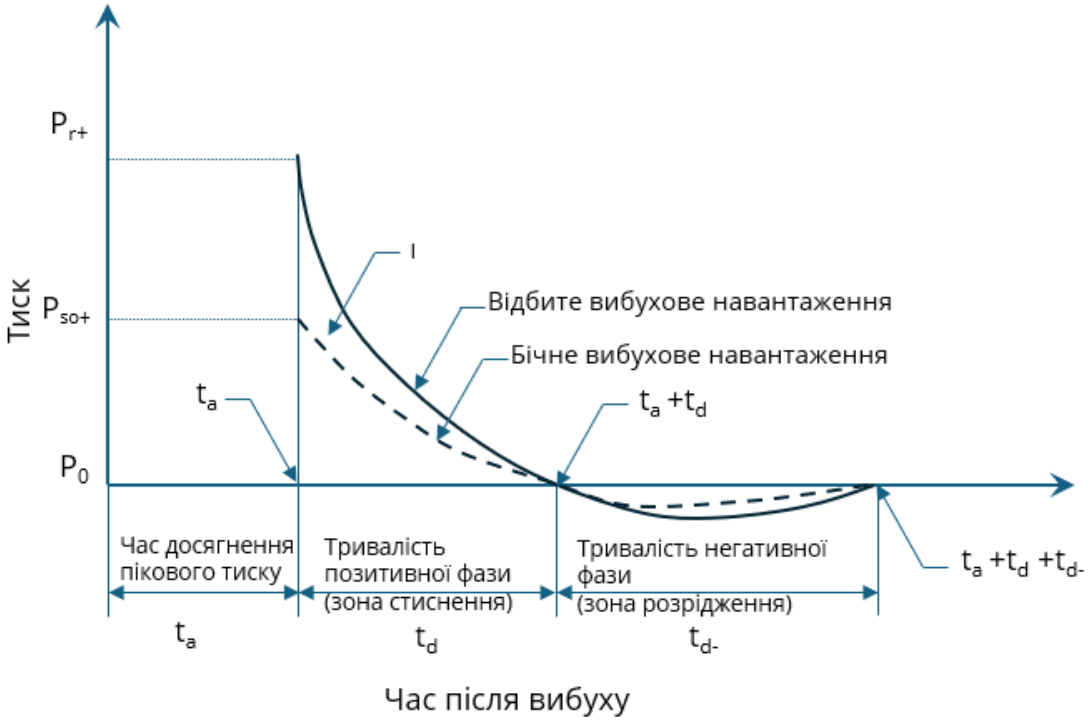


Рис.1. Ідеалізований графік залежності зміни тиску вибухової хвилі в часі
Fig. 1. Idealised graph: change of blast wave pressure in time

На графіку (рис.1) зображено дві криві. Відбите вибухове навантаження показано суцільною лінією. І бічне вибухове навантаження – показане пунктирною лінією.

Бічне вибухове навантаження (навантаження від вибуху в умовах відкритого простору) позначається індексом "so". Це тиск, який створений вибуховою хвилею у відкритому просторі, без врахування впливу перешкод або конструкцій, що можуть змінити або відбити ударну хвилю. Таке навантаження діє на поверхні, які розташовані паралельно напрямку дії повітряної ударної хвилі і по яким хвиля рухається без перешкод (тобто відбувається обтікання). Це можуть бути бокові стіни і покриття, які не знаходяться безпосередньо в зоні прямої дії вибуху.

У разі, коли вибухова хвиля вдаряється у непаралельну похилу поверхню, виникає відбите вибухове навантаження, яке позначене індексом «r». Гарним прикладом, в цьому випадку, буде будь-яка поверхня перпендикулярна до вибухової хвилі, наприклад, передня фасадна стіна. Відбиваючі

поверхні будинків у таких випадках посилюють тиск і, в результаті, імпульс. Очевидно, що в цьому випадку буде значно більший тиск, ніж при проходженні хвилі над поверхнею, яка паралельна їй.

Для визначення значення відбитого тиску Pr можна застосувати таке рівняння.

$$P_r = C_r * P_{so}$$

де P_{so} – це тангенціальний тиск (тиск, що діє паралельно до поверхні об'єкта),

C_r – коефіцієнт, який враховує відбиття повітряної ударної хвилі. C_r є функцією кута падіння хвилі та тангенціального тиску.

На рисунку 2 показано, яким чином можна розрахувати кут падіння з урахуванням початкового напрямку вибухової хвилі та хвилі, відбитої від цієї поверхні по нормалі.

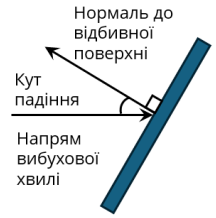


Рис. 2. Відбитий кут падіння вибухової хвилі

Fig. 2. Reflected angle of incidence for a blast wave

Для визначення коефіцієнта відбиття C_r, необхідно знайти значення кута падіння на осі x графіка, зображеного на рис. 3 [17].

Відповідно на рис. 3 наведено графіки кривих функціональної залежності коефіцієнта відбитого тиску вибухової хвилі C_r, що являє собою відношення відбитого тиску P_r до тангенціального тиску P_{so} , від кута відбиття α при взаємодії хвилі та споруди за різних значень тангенціального тиску [18-19].

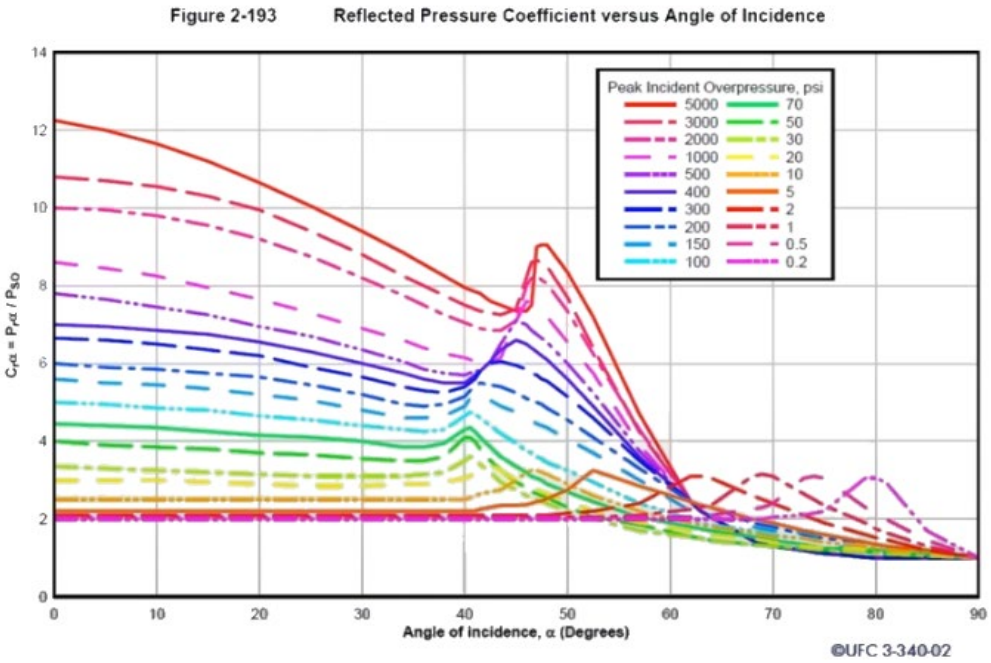


Рис. 3. Графіки залежності коефіцієнта відбитого тиску від кута відбиття у замкнутому просторі Cr = f (α) (цифри поруч із кривими вказують на піковий аварійний тиск Pso, psi)

Fig. 3. Graphs for the dependence of the reflected pressure coefficient on the reflection angle in a closed space Cr = f (α) (the numbers next to the curves indicate the peak emergency pressure Pso, psi)

Спрощений графік зміни тиску вибуху у часі. Для виконання розрахунку ідеалізований графік зміни тиску вибуху у часі (рис. 1), наведений вище, було спрощено до трикутного розподілу з миттєвим зростанням та лінійним спадом у позитивній фазі (рис. 4).

Важливо щоб значення пікового тиску та імпульсу збереглися (імпульс – це область під кривою). Тож умовний проміжок часу знаходимо за формулою:

$$t_e = 2(I/P)$$

Для спрощення розрахунків простих конструкцій негативна фаза часто ігнорується, оскільки її внесок у розрахунок на вплив вибухової хвилі є незначним. Але врахування негативної фази вибухової хвилі в розрахунках допомагає забезпечити більш точні та надійні результати, що сприяє створенню безпечних і стійких конструкцій. Наприклад, не варто нехтувати негативною фазою при розрахунку конструкцій, чутливих до знакозмінних навантажень, оскільки вона створює зворотні навантаження, які можуть бути критичними для таких конструкцій.

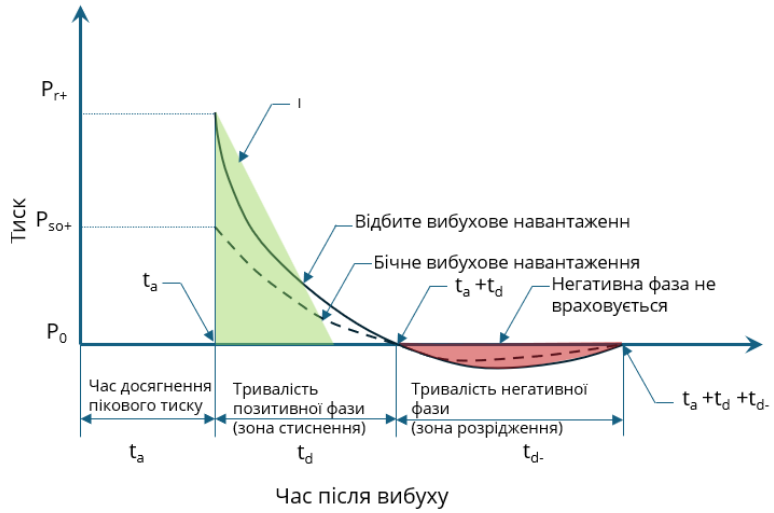


Рис. 4. Спрощений графік зміни тиску під час вибуху
Fig. 4. Simplified graph: change of pressure during an explosion

Також при розрахунку будівельних конструкцій на дію вибуху часто ігноруються такі додаткові фактори як: сила опору через вітер або динамічний тиск (вітрове навантаження, яке виникає одночасно з вибуховою хвилею, може збільшити загальний тиск на конструкцію, особливо на її вертикальні елементи); екранування прилеглої будівлі (зменшення навантаження); відбиття (збільшення навантаження); внутрішнє навантаження через проникнення вибухової хвилі всередину приміщення через великі отвори.

Попередня оцінка вибухостійкості одноповерхової будівлі в ЛІРА-САПР. На основі прикладу 2.1. наведенного в AISC Design Guide 26 [17] продемонструємо особливості моделювання вибухового навантаження за допомогою програмного комплексу ЛІРА-FEM (ЛІРА-САПР). У прикладі наведено одноповерхову будівлю (ширина *50 футів*, довжина *70 футів*, висота *15 футів*). Колони, ригелі та прогони змодельовано в ЛІРА-FEM стержневими скінченними елементами, яким призначені сталеві типи жорсткості: стійки колон - двотавровий переріз HEB300, ригелі - двотавровий переріз IPE450, проміжні ригелі та прогони - прямокутна труба PK100X5.0. Стінові панелі та покриття змодельовані плоскими скінченними елементами оболонки.

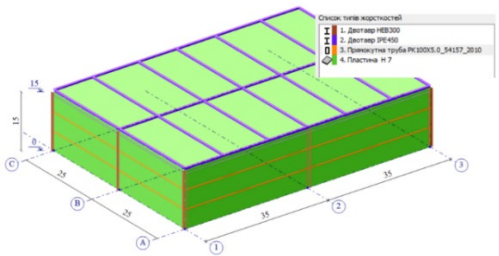


Рис. 5. Розрахункова схема одноповерхової будівлі
Fig. 5. Design model of a one-storey building

Вибух відбувається на відстані *R=50 футів*. Еквівалентна вага заряду в тротиловому еквіваленті становить *500 фунтів*. На основі цих даних розраховується масштабована відстань Z:

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} = \frac{50\ ft}{\sqrt[3]{500lb}} = 6.3\frac{ft}{lb^{1/3}}$$

де

R - відстань від заряду до розрахункової точки;

W - вага еквівалентного навантаження у тротиловому еквіваленті.

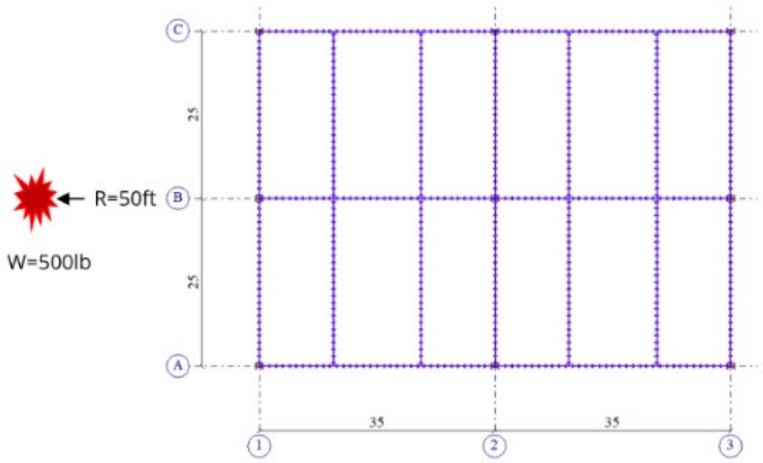


Рис. 6. Вибух на відстані R=50 футів, вага заряду W =500 фунтів
Fig. 6. Explosion at a distance of R = 50 ft, charge weight W = 500 lb

Фасадна стіна (стіна, повернена до вибуху). Були проведені обширні дослідження, спрямовані на вивчення взаємозв'язку між величиною заряду, відстанню до об'єкту та параметрами вибуху, які задані на графіку тиск-час [20-24]. У технічних посібниках, наприклад UFC [25], містяться параметри ударної хвилі у вигляді функції масштабованої відстані, у формі емпіричних параметричних кривих вибуху.

За допомогою масштабованої відстані, по рисунку 7 можна безпосередньо визначити параметри позитивної фази вибухової хвилі, перелічені нижче в таблиці 1, для відбитого та бічного тиску..

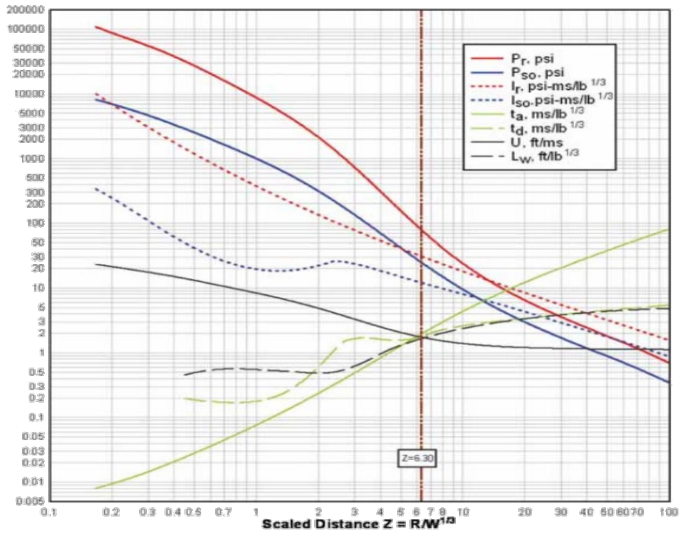


Рис.7. Параметри позитивної фази для поверхневих вибухів тротилу (DOD, 2008).
Fig. 7. Positive phase parameters for the surface trotyl explosions (DOD, 2008).

Табл. 1 Параметри вибухового навантаження (фасадна стіна)
Table. 1 Blast loading parameter (front wall)

Параметри вибухового навантаження	Відповідно рисунку 7 [25]	Розрахункове значення
відбитий піковий тиск (+)	P_r = *79,5 фунт/кв. дюйм*	-
бічний піковий тиск (+)	P_{so} = *24,9 фунт/кв. дюйм*	-
відбитий імпульс (+)	$I_r = 31W^{1/3}$	I_r = *246 фунт/кв. дюйм*мс*
бічний імпульс (+)	$I_{so} = 12.1W^{1/3}$	I_{so} = *96 фунт/кв. дюйм*мс*
час наближення вибухової хвилі	$t_a = 1.96\ W^{1/3}$	t_a = *15,6 мс*
тривалість експоненційного навантаження (+)	$t_d = 1.77\ W^{1/3}$	t_d = *14,0 мс*
швидкість фронту ударної хвилі	*U = 1,75 фут/мс*	-

Оскільки фасадна стіна повернута безпосередньо до епіцентру вибуху, то до цієї поверхні прикладається «відбивні» змінні з таблиці 1.

Спрощений підхід з використанням трикутника вимагає, щоб відповідна тривалість була розрахована таким чином, щоб забезпечити збереження імпульсу (площу під кривою) протягом позитивної фази.

$t_{e,r} = 2I_r / P_r$ = *2(246 фунт/кв.дюйм мс) / 79,5 фунт/кв.дюйм = 6,19 мс*



Рис.8. Графік залежності тиску від часу для стіни, поверненої до вибуху
Fig. 8. Graph for dependence of pressure on time for the wall facing the explosion

Бічні стіни та покриття. Для спрощення задачі масштабована відстань *Z*, яка була розрахована для фасадної стіни, застосована для визначення змінних вибуху біля бічних стін та покриття будівлі. Тому для визначення параметрів тимчасового графіку тиску для бічних стін та покриття будівлі використовуються бічні значення таблиці 1. Можна провести більш детальний розрахунок, щоб врахувати зменшення сили ударної хвилі в залежності від відстані від місця вибуху до бічної стіни і покриття.

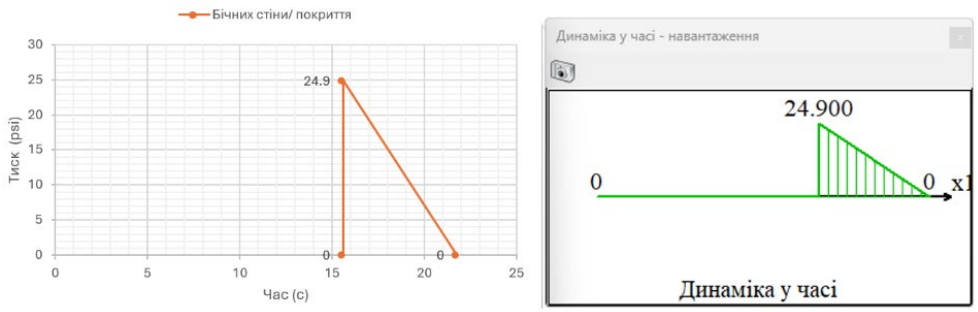


Рис.9. Графік залежності тиску від часу для бічних стін та покриття
Fig. 9. Graph for dependence of pressure on time for side walls and roofs

Еквівалентна тривалість t_e розраховується за допомогою "бічних" змінних.

$t_{e,so} = 2I_{so} / P_{so} = 2(96{,}0$ *фунт/кв.дюйм мс)* $/ 24{,}9$ *фунт/кв.дюйм* $= 7{,}71$ *мс*

Тильна стіна. Масштабована відстань Z для тильної стіни змінена з урахуванням довжини будівлі. Тепер відстань дорівнює *50 футів + 70 футів*, що становить *120 футів*.

Отже, Z визначається за такою формулою.

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} = \frac{120\,ft}{\sqrt[3]{500lb}} = 15.1\,\frac{ft}{lb^{1/3}}$$

де R - відстань від елемента до навантаження;

W - вага еквівалентного навантаження у тротиловому еквіваленті.

Рисунок 7 можна використовувати для знаходження параметрів позитивної фази вибухової хвилі, перелічених у таблиці 2 для бічного тиску.

Табл. 2 Параметри вибухового навантаження (тильна стіна)
Table. 2 Blast loading parameter (rear wall)

Параметри вибухового навантаження	Відповідно рисунку 7 [25]	Розрахункове значення
бічний піковий тиск (+)	$P_{so} = 4{,}60$ *фунт/кв.дюйм*	-
бічний імпульс (+)	$I_{so} = 5.54W^{1/3}$	$I_{so} = 44.0$ *фунт/ кв.дюйм*мс*
час наближення вибухової хвилі	$t_a = 8.32W^{1/3}$	$t_a = 66.0$ *мс*
тривалість експоненційного навантаження (+)	$t_d = 3.11W^{1/3}$	$t_d = 24.7$ *мс*
швидкість фронту ударної хвилі	$U = 1{,}26$ *фут/мс*	-

Еквівалентну тривалість t_e для тильної стіни можна розрахувати за допомогою відповідних змінних, згаданих вище.

$t_{e,so} = 2I_{so} / P_{so} = 2(44{,}0$ *фунт/кв.дюйм мс)* $/ 4{,}60$ *фунт/кв.дюйм* $= 19{,}1$ *мс*

Оскільки висота тильної стіни становить *15 футів* над рівнем землі, на якому відбувається вибух, миттєвого підвищення тиску не відбувається. Замість цього для розрахунку часу досягнення пікового тиску t_2 використовується швидкість вибухової хвилі, висота задньої стінки та час прибуття вибухової хвилі.

$t_2 = L_1 / U + t_a = 15{,}0$ *фути* $/ 1{,}26$ *фути/мс* $+ 66{,}0$ *мс* $= 77{,}9$ *мс*

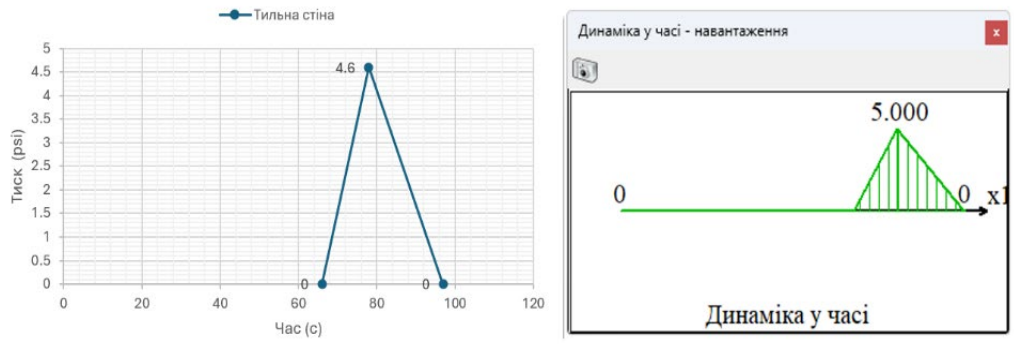


Рис.10. Графік залежності тиску від часу для тильної стіни
Fig. 10. Graph for dependence of pressure on time for rear wall

Тепер ми можемо знайти час закінчення вибухового навантаження t_f.

$$t_f = t_2 + t_{e,so} = 77{,}9\ мс + 19{,}1\ мс = 97{,}0\ мс$$

Якщо об'єднати всі змінні, розраховані вище для тильної стіни, то графік тиск-час для цього розрізу будівлі буде завершено.

Підсумок розрахунку навантаження від повітряної ударної хвилі.

Навантаження на фасадні, бічні, тильні стіни та покриття можуть бути співставлені таким чином, щоб відобразити залежність загального тиску від часу та показати, як дія повітряної ударної хвиля вплине на різні частини конструкції з плином часу (рис. 11).

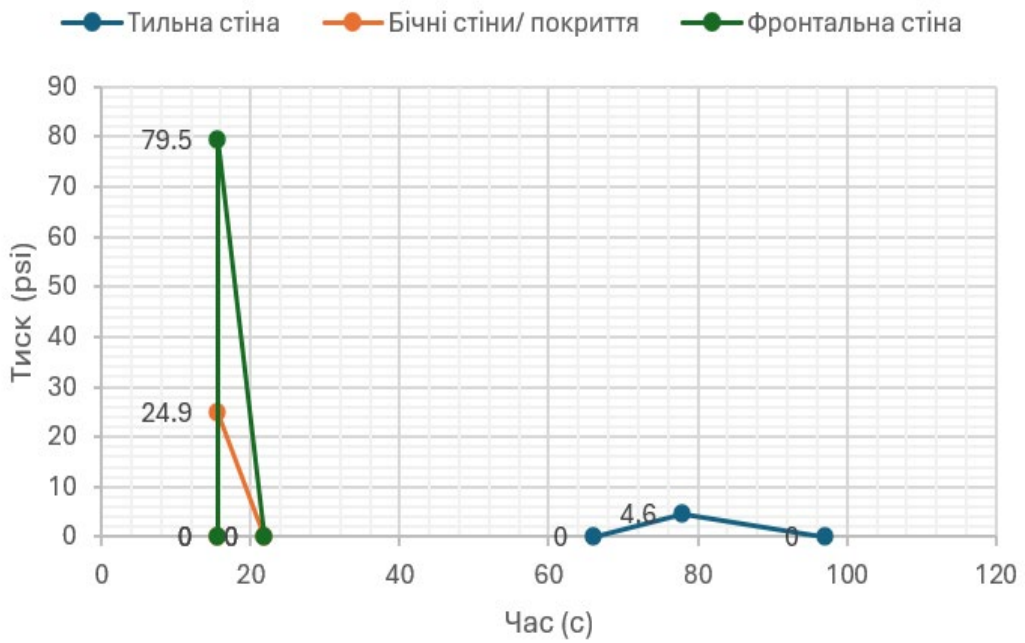


Рис. 11 Комбінований графік залежності тиску від часу
Fig. 11. Combined graph for dependence of pressure on time

Цю інформацію можна задати в ЛІРА-FEM (ЛІРА-САПР) в додатковому модулі "Динаміка у часі". Ваги мас отримані за допомогою перетворень зі статичних навантажень.

Динамічне навантаження, яке діє на конструкцію, можна задати за допомогою задання загального закону зміни динаміч-ного навантаження протягом часу. Для цього прикладемо статичне рівномірно розподілене по площі навантаження

нормально до поверхні фронтальної, бічних і тильної стін, а також покриття, і перетворимо його на динамічне.

Для перетворення дії ударної хвилі в динамічне навантаження задаються відповідні графіки зміни тиску в часі (рис. 12-14). Величини навантаження з цього графіка будуть автоматично множитися на число яке задається як інтенсивність статичного навантаження, в нашому випадку - на 1 psi (фунт/дюйм²).

Результати динамічного розрахунку показують, що максимальні переміщення каркасу будівлі складають *1,5 см* вздовж осі X та *0,5 см* вздовж осі Y, що є менше за максимальне горизонтальне відхилення, яке дорівнює *H/25* [11] (*18,28 см*).

ISSN 2522-4182

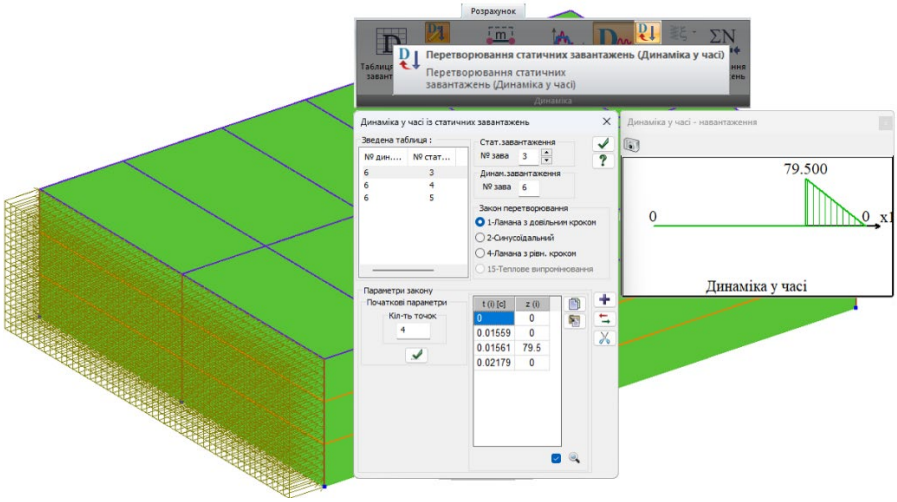


Рис. 12. Перетворення статичного завантажень 3 в динамічне завантаження 6
Fig. 12.. Converting a static load case 3 to a dynamic load case 6

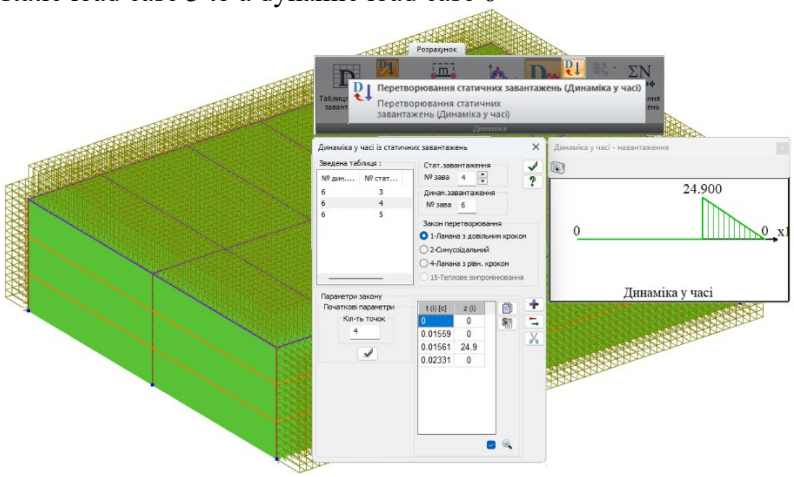


Рис. 13. Перетворення статичного завантажень 4 в динамічне завантаження 6
Fig. 13. Converting a static load case 4 to a dynamic load case 6

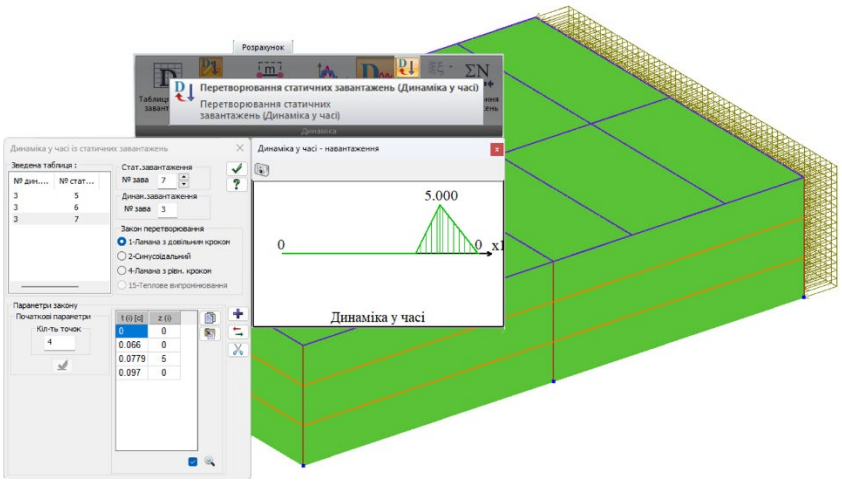


Рис. 14. Перетворення статичного завантажень 5 в динамічне завантаження 6
Fig. 14. Converting a static load case 5 to a dynamic load case 6

Однак найбільші переміщення спостерігаються в огороджувальних конструкціях, де вони досягають 4 метрів, що свідчить про їхню можливу руйнацію.

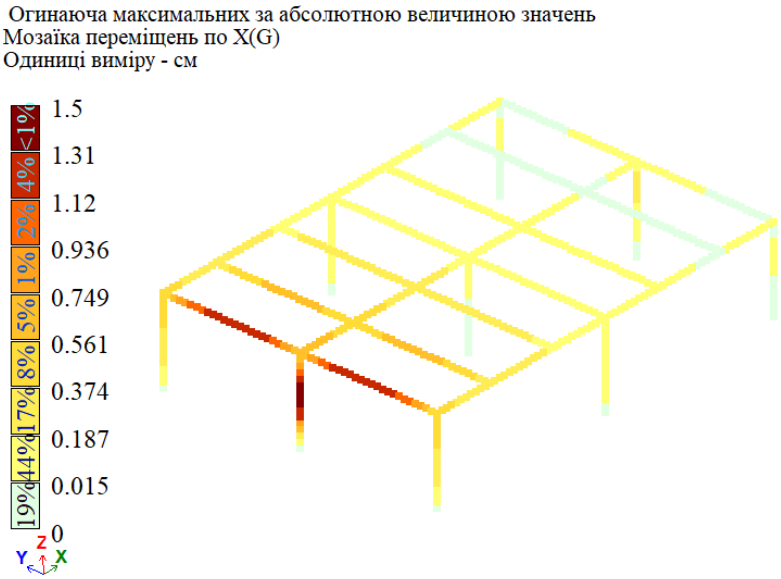


Рис. 15. Мозаїка переміщень вздовж осі X, м
Fig. 15. Mosaic plot of displacements along the X-axis, m

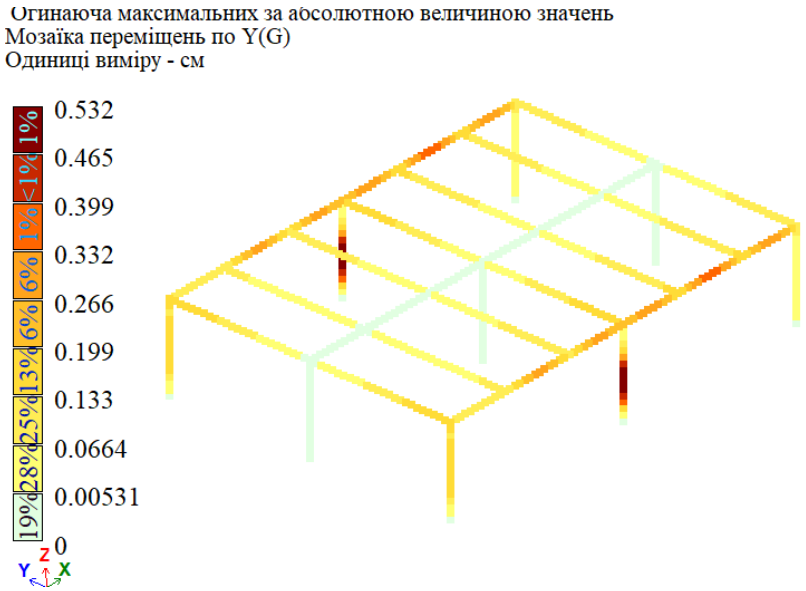


Рис. 16. Мозаїка переміщень вздовж осі Y, м
Fig. 16. Mosaic plot of displacements along the Y-axis, m

Висновок. Таким чином, використовуючи спрощений графік зміни тиску вибуху в часі та метод прямого динамічного інтегрування, можливо здійснити розрахунок впливу повітряної ударної хвилі на конструкцію за допомогою методу скінченних елементів. Це дозволяє враховувати фізичну та геометричну нелінійність, демпфування, різні варіанти конструкцій та інші можливості програмного комплексу ЛІРА-САПР. Цей аналіз допомагає в оцінці ризиків при проектуванні захисних структур, СПП, розробці проектних рішень та проведенні досліджень у сфері вибухобезпеки.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Левчук К. О., Романюк Р. Я., Толок А. О.** Цивільний захист: *навч. посіб. / К. О. Левчук, Р. Я. Романюк, А. О. Толок — «ДДТУ», 2016 — 325 с.*
2. **Євдін О. М., Могильниченко В. В., Скидан М. А.** Захист населення і територій від надзвичайних ситуацій. *Т. 1. "Техногенна та*

природна небезпека" / О. М. Євдін, В. В. Могильниченко, М. А. Скидан [та ін.]. — К. : КІМ, 2007. — 636 с.

3. **ДБН В.1.1-7:2016.** Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – *Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 39с.*
4. **ДБН В.2.2-5:2023.** Захисні споруди цивільного захисту – *[Введений у дію з 01-11-2023].– К.: Мінрегіон України, 2023. – 112 с.*
5. **European Standard EN 1991-1-7** (Єврокод 1 "Дія на конструкції. Частина 1-7: Зовнішні впливи. Вибухи")
6. **American Society of Civil Engineers (ASCE): ASCE/SEI 59-11** "Blast Protection of Buildings".
7. **Барабаш М. С.** Комп'ютерне моделювання процесів життєвого циклу об'єктів будівництва: Монографія. – *К.: Вид-во «Сталь, 2014. – 301 с.*
8. **Barabash M.S., Kostyra N.O., Pysarevskiy B.Y.** Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads *// IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. № 708. URL: https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/708/1/012044*
9. **Барабаш М.С., Костира Н.О., Томашевський А.В.** Визначення напружено-деформованого стану та міцності пошкоджених несучих конструкцій інструментами ПК «ЛІРА-САПР» *// Український журнал будівництва та архітектури. 2022. № 1(007). С. 7-14. URL: https://doi.org/10.30838/J.PSACEA.2312.220222.7.827*
10. **Максименко В.П., Барабаш М.С., Писаревський Б.Ю.** Методика оцінки напружено-деформованого стану конструкцій будівлі на основі методу підсистем // Науково техн. журнал «Будівельне виробництво». 2021. № 71. 7.
11. **Barabash M., Pisarevskyi B., Bashinsky Ya**. Material damping in dynamic analysis of structures (with LIRA-SAPR program). *// Civil and Environmental Engineering, 2020. № 16 (1). P. 63-70*
12. **Пікуль А.В., Барабаш М.С.** Проблеми моделювання динамічних впливів. Реалізація в ПК ЛІРА-САПР *// Збірка тез доповідей міжнародної науково-технічної конференції, присвяченої 90-річчю з дня народження професора В.К. Єгупова "Проблеми теорії і практики сейсмостійкого будівництва" - Одеса: ОДАБА, 2016. – 124 с.*
13. **Барабаш М.С., Гензерський Ю.В., Піса-ревський Б.Ю.** Чисельне моделювання динамічних впливів у ПК ЛІРА-САПР *// Сучасні методи і проблемно орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій. Їх застосування у проектуванні і навчальному процесі: тези доп. 3-ї міжн. наук.-практ. конференції. Київ, 2019. С. 6 – 9.*
14. **Максименко, В., Барабаш, М., Костира, Н., Бармен, І.** Моделювання динамічних навантажень вибухового типу в задачах дослідження міцності будівельних конструкцій з використанням ПК ЛІРА-САПР (2024). *// Наука та будівництво, 38(4). https://doi.org/10.33644/2313-6679-4-2023-3*
15. **Ромашкіна М. А.** Чисельне дослідження напружено-деформованого стану цегляної житлової будівлі при запроектному впливі (вибух побутового газу всередині приміщення) */ М. А. Ромашкіна / / Будівництво, матеріалознавство, машинобудування / / Зб. наук. праць – Д.: ГВУЗ ПГАСА, 2015. – С. 28-37.*
16. **Ромашкіна М. А.** Визначення ймовірності вибуху газоповітряної суміші в газифікованій квартирі / *М.А. Ромашкіна/ / Науково-технічний збірник: Проблеми розвитку міського середовища. – К.:НАУ, 2026 - №2 (16) – С.157-167.*
17. **Koliakova, V., Dumych, A., & Sumak, A. (2024, January).** Stress-strain state of shelter structures under the action of air shock wave. *In Sworld-Us Conference proceedings (No. usc22-01, pp. 49-56).*
18. **Шимановський О. В.** Особливості вибухових навантажень та практичні прийоми захисту будівель від вибуху */ О. В. Шимановський // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2019. – № 4. – С. 28–32.*
19. **Шимановський О. В.** Особливості убезпечення будівель та інженерних споруд при терористичних нападах */ О. В. Шимановський // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2018. – № 4. – С. 2–11*
20. **U.S. Department of the Army, the Navy and Air Force.** The Design of Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions-Technical Manual (TM 5-1300); *U.S. Department of the Army: Washington, DC, USA, 1990.*
21. **U.S. Department of Defense (DOD).** Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions (UFC 3-340-02)*; DOD: Washington, DC, USA, 2008*

22. **Cormie, D.; Mays, G.; Smith, P.D.** Blast Effects on Buildings, *2nd ed.; Thomas Telford: London, UK, 2009.*
23. **Baker, W.E.; Cox, P.A.; Westine, P.S.; Kulesz, J.J.; Strehlow, R.A.** *Explosion Hazards and Evaluation; Elsevier Scientific: New York, NY,*
USA, 1983
24. **Newmark, N.M.; Hansen, R.J.** Design of blast resistant structures. *Shock. Vib. Handb. 1961, 3, 04014007.*
25. **USA Department of Defense (DoD), unified facilities criteria (UFC) 3-340-02:** Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, 2008

REFERENCES

1. **Levchuk K. O., Romaniuk R. Ya., Tolok A. O.** Tsyvilnyi zakhyst: navch. posib. */ K. O. Levchuk, R. Ya. Romaniuk, A. O. Tolok — «DDTU», 2016 — 325 s.*
2. **Yevdin O. M., Mohylnychenko V. V., Skydan M. A.** Zakhyst naselennia i terytorii vid nadzvychainykh sytuatsii. T. 1. "Tekhnohenna ta pryrodna nebezpeka" */ O. M. Yevdin, V. V. Mohylnychenko, M. A. Skydan [ta in.]. — K. : KIM, 2007. — 636 s.*
3. **DBN V.1.1-7:2016.** Pozhezhna bezpeka obiektiv budivnytstva. Zahalni vymohy. – *Kyiv: Ministerstvo rehionalnoho rozvytku, budivnytstva ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, 2017. – 39s.*
4. **DBN V.2.2-5:2023.** Zakhysni sporudy tsyvilnoho zakhystu – *[Vvedenyi u diiu z 01-11-2023].– K.: Minrehion Ukrainy, 2023. – 112 s.*
5. **European Standard EN 1991-1-7** (Ievrokod 1 "Diia na konstruktsii. Chastyna 1-7: Zovnishni vplyvy. Vybukhy")
6. **American Society of Civil Engineers (ASCE):** ASCE/SEI 59-11 "Blast Protection of Buildings".
7. **Barabash M. S.** Kompiuterne modeliuvannia protsesiv zhyttievoho tsyklu obiektiv budivnytstva: Monohrafiia. – *K.: Vyd-vo «Stal, 2014. – 301 s.*
8. **Barabash M.S., Kostyra N.O., Pysarevskiy B.Y.** Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads *// IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. № 708. URL: https://iopscience.iop.org/article/10.1088/ 1757-899X/708/1/012044*
9. **Barabash M.S., Kostyra N.O., Tomashevskyi A.V.** Vyznachennia napruzheno-deformovanoho stanu ta mitsnosti poshkodzhenykh nesuchykh konstruktsii instrumentamy PK «LIRA-SAPR» *// Ukrainskyi zhurnal budivnytstva ta arkhitektury. 2022. № 1(007). S. 7-14.*
10. **Maksymenko V.P., Barabash M.S., Pysarevskyi B.Iu.** Metodyka otsinky napruzheno-deformovanoho stanu konstruktsii budivli na osnovi metodu pidsystem *// Naukovo tekhn. zhurnal «Budivelne vyrobnytstvo». 2021. № 71. 7.*
11. **Barabash M., Pisarevskyi B., Bashinsky Ya.** Material damping in dynamic analysis of structures (with LIRA-SAPR program). *// Civil and Environmental Engineering, 2020. № 16 (1). P. 63-70*
12. **Pikul A.V., Barabash M.S.** Problemy modeliuvannia dynamichnykh vplyviv. Realizatsiia v PK LIRA-SAPR *// Zbirka tez dopovidei mizhnarodnoi naukovo-tekhnichnoi konferentsii, prysviachenoi 90-richchiu z dnia narodzhennia profesora V.K. Yehupova "Problemy teorii i praktyky seismostiikoho budivnytstva" - Odesa: ODABA, 2016. – 124 s.*
13. **Barabash M.S., Henzerskyi Yu.V., Pisarevskyi B.Iu.** Chyselne modeliuvannia dynamichnykh vplyviv u PK LIRA-SAPR *// Suchasni metody i problemno oriientovani kompleksy rozrakhunku konstruktsii. Yikh zastosuvannia u proektuvanni i navchalnomu protsesi: tezy dop. 3-yi mizhn. nauk.-prakt. konferentsii. Kyiv, 2019. S. 6 – 9.*
14. **Maksymenko, V., Barabash, M., Kostyra, N., Barmen, I.** Modeliuvannia dynamichnykh navantazhen vybukhovoho typu v zadachakh doslidzhennia mitsnosti budivelnykh konstruktsii z vykorystanniam PK LIRA-SAPR (2024). *// Nauka ta budivnytstvo, 38(4). https://doi.org/10.33644/2313-6679-4-2023-3*
15. **Romashkina M. A.** Chyselne doslidzhennia napruzheno-deformovanoho stanu tsehlianoi zhytlovoi budivli pry zaproektnomu vplyvi (vybukh pobutovoho hazu vseredyni prymishchennia) */ M. A. Romashkina / / Budivnytstvo, materialoznavstvo, mashynobuduvannia / / Zb. nauk. prats – D.: HVUZ PHASA, 2015. – S. 28-37.*
16. **Romashkina M. A.** Vyznachennia ymovirnosti vybukhu hazopovitrianoi sumishi v hazyfikovanii kvartyri */ M.A. Romashkina/ / Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk: Problemy rozvytku miskoho seredovyshcha. – K.:NAU, 2026 - №2 (16) – S.157-167.*
17. **Koliakova, V., Dumych, A., & Sumak, A. (2024, January).** Stress-strain state of shelter structures under the action of air shock wave. *In*

Sworld-Us Conference proceedings (No. usc22-01, pp. 49-56).

18. **Shymanovskyi O. V.** Osoblyvosti vybukhovykh navantazhen ta praktychni pryiomy zakhystu budivel vid vybukhu / O. V. Shymanovskyi // *Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy. – 2019. – № 4. – S. 28–32.*

19. **Shymanovskyi O. V.** Osoblyvosti ubezpechennia budivel ta inzhenernykh sporud pry terorystychnykh napadakh / *O. V. Shymanovskyi // Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy. – 2018. – № 4. – S. 2–11*

20. **U.S. Department of the Army, the Navy and Air Force.** The Design of Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions-Technical Manual (TM 5-1300); *U.S. Department of the Army: Washington, DC, USA, 1990.*

21. **U.S. Department of Defense (DOD).** Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions (UFC 3-340-02)*; DOD: Washington, DC, USA, 2008.*

22. **Cormie, D.; Mays, G.; Smith, P.D.** Blast Effects on Buildings, *2nd ed.; Thomas Telford: London, UK, 2009.*

23. **Baker, W.E.; Cox, P.A.; Westine, P.S.; Kulesz, J.J.; Strehlow, R.A.** *Explosion Hazards and Evaluation; Elsevier Scientific: New York, NY,*
USA, 1983

24. **Newmark, N.M.; Hansen, R.J.** Design of blast resistant structures. *Shock. Vib. Handb. 1961, 3, 04014007.*

25. **USA Department of Defense (DoD), unified facilities criteria (UFC) 3-340-02:** Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, 2008

ANALYSIS OF THE BUILDING ON THE AIR SHOCK WAVE BY DIRECT DYNAMIC METHOD (WITH LIRA-FEM SOFTWARE)

Maryna ROMASHKINA,
Bohdan PISAREVSKYI,
Olekii ZHURAVLYOV

Calculation of the impact of air shock waves on buildings is extremely important for our country, which is in a state of war. Studying the structural safety and survivability of load-bearing reinforced concrete structures under influence is an important task, especially for critical infrastructure facilities. A blast scenario can be carried out directly in an FEA program as a time history analysis evaluate varying levels of structural damage and to minimize loss of life.

The article is devoted to the features of the calculation of buildings under the influence of air shock waves using the finite element method using the LIRA-FEM software complex. The features of explosive loads, typical shock wave parameters, and the order of analysis for explosive loads are taken into consideration. The primary distinctions between shock or explosion impacts and regular loads are explained. In-depth consideration is given to the problems of determining shock wave parameters and how they affect structures. Also included are the techniques for evaluating structures for explosive impacts.

Using LIRA-FEM software, a preliminary analysis of the explosion resistance of a one-story building with a metal frame and sheet metal wall infill is carried out. It is demonstrated how to define impulse loads from a shock wave to the side walls, roofs, rear walls, and walls facing the explosion. The article describes the peculiarities of the "Time History Analysis" system in the LIRA-FEM program for explosion dynamics problems.

This analysis helps in the assessment of risks in the design of protective structures, development of project solutions and conducting research in the field of explosion safety.

Keywords: emergency explosive impact; survivability; air shock wave; reflection pressure; burst pressure; build-up pressure; streamline pressure; compression zone; rarefaction zone; nonlinear calculation; finite element method; finite element analysis (FEA); LIRA-FEM software.

Стаття надійшла до редакції 15.05.2024

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.14.2024.161-169
УДК 624.016

ОСОБЛИВОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ ДОВЖИНИ ПОЛОЖИСТИХ АРОК З КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ

Денис МИХАЙЛОСЬКИЙ[1] , Ігор СКЛЯРОВ[2], Тетяна СКЛЯРОВА[3]

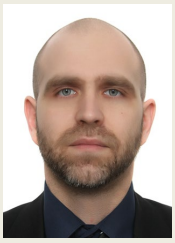
[1, 2, 3] Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0002-7404-4757
skliarov.io@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0002-6150-5518
skliarova.ts@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0001-9162-3999

Анотація. Питання втрати стійкості арочних конструкцій є дуже важливим у інженерній практиці та проектуванні. Особливо це питання є ключовимм з точки зору надійності і безпеки та економічних збитків, так як зазвичай конструкції даного типу використовуються в будівлях з класом наслідків не нижче СС2 [1].

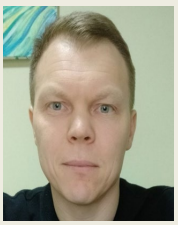
Арки з клеєної деревини є великопрольотними стиснуто-зігнутими елементами, в яких втрата стійкості відіграє основну роль при визначенні габаритів поперечного перерізу. На відміну від балок – арка має в рази більше співвідношення між довжиною елемента та його поперечним перерізом, що в свою чергу підвищує ризик втрати стійкості. Втрата стійкості арки та правильно визначена її розрахункова довжина мають прямий взаємозв'язок. Розрахункова довжина визначається як величина, при якій арка може втратити свою стійкість під дією зовнішніх навантажень. Основні аспекти цього взаємозв'язку: величина розрахункової довжини арки; механізми втрати стійкості; залежність від матеріалу і форми; точність інженерних розрахунків.

Слід зауважити що рекомендації по визначенню розрахункової довжини арки містяться виключно в методичній літературі та недіючих нормативних документах, таких як [2,3]. В останньому діючому на сьогодні нормативному документі [4] це питання вирішене шляхом перевірки міцності та стійкості елемента, без обмеження гнучкості. Так як гнучкість елемента залежить від його розрахункової довжини, то питання визначення даного параметра залишається відкритим та покладається безпосередньо на інженера-проектувальника, а точніше – на його досвід та компетентність. Дане питання є дуже актуальним, враховуючи що незначна помилка при визначенні розрахункової довжини суттєво впливає на результати перевірки стиснуто-зігнутих елементів.

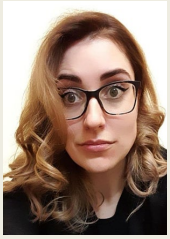
В результаті проведеної роботи проаналізовано визначення розрахункових дов- жин положистих арок з різною формою та типом навантаження за двома методами розрахунку:
аналітичними формулами та методом скінченних елементів за допомогою ПК ЛІРА-САПР [5,6]. На основі розрахунків надано рекомендації по визначенню розрахункових довжин арок з клеєної деревини.



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



Ігор СКЛЯРОВ
доцент кафедри металевих і дерев'яних конструкцій
к.т.н., доцент



Тетяна СКЛЯРОВА
асистент кафедри металевих і дерев'яних конструкцій

© Д.МИХАЙЛОВСЬКИЙ, І. СКЛЯРОВ, Т. СКЛЯРОВА, 2024

Ключові слова. Розрахункова довжина; гнучкість арок; втрата стійкості; положисті арки; клеєна деревина.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Втрата стійкості арок - це складний механічний процес, який виникає під дією зовнішніх навантажень, що призводить до раптової і значної зміни форми арки. Цей процес пов'язаний з критичним станом напружено-деформованого стану матеріалу та конструкції арки. [7,8] Розглянемо детальніше механізм втрати стійкості:

Етап 1. Пряме навантаження. Арка піддається навантаженню, що спричиняє виникнення початкових напружень і деформацій.

Етап 2. Прогресування деформацій. При досягненні певної критичної величини навантаження напружено-деформований стан арки досягає граничних значень, де матеріал починає втрачати свою пружність.

Етап 3. Початок нестабільності. Після досягнення критичного навантаження арка втрачає свою початкову форму і переходить до нової форми, яка може бути значно деформованою від заданої геометрії. Цей процес супроводжується різким збільшенням деформацій при невеликому збільшенні навантаження.

Етап 4. Повна втрата стійкості. Арка зазнає неповоротних відхилень від геометричної осі, що може призвести до руйнування конструкції вцілому.

Втрата стійкості арки може відбуватися внаслідок різних критичних факторів, таких як:

- властивості матеріалу та фізико-механічні характеристики матеріалу.
- геометричні параметри: габарити поперечного перерізу, радіус кривизни, довжина арки.
- тип і величина навантаження: нерівномірно-розподілене, точкові навантаження, навантаження з ексцентриситетом.

Розрахунок стійкості прямо залежить від правильного визначення розрахункової довжини арок, що в свою чергу вимагає комплексного підходу, який об'єднує знання про матеріали, їх механічні властивості, геометрію конструкції і методи розрахунку.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В останньому радянському СНиП II-25-80 [3] присутні вказівки, щодо визначення розрахункової довжини арок залежно від умов закріплення та типу навантаження. Варіативність по визначенню коефіцієнта розрахункової довжини вказане лише для двошарнірних арок з кососиметричним навантаженням, а для решти – фіксоване значення.

В діючому на сьогодні нормативному документі [4] це питання вирішене шляхом перевірки міцності та стійкості елемента, без обмеження гнучкості. Так як гнучкість елемента залежить від його розрахункової довжини, то питання визначення даного параметра залишається відкритим.

В європейському нормативному документі EN 1995-1-1:2008 (ДСТУ–Н Б EN 1995-1-1:2010) [9] , основні положення якого майже без змін прийняті в ДБН В.2.6 – 161:2017 “Конструкції будинків і споруд. Дерев’яні конструкції” [4], така інформація теж не наводиться.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Перевірку міцності та стійкості арок слід виконувати за формулою [4]:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,o,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \le 1, \qquad (1)$$

Так як при $\lambda rel,z>0.3$

$k_{c,y}$ – коефіцієнт повздовжнього згину;

$\lambda_{rel,z}$ – приведена гнучкість.

Де приведена гнучкість визначається за формулою:

$$\lambda_{rel,y(z)} = \frac{\lambda_{y(z)}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \qquad (2)$$

де $\lambda_{y(z)}$ - дійсна гнучкість визначається за формулою:

$$\lambda_{y(z)} = \frac{l_{ef}}{i}, \qquad (3)$$

де l_{ef} - розрахункова довжина арки.

Арки слід розраховувати на міцність відповідно до вказівок [2] і на стійкість у площині кривизни, причому розрахункову довжину елементів l_0 слід приймати:

- для двошарнірних арок при симетричному навантаженні $l_0 = 0{,}35\ S$;
- для тришарнірних арок при симетричному навантаженні $l_0 = 0{,}58\ S$;

$$l_{ef} = \frac{\pi \cdot S}{2\sqrt{\pi^2 - (\frac{\varphi}{2})^2}} \qquad (4)$$

де φ- центральний кут пів арки (рад);

S - повна довжина дуги арки.

- для двошарнірних і тришарнірних арок при кососиметричному навантаженні - за формулою (4)
- при розрахунку тришарнірних арок на несиметричне навантаження розрахункову довжину допускається приймати рівною $l_0 = 0{,}58\ S$;

Для можливості дослідження розрахункових довжин методом скінченних елементів (МСЕ) було обрано певний діапазон розрахункових моделей арок. Арки, що моделювалась обрані декількох типів з різним варіантом навантаження. Типи арок що використані в дослідженні - положисті двошарнірні та положисті тришарнірні зі стрілою підйому від f =1/4 до f =1/7. Навантаження на всі типи арок було прийнято в двох варіантах, а саме – симетричне та кососиметричне навантаження. Кососиметричне навантаження моделює варіант прикладення снігового навантаження до склепінчастих покриттів по типу «двох трикутників» де на ліву частину припадє 100% навантаження, а на праву – 50%.

Задачі були реалізовані в програмному комплексі Lira SAPR 2019 з використанням аналізу МСЕ в плоскій постановці стержневими СЕ.

Для лінійного розрахунку було використано скінченний елемент №10, типу – універсальний просторовий стержневий СЕ. Арки розбивались на 40 СЕ. Опори – шарнірні.

Скінченому елементу були надані властивості з наступними характеристиками: модуль пружності - E = 12000 МПа, густина - γ= 450 кг/м^3, розміри поперечного перерізу змінювалися залежно від величини прольоту арки.

Реалізований варіант розрахунку на загальну стійкість в площині арки передбачає, що розподіл поздовжніх сил N в елементах схеми вже відомий і потрібно знайти значення числового параметра λ_0 таке, що при поздовжніх силах ($\lambda_0 \times N_0$) відбувається втрата стійкості. Було реалізовано розрахунок стійкості з врахуванням згинально-крутильних форм, коли враховуються всі зусилля. Розрахунок реалізується в пружній стадії. Значення зусиль в елементах схеми вже обчислені за допомогою лінійного процесору [5]. Під час виконання розрахунку на стійкість вважається, що ці значення виражені через критичний параметр навантаження:

$$P_{crit} = \lambda_i \cdot P_i$$
$$N_{crit,j} = \lambda_i \cdot N_{ij} \qquad (5)$$

де

i – номер завантаження;

j – номер елемента в схемі;

Pi – сумарне навантаження в і-тому завантаженні;

$Pcrit$ – критичне навантаження в і-тому завантаженні;

Nij – поздовжнє зусилля чи напруження в j-тому елементі в і-тому завантаженні;

$Ncrit,j$ – критичне поздовжнє зусилля в j-тому елементі в і-тому завантаженні;

λi – параметр навантаження (коефіцієнт запасу стійкості).

В процесі розрахунку для кожного навантаження, були визначені декілька форм втрати стійкості і відповідні їм коефіцієнти запасу.

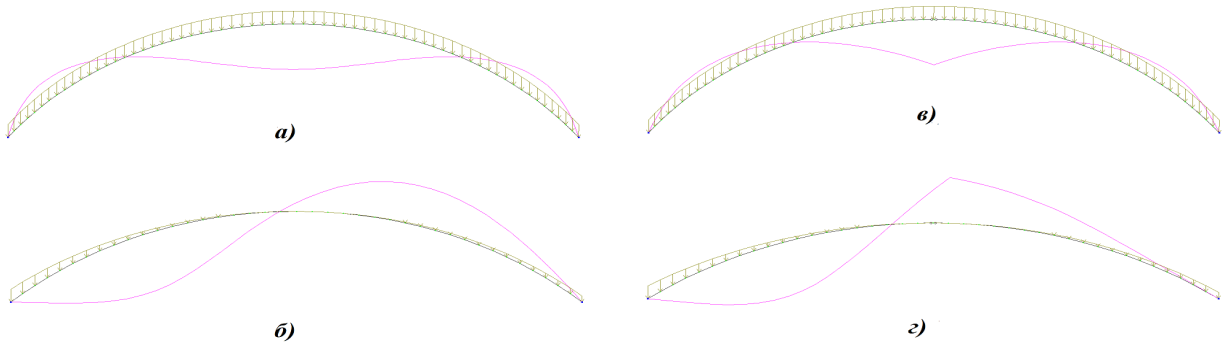


Рис.1. Форми втрати стійкості арок:
а – двошарнірна з симетричним навантаженням; *б* – двошарнірна з кососиметричним навантаженням;
в – тришарнірна з симетричним навантаженням; г – тришарнірна з кососиметричним навантаженням;

Fig.1. Forms of loss of arch stability:
a – double-hinged with symmetrical load;
b – double-hinged with asymmetric load;
c – three-hingedwith symmetrical load; *d* – three-hinged with asymmetric load;

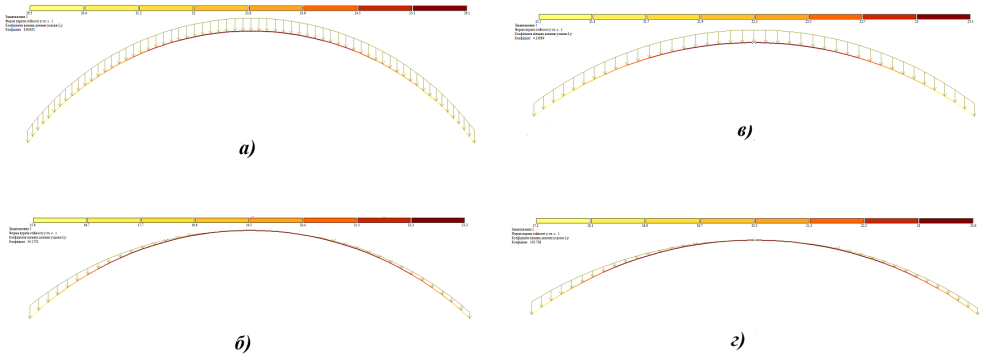


Рис.2. Результати визначення вільних довжин МСЕ:
а – двошарнірна з симетричним навантаженням;
б – двошарнірна з кососиметричним навантаженням;
в – тришарнірна з симетричним навантаженням;
г – тришарнірна з кососиметричним навантаженням;

Fig.2. Results of determination of free lengths by the finite element method:
a – double-hinged with symmetrical load;
b – double-hinged with asymmetric load;
c – three-hingedwith symmetrical load;
d – three-hinged with asymmetric load;

Так як вільні довжини стержнів при загальній втраті стійкості визначаються згідно з їхніми довжинами в розрахунковій схемі, то результати отримані в ПК Lira SAPR 2019 домножені на довжини СЕ кожної схеми. Результати розрахунку по визначенню коефіцієнта μ для визначення розрахункової довжини приведемо у вигляді таблиці та графіків.

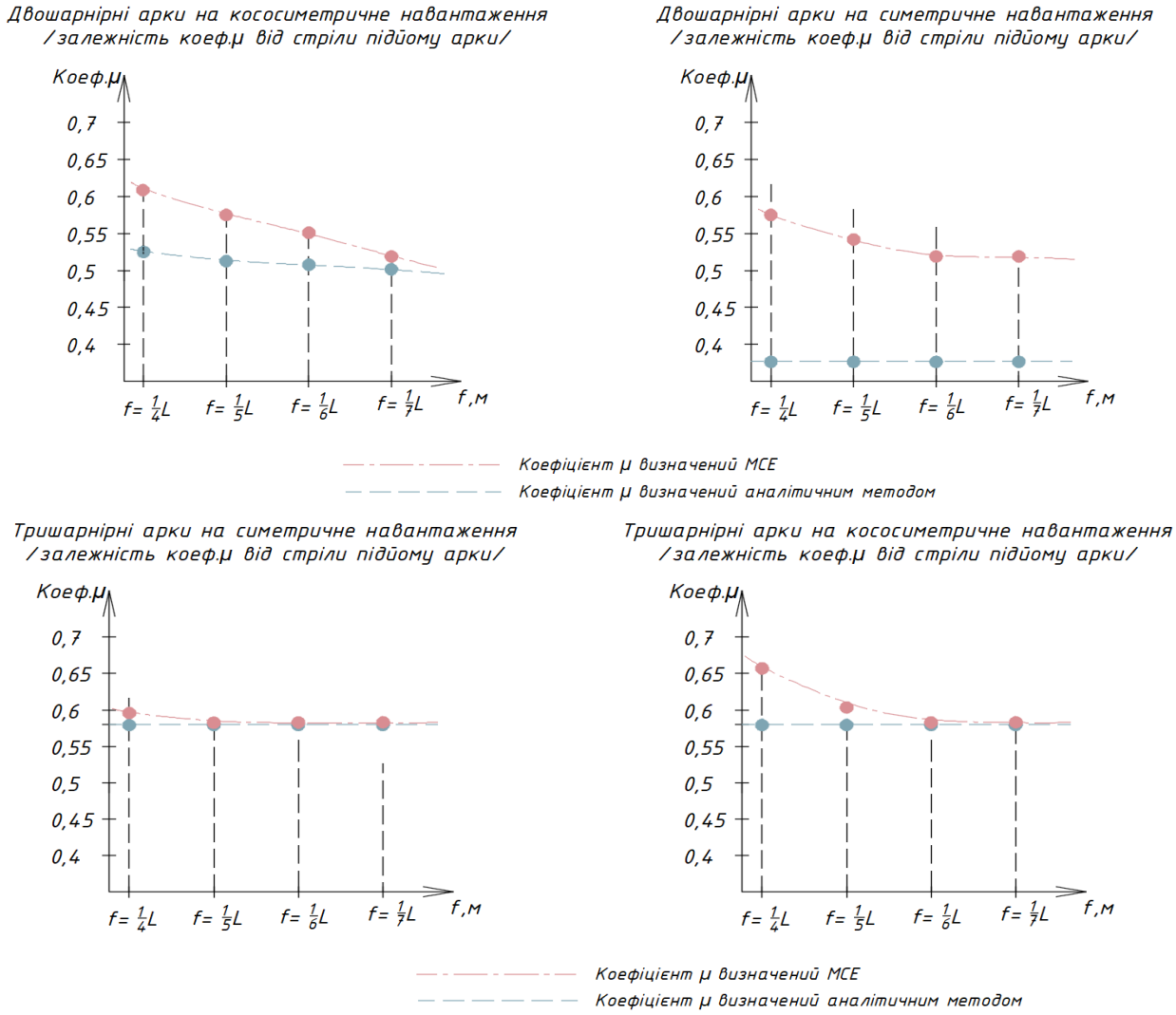


Рис.3. Графік залежості коефіцієнта μ від стріли підйому арок за 2-ма методами розрахунку
Fig.3. Graph of the dependence of the coefficient μ on the arch lifting boom by two calculation methods

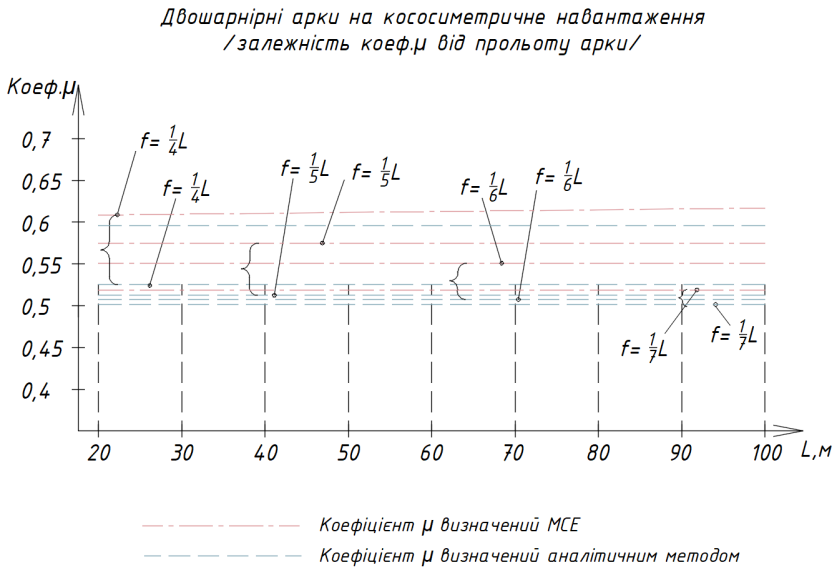


Рис.4. Графік залежості коефіцієнта μ від довжини прольоту арок
Fig.4. Graph of the dependence of the coefficient μ on the span length of the arches

Табл. 1. Коефіцієнт μ залежно від виду навантаження

Коефіцієнт μ залежно від виду навантаження та методу розрахунку				
Тип арки/стріла підйому	Симетричне навантаження		Кососиметричне навантаження	
	Аналітичний	МСЕ	Аналітичний	МСЕ
Двошарнірна				
f=1/4	0,35	0,57	0,52	0,63
f=1/5	0,35	0,54	0,52	0,58
f=1/6	0,35	0,52	0,51	0,55
f=1/7	0,35	0,52	0,51	0,54
Тришарнірна				
f=1/4	0,58	0,59	0,58	0,66
f=1/5	0,58	0,58	0,58	0,61
f=1/6	0,58	0,58	0,58	0,59
f=1/7	0,58	0,58	0,58	0,59

Табл. 2. Різниця у % між коефіцієнтами μ за різними методами розрахунку

Різниця у % між коефіцієнтами μ за різними методами розрахунку				
Тип арки/стріла підйому	Симетричне навантаження		Кососиметричне навантаження	
	Аналітичний	МСЕ	Аналітичний	МСЕ
Двошарнірна				
f=1/4	38,06		16,70	
f=1/5	35,18		11,10	
f=1/6	33,30		7,54	
f=1/7	32,72		5,59	
Тришарнірна				
f=1/4	1,71		11,70	
f=1/5	0,78		4,92	
f=1/6	0,43		2,52	
f=1/7	0,54		1,74	

Значення коефіцієнтів μ для визначення розрахункової довжини арок за МСЕ (див. Рис.3 та табл. 1,) наступні значення:

- для положистих двошарнірних арок з симетричним навантаженням –μ = 0,52 … 0,57;
- для положистих двошарнірних арок з кососиметричним навантаженням – μ = 0,54 … 0,63;
- для положистих тришарнірних арок з симетричним навантаженням – μ = 0,58 … 0,59;
- для положистих тришарнірних арок з кососиметричним навантаженням – μ=0,59…0,66;

Різниця у відсотковому співвідношені коефіцієнтів μ для визначення розрахункової довжини арок між за МСЕ та аналітичним методом (див. табл. 2) мають наступні значення:

- для положистих двошарнірних арок з симетричним навантаженням – 32,7…38,06 %
- для положистих двошарнірних арок з кососиметричним навантаженням –5,6 … 16,7%;
- для положистих тришарнірних арок з симетричним навантаженням – 0,54 … 1,71%;
- для положистих тришарнірних арок з кососиметричним навантаженням – 1,74 … 11,7%;

Таким чином, можна зробити висновок що для положистих тришарнірних арок з симетричним навантаженням коефіцієнти за двома способами розрахунку є майже ідентичними. Решта коефіцієнтів відрізняється значно і може впливати на результати розрахунку стійкості.

Розглядаючи залежність коефіцієнта μ від прольоту арок (див. рис.4 та табл. 1, 2) – можна відмітити що довжина не впливає на зміну даного коефіцієнта.

Всі розрахуннкові схеми показали відмінність аналітичного методу визначення коефіцієнта μ від МСЕ в бік зменшення що дає занижені значення розрахункової довжини, та як наслідок – гнучкості.

Додатково на основі виконаних розрахунків було проведено аналіз впливу зміни розрахункової довжини на запас стійкості конструкцій та виявлено що зміна коефіцієнта μ на 10% призводить до аналогічної зміни умови стійкості арки на 15-22%.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В результаті проведених досліджень виявлено ряд вімінностей між визначенням розрахункової довжини арки за 2-ма способами. Для виконання розрахунків стійкості арочних конструкцій інженерам рекомендується уточнювати розрахункову довжину за допомогою МСЕ так як в діючій на сьогоднішній день нормативній літературі відсутні конкретні рекомендації з цього питання.

Враховуючи різницю між коефіцієнтами до 38% можна зробити висновок що правильний підхід до визначення розрахункової довжини є дуже важливим аспектом розрахунку та безпосередньо впливає на міцність та надійність конструкції вцілому.

Збільшення коефіцієнта μ на 10% призводить до аналогічної зміни в більший бік умови втрати стійкості арки на 15-22%. При визначенні розрахункової довжини положистих тришарнірних арок з симетричним навантаженням допускається використання аналітичного методу, в решті ж випадків – рекомендується уточнювати її МСЕ для кожного окремого випадку. Підтвердження або спростування даних розрахунків можливе за рахунок виконання ще одного способу – експериментального.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.1.2-14:2018** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. *Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд.. – Київ, 2022. – 35с.*
2. **ДСТУ-Н Б В.2.6-184:2012** "Конструкції будинків і споруд. Конструкції із цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування" *// - Київ, "Укрархбудінформ" 2013. – 133 с.*
3. **СНиП II-25-80** Деревянные конструкции */ Госстрой СССР- М.: Стройиздат, 1982. - 66 с.*
4. **ДБН В.2.6-161:2017** «Дерев’яні конструкції. Основні положення.» *// - Київ, "Укрархбудінформ" 2017. – 125 с.*
5. **Городецкий Д.А.** Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013. Учебное пособие */ Городецкий Д.А., Барабаш М.С. и др. – К. – М.: Электронное издание, 2013. – 376 с.,*
6. **Городецкий А.С.** Компьютерные модели конструкций */ Городецкий А.С., Евзеров И.Д. – Киев, 2007. – 357 с.*
7. **Найчук А. Я.** Проектирование современных конструкций из клееной древесины на принципах новой концепции */ А. Я. Найчук, В. В. Фурсов, Д. В. Михайловський. – Київ: «Сталь», 2010. – 24 с.*
8. **Попов А.Н.** Численное моделирование напряженно-деформированного состояния

аэродромных покрытий в условиях физической нелиней-ности грунтового основания [Електронний ресурс] / *А.Н. Попов, В.В. Волков, А.А. Хатунцев // Науковедение. – 2013. –* https://naukovedenie.ru/PDF/108tvn513.pdf

9. **EN 1995-1-1:2008 (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)*
10. **Михайловський Д., Склярова Т.** Розрахунок великопрольотних клеєних конструкцій як системи ґрунтова основа-фундамент-наземні споруди *(31 серпня 2021 р.). ScienceRise, 4, 17-23, 2021* https://doi.org/10.21303/2313-8416.2021.002033, https://ssrn.com/abstract=3918996
11. **Михайловський Д.В.** Розрахунок і конструювання арок з клеєної деревини: Методичні П 48 вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи / *Уклад.: Д.В. Михайловський, М.С. Коваленко, Д.М. Матющенко, Т.С. Бабич. – К: КНУБА, 2014 – 124 с.*
12. **Blyberg L.** Timber/Glass adhesively bonded i-beams / *Blyberg L., Serrano E.//Linnaæus University, School of engineering. 2011, pp. 451-456*
13. **Иванов В. А.,** Конструкции из дерева и пластмасс / *В. А. Іванов, В. З. Клименко. – Киев: Вища школа. Головное изд-во, 1983. –279 с.*
14. **Гринь И.М.** Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет */И.М. Гринь, К.Е. Джан-Темиров, В.И. Гринь: Учебное пособие 3-е изд., перераб. и доп. К.: Вища шк., 1990.221 с.*
15. **Ioannidou D.** Evaluating the risks in the construction wood product system through a criticality assessment framework / Ioannidou, D., Pommier, R., Habert, G., & Sonnemann, G. *// Resources, Conservation, and Recycling - 2019– №146, pp. 68–76.*
16. **Кліменко В. З.** Конструкції з дерева і пласт" мас: Підручник / *В. З. Кліменко// — К.: Вища шко" ла, 2000. — 304 с*
17. ***Баженов В. А***. *Будівельна механіка: Навчальний посібник / В. А. Баженов, Г. М. Іванченко, О. В.Шишов, С. О.Пискунов //– К.: Каравела, 2013.*
18. **Клованіч С. Ф.** Метод кінцевих елементів в нелінійних задачах інженерної механіки / *С. Ф. Клованіч. – Запоріжжя: Видавництво Журнала "Світгеотехніки", 2009, – 400 с.*

REFERENCES

1. **DBN V.1.2-14:2018** Systema zabezpechen-nia nadiinosti ta bezpeky budivelnykh obiektiv. *Zahalni pryntsypy zabezpechen-nia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud.. – Kyiv, 2022. – 35s.*
2. **DSTU-N B V.2.6-184:2012** "Konstruktsii budynkiv i sporud. Konstruktsii iz tsilnoi i kleienoi derevyny. Nastanova z proek-tuvannia" *// - Kyiv, "Ukrarkhbudinform" 2013. – 133 s.*
3. **SNyP II-25-80** Dereviannыe konstruk-tsyy / Hosstroi SSSR- M.: *Stroiyzdat, 1982. - 66 s.*
4. **DBN V.2.6-161:2017** «Dereviani kon-struktsii. Osnovni polozhennia.» *// - Kyiv, "Ukrarkhbudinform" 2017. – 125 s.*
5. **Horodetskyi D.A.** Prohrammnыi kom-pleks LYRA-SAPR 2013. *Uchebnoe posobye / Horodetskyi D.A., Barabash M.S. y dr. – K. – M.: Эlektronnoe yzdanye, 2013. – 376 s.*,
6. **Horodetskyi A.S.** Kompiuternыe mode-ly konstruktsyi / *Horodetskyi A.S., Evzerov Y.D. – Kyev, 2007. – 357 s.*
7. **Naichuk A. Ya.** Proektyrovanye sovre-mennыkh konstruktsyi yz kleenoi dreve-synы na pryntsypakh novoi kontseptsyy / *A. Ya. Naichuk, V. V. Fursov, D. V. My-khailovskyi. – Kyiv: «Stal», 2010. – 24 s.*
8. **Popov A.N.** Chyslennoe modelyrovanye napriazhenno-deformyrovannoho sosto-yanyia aэrodromnыkh pokrыtyi v uslovyiakh fyzycheskoi nelynei-nosty hruntovoho osnovanyia [Elektronnyi resurs] / *A.N. Popov, V.V. Volkov, A.A. Khatuntsev // Naukovedenye. – 2013. –*
Rezhym dostupu do resursu: https://naukovedenie.ru/PDF/108tvn513.pdf
9. **EN 1995-1-1:2008** (DSTU–N B EN 1995-1-1:2010) Yevrokod 5. Proektuvan-nia derev`ianykh konstruktsii. Chastyna 1-1. Zahalni pravyla i pravyla dlia spo-rud (EN 1995-1-1:2004, IDT)
10. **Mykhailovskyi D.**, **Skliarova T**. Rozra-khunok velykoprolotnykh kleienykh konstruktsii yak systemy grunto-va osnova-fundament-nazemni sporudy *(31 serpnia 2021 r.). ScienceRise, 4, 17-23, 2021 doi: https://doi.org/10.21303/2313-8416.2021.002033, https://ssrn.com/abstract=3918996*
11. **Mykhailovskyi D.V**. Rozrakhunok i konstruiuvannia arok z kleienoi derevyny: Metodychni P 48 vkazivky do vykonannia rozrakhunkovo-hrafichnoi roboty / *Uklad.: D.V. Mykhailovskyi, M.S. Kovalenko, D.M.*

Matiushchenko, T.S. Babych. – K: KNUBA, 2014 – 124 s.

12. **Blyberg L.** Timber/Glass adhesively bonded i-beams / *Blyberg L., Serrano E.//Linnaæus University, School of engineering. 2011, pp. 451-456*
13. **Yvanov V. A.**, Konstruktsyy yz dereva y plastmass / *V. A. Ivanov, V. Z. Klymenko. – Kyev: Vyshcha shkola. Holovnoe yzd-vo, 1983. –279 s.*
14. **Kaluhyn A.V.** Dereviannые konstruktsyy. *Ucheb. posobye (konspekt lektsyi). M.: Yzdatelstvo ASV, 2003. 224 s.*
15. **Ioannidou D.** Evaluating the risks in the construction wood product system through a criticality assessment framework / *Ioannidou, D., Pommier, R., Habert, G., & Sonnemann, G. // Resources, Conservation, and Recycling - 2019– №146, rr. 68–76.*
16. **Klimenko V. Z.** Konstruktsii z dereva i plast" mas: Pidruchnyk / *V. Z. Klimenko// — K.: Vyshcha shko" la, 2000. — 304 s*
17. **Bazhenov V. A.** Budivelna mekhanika: Navchalnyi posibnyk / *V. A. Bazhenov, H. M. Ivanchenko, O. V.Shyshov, S. O.Pyskunov //– K.: Karavela, 2013.*
18. **Klovanich S. F.** Metod kintsevykh eleme-ntiv v neliniinykh zadachakh inzhenernoi mekhaniky */S. F. Klovanich. – Zaporizhzhia: Vydavnytstvo Zhurnala "Svitheotekhni-ky", 2009, – 400 s.*

FEATURES OF DETERMINING THE ESTIMATED LENGTH OF POSITIVE ARCHES MADE OF LAMINATED WOOD

Denis MYKHAYLOVSKYI,
Ihor SKLIAROV
Tetiana SKLIAROVA

Summary. The issue of loss of stability of arched structures is very important in engineering practice and design. This issue is especially key from the point of view of reliability and safety and economic losses, since structures of this type are usually used in buildings with a consequence class of at least CC2. [1].

Laminated timber arches are long-span compression-bent elements in which the loss of stability plays a major role in determining the cross-sectional dimensions. In contrast to beams, an arch has a much larger ratio between the length of the element and its cross section, which in turn increases the risk of loss of stability. The loss of stability of an arch and its correctly determined design length are directly related. The design length is defined as the value at which an arch can lose its stability under the influence of external loads. The main aspects of this relationship are: the value of the design length of the arch; mechanisms of loss of stability; dependence on the material and shape; accuracy of engineering calculations.

It should be noted that recommendations for determining the design length of an arch are contained exclusively in the methodological literature and outdated regulatory documents, such as [7]. In the latest current regulatory document [8], this issue is resolved by checking the strength and stability of the element, without limiting the flexibility. Since the flexibility of the element depends on its design length, the issue of determining this parameter remains open and relies directly on the design engineer, or rather, on his experience and competence. This issue is very relevant, given that a minor error in determining the design length significantly affects the results of testing compressed-bent elements.

As a result of the work carried out, we analyzed the determination of the design lengths of hollow arches with different shapes and types of loading using two calculation methods: analytical formulas and the finite element method using the LIRA-SAPR-2019 software. Based on the calculations, recommendations for determining the design lengths of arches are given

Keywords. Design length; flexibility of arches; loss of stability; positive arches.

Стаття надійшла до редакції 10.05.2024

Наукове видання

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ. ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 14/2024

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 28.06.2024. Формат 60 х 84 1/8.
Ум. друк, арк. _ Обл.-вид. арк. _
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