

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 10

Київ – КНУБА – 2022

Збірник наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». Випуск 10.
Головний редактор О.Д.Журавський. К.:КНУБА, 2022. 158 с. DOI:10.32347/2522-4182.10.2022

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

Проіндексовано у базі даних Index Copernicus, Google Scholar, CrossRef.

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

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

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

Collection of scientific articles «Building Constructions. Theory and practice». Issue 10.
Chief editor O. Zhuravskiy. K. : KNUCA, 2022. 158 p. DOI:10.32347/2522-4182.10.2022

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 researchers, 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, 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); **Шмуkler В.С.**, д.т.н., професор (Харківський університет міського господарства ім. О.М.Бекетова); **Stemberk Peter** - Ph.D., D.Eng. Чеський технічний університет.

Рекомендовано до видання вченою
радою Київського національного
університету будівництва і архітектури,
протокол №51 від 27.06. 2022 року.

Recommended for publication
by the Academic Council of Kyiv National
University of Construction and Architecture,
Protokol No. 51 of 27.06.2022

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

ЗМІСТ

МИХАЙЛОВСЬКИЙ Денис, КОМАР Микола Аналіз досліджень застосування композитних стрічок для підсилення дерев'яних конструкцій	4
ДЕМЧИНА Богдан, КОЗАК Роман, МАЙХЕР Паула, НЕМЄЦ Януш Визначення фізико-механічних характеристик скла на згин: порівняння значень міцності за різних умов орієнтації дослідного зразка	11
АЗІЗОВ Талят, ЖОЛОБКО Андрій Розрахунок залізобетонних рам з врахуванням тріщиноутворення	24
ГЛАДИШЕВ Геннадій, ГЛАДИШЕВ Дмитро Визначення зони теплового впливу пожежі за результатами обстеження конструкцій перекриття	32
ГЕТУН Галина, БЕЗКЛУБЕНКО Ірина, КОШЕВА Вікторія, КОШЕВА Інна Етапи розвитку бетону та досвід використання залізобетонних конструкцій	42
МИХАЙЛОВСЬКИЙ Денис, СКЛЯРОВА Тетяна Вплив нерівномірних осідань декількох фундаментів арок на напружено-деформований стан всієї будівлі	56
АДАМЕНКО Вячеслав Досвід впровадження віт-технологій в навчальний процес на кафедрі металевих і дерев'яних конструкцій КНУБА	66
КЛІМОВ Юлій, БОЙКО Ігор Міцність стикового контактного зварного з'єднання арматури класу А500С	79
ФЕСЕНКО Олег, КОЛЯКОВА Віра, ДМИТРЕНКО Євген, МОМОТЮК Дарина, Розрахунок на вогнестійкість дерев'яних згинальних конструкцій за методикою ЄВРОКОДУ 5	94
ЦАПКО Юрій, БОНДАРЕНКО Ольга, ЦАПКО Олексій Дослідження окремих аспектів щодо водонепроникнення вогнезахисних тканин для наметів	108
ГОЦ Володимир, ЛАСТІВКА Олесь, ТОМІН Олександр, МЕГЕТЬ Вячеслав Роль силікатних наповнювачів у формування експлуатаційних властивостей порошкових покриттів	117
КРИВЕНКО Павло, ГОЦ Володимир, ГЕЛЕВЕРА Олександр, РОГОЗІНА Наталія Експлуатаційні характеристики шлаколузких декоративних цементів і розчинів	124
СМОРКАЛОВ Дмитро Монолітні залізобетонні конструкції з попередньо напруженими канатами	136
CHYRVA Tatyana, MARTYNOV Viacheslav, KOLIAKOVA Vira, CHYRVA Volodymyr The influence of blasting on buildings and constructions	143
МАКСИМ'ЮК Юрій, КОЗАК Олександр, МАРТИНЮК Іван, БУЧКО Владислав Системи координатних функцій під час розкладання переміщень по поліномах	150
ПОСТЕРНАК Олексій, ПОСТЕРНАК Михайло Вплив невизначеності розрахункової моделі підсиленних згинальних елементів	158

АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАСТОСУВАННЯ КОМПОЗИТНИХ СТІЧОК ДЛЯ ПІДСИЛЕННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ¹, Микола КОМАР²

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

¹mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-7404-4757>

²kolya.komar0519@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-3631-8999>

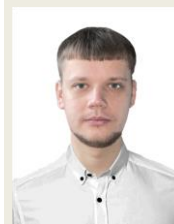
Анотація. В XXI столітті будівельна галузь розвивається шаленими темпами. На конкуренцію великогабаритним конструкціям приходять аналоги з такого ж матеріалу, проте зменшені в перерізах за допомогою підсилення їх композитними матеріалами.

Композитними вважають матеріали з умовно новими експлуатаційними та фізико-механічними властивостями, які створені за рахунок спільної роботи двох або більше компонентів які відрізняються структурою, хімічним складом, фізико-механічними характеристиками. Одними з перших композитних матеріалів вважають залізобетон, який широко застосовувався в кінці XIX століття. На початку XX століття для потреб кораблебудування, авіації, космонавтики тощо, набувають розвитку сучасні композитні матеріали такі, як склопластик, що складався зі штучних неперервних скляних волокон та штучної полімерної матриці винайдені А.К. Буровим і його співробітниками, в 30-х роках минулого сторіччя [1]. За часів Великої Вітчизняної війни пластини з склопластику використовували замість алюмінію в літакобудуванні. В 60-х роках минулого сторіччя у Великобританії були розроблені вуглецеві волокна, а в Сполучених Штатах Америки – борні, що надало поштовх до розвитку нового покоління композитних матеріалів, які мали високий модуль пружності та високу міцність, що дозволило значно збільшити сферу їхнього застосування.

Можна зазначити, що більшість композитних матеріалів добре опираються багатьом хімічним впливам: лугам, кислотам, хлоридам, сульфатам,



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



Микола КОМАР
аспірант кафедри металевих та
дерев'яних конструкцій

там, нітратам та іншим. Всі вони не є небезпечними для здоров'я людини в умовах нормальної експлуатації при використанні індивідуальних засобів захисту при безпосередньому виконанні робіт по підсиленню. Це дозволяє їх використовувати, як в промисловому та сільськогосподарському будівництві де має місце безпосередній вплив зовнішнього середовища на конструкцію підсилену композитними матеріалами, так і в житлових будівлях без шкоди для жителів. Після аналізу створення та використання композитних матеріалів для підсилення конструкцій з різних матеріалів, а також методів їхнього застосування та фізико-механічних властивостей, допущено, що такі матеріали можуть, чудово поєднуватись з конструкціями з цільної та клеєної деревини, дозволяючи збільшити несучу здатність при зменшенні їхнього поперечного перерізу.

Ключові слова. Композитні матеріали; конструкції з клеєної деревини; дерев'яні конструкції; підсилення; композитні полотна; композитні стрічки.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Деревина, як матеріал має давню історію, а спектр її застосування з давніх часів, досить широкий. Від посуду та меблів, до житлових будинків, церков та інших споруд з деревини. В сучасному світі, окрім всього цього, деревину використовують, як конструкційний матеріал в різноманітних елементах. Незважаючи на те, що сама деревина має низку негативних властивостей таких, як: схильність до усушки і розбухання, піддатливість гниттю, неоднорідну волокнисту структуру, що безперечно потребує особливої уваги при будівництві для зменшення причин їхнього прояву, а в окремих випадках і обмеження застосування такої деревини в конструкціях [2]. З деревини виготовляють різного типу погонні деталі, паркет, столярні вироби деревоволокнисті плити та іншу продукцію, а поява клеєної деревини для виготовлення будівельних конструкцій, що застосовуються при зведенні житлових будинків та промислових будівель, взагалі допомогла уникнути значної частини цих недоліків (наявність сучків, косошарості, впливу вологості, неоднорідності).

Конструкції з клеєної деревини (ККД) мають підвищену несучу здатність, вогнестійкість та довговічність з порівняно малою власною вагою, завдяки чому їх можна використовувати для перекриття великих прольотів (до 100 м) без великих навантажень на опори. Крім того, технологія виготовлення ККД дозволяє отримувати криволінійні елементи різної форми, які використовуються, також, для створення різноманітних складних архітектурних форм [3]. Елементи та конструкції з цільної та клеєної деревини ефективні для зведення виробничих, сільськогосподарських споруд, мостів, стадіонів та споруд хімічної промисловості [4].

Проте є певні обмеження застосування ККД, як, наприклад, обмежена будівельна

висота, за якої використання ККД з досить великою висотою поперечного перерізу унеможливується. Тому актуальності набирають дослідження підсилених (армованих) конструкцій з клеєної деревини, для збільшення несучої здатності та жорсткості при зменшенні їхнього поперечного перерізу.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

1. Загальні данні композитних матеріалів.

Розвиток сучасних композитних матеріалів, перш за все, був викликаним потребами кораблебудування, авіації, космонавтики де вони найшли широке застосування. Одним із перших сучасних композитних матеріалів був одно направлений склопластик, що складався зі штучних неперервних скляних волокон та штучної полімерної матриці винайдені А.К. Буровим і його співробітниками, в 30-х роках [1]. За часів Великої Вітчизняної війни пластини з склопластику використовували замість алюмінію в літакобудуванні. В 60-х роках минулого століття у Великобританії були розроблені вуглецеві волокна, а в Сполучених Штатах Америки – борні, що надало поштовх до розвитку нового покоління композитних матеріалів, які мали високий модуль пружності, високу міцність та жорсткість, що дозволило збільшити сферу їхнього застосування.

За часту сам композитний матеріал складається з двох компонентів – неперервна фаза (матриця) та наповнювач. Матриця може бути металева, керамічна, або полімерна. Наповнювач в вигляді волокон або частинок зазвичай виготовлюють з міцних та жорстких матеріалів (вуглецю, скла, арамиду, поліетилену, сталі, бору, карбиду, кремнія тощо). Волокна в матриці можуть бути хаотично розташованими або мати певний напрямок орієнтації (рис.1.).

Композитні матеріали на основі фібри (волокон), які зараз використовують для ремонту та підсилення будівельних конструкцій, виготовляють з продовговуватих мікро волокон замонолічених в затверджуваному полімері, з'єднуючи їх в одне ціле.

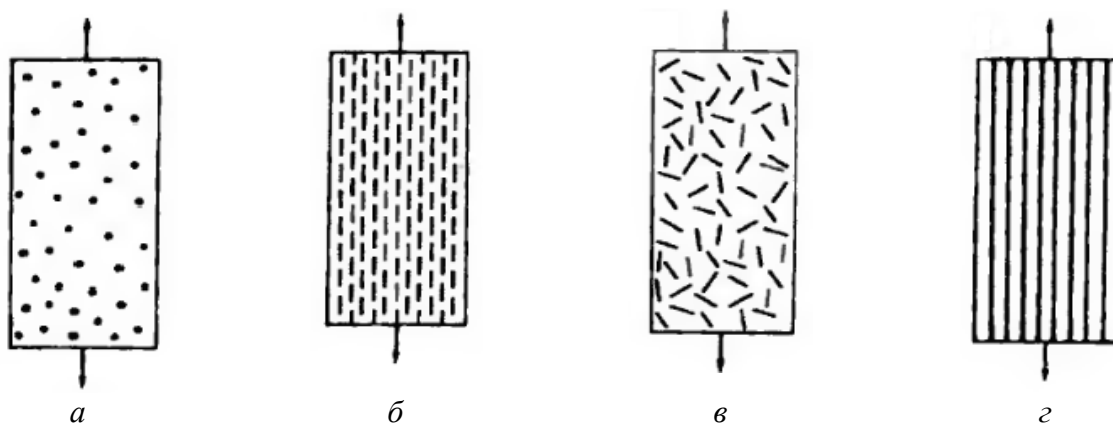


Рис.1. Приклади композитів:

- a* – наповнений випадково розподіленими частинками;
б – одно напрямлені короткі волокна ;
в – випадково орієнтовані короткі волокна;
г – одно напрямлені неперервні волокна [5].

Fig.1. Examples of compositions:

- a* - filled with randomly distributed parts;
b - one-way short fibers;
c - randomly oriented short fibers; *d* - unidirectional continuous fibers [5].

Вуглецеві арамідні та скловолокна є найбільш поширеними типами волокон. В якості затвердженого полімера найчастіше використовують епоксидні та поліакрилонітрильні смоли. Саме в підсилені будівельних конструкцій використовують композитні матеріали з вуглецевими волокнами. Найбільш розповсюджені форми використання для підсилення композиційних матеріалів є полотна різного плетіння та смуги або пластини. Платна представляють собою гнучку тканину з одно або дво- спрямованим розташуванням волокон, які при встановленні на конструкцію занурюються в полімерний клей – матрицю, яка забезпечує

щільне прилягання до конструкції. Смуги або пластини – це виготовлені в заводських умовах вироби з композиційних матеріалів, які приклеюються на завчасно підготовлену поверхню конструкції.

Фізико-механічні властивості композитних матеріалів визначаються типом та кількістю використаних волокон, їхнього розподілу та орієнтації в поперечному перерізі стрічки, а також об'ємним співвідношенням волокон та затвердженого полімера в композиті. В таблицях 1 та 2 наведені типові механічні властивості композитних матеріалів та затверджуваних полімерів відповідно.

Табл. 1. Типові властивості волокон композитних матеріалів

Table 1. Typical properties of fibers of composite materials

Тип фібри	Міцність на розтяг, МПа	Модуль пружності, ГПа	Деформації зусиль, %	Щільність, т/м ³
Вуглець з високою міцністю*	4300 – 4900	230 – 240	1,9 – 2,1	1,8
Вуглець з високим модулем пружності*	2740 – 5490	294 – 329	0,7 – 1,9	1,78 – 1,81
Вуглець з високим модулем пружності**	2600 – 4020	540 – 640	0,4 – 0,8	1,91 – 2,12
Арамід***	3200 – 3600	124 – 130	2,4	1,44
Скло	2400 – 3500	70 – 85	3,5 – 4,7	2,6

*На поліакрилонітрильній матриці

**На матриці з епоксидної смоли

***Арамід може мати таку ж міцність з меншим модулем пружності

Табл. 2. Властивості затверджуючих полімерів
Table 2. Properties of curing polymers

Фізико механічні властивості полімерів	Фірма виробник				
	MBT	SBD	DML composites	Sika	Sumitomo
Міцність на розтяг, МПа	50	17	81	30	29
Міцність при згині, МПа	120	28	–	–	–
Модуль пружності при згині, ГПа	3	5	–	3,8	2,5
Температура скління, °С	55	60, 80	59	53	55

Композитні матеріали на основі вуглецевих, арамідних та скловолокон не мають пластичних зон деформування тому, через можливе їхнє крихке руйнування, розпочали проводити нові дослідження по створенню композитних матеріалів в яких в якості елементу армування виступає нове покоління сталевих волокон [6]. Такі сталеві волокна діаметром до 1 мм складаються із в'язаних сталевих пасм діаметром менше 1 мікрона, затверджувані в епоксидному полімері. В англомовній літературі такий матеріал отримав назву SRP (Steel Reinforced Polymer), з якого виготовляють композитний матеріал в вигляді тканинних полотн товщиною до 5 мм. Лабораторні дослідження цих матеріалів показали, що вони мають міцність на розтяг до 750 МПа, тобто майже в шість раз менше ніж у матеріалів з основою із вуглецевих волокон, а модуль пружності співставний з сталлю.

Проте вагомою перевагою таких матеріалів є пластичність, наявність плавної неспадаючої кривої на заграничній ділянці деформації, та саме головне, при використанні їх з конструкціями із металу та залізобетону, їхні близькі деформації зі сталлю та сталеву арматурою, що забезпечує майже повне використання міцнісних характеристик обох матеріалів.

Вибір типу композиційних матеріалів для підсилення визначається умовами експлуатації та призначення конструкцій що підсилюються. Тип волокон які будуть застосовуватись та їхнє розташування в матеріалі (одно або двох спрямоване) обумовлює міцнісні та деформаційні характеристики полотна композиційних матеріалів.

При двох спрямованому розташуванні зазвичай 70% волокон знаходяться в напрямку в якому передбачається дія основного зовнішнього зусилля, та 30% – в поперечному напрямку. При цьому міцність такого матеріалу в основному напрямку значно знижується. Проте, окрім механічних параметрів композитних матеріалів, безпосередньо потрібних для розрахунку несучої здатності конструкцій, що підсилюються при проектуванні необхідно враховувати доволі багато інших фізичних параметрів, які в подальшому впливають на експлуатацію відремонтованої споруди: стійкість до хімічного впливу та ударного навантаження, довготривала міцність, вогнестійкість та електропровідність, відповідність санітарно-гігієнічних вимог та деякі інші. Такі як:

- Деформативність при стиску;
- Супротив ударним навантаженням;
- Вплив вогню;
- Стійкість до хімічного впливу;
- Електропровідність;
- Реологічні властивості;
- Безпека та санітарія.

2. Застосування композитних стрічок при підсиленні будівельних конструкцій.

Система підсилення конструкцій композитними матеріалами складається з двох важливих складових – сам композитний матеріал та адгезив або клеючий склад. Успішне функціонування такої системи залежить, як від надійності роботи кожної із складових, так і від надійності їхньої спільної роботи. Основним призначенням клеючої складової окрім приклеювання є сприйняття зсувних та відривних зусиль між з'єднувальними поверхнями. Для приклеювання композитного

матеріалу до бетонної та поверхні деревини, найчастіше використовують епоксидні двокомпонентні клеючі склади, здатні схоплюватись при позитивній температурі навколишнього середовища.

Найбільш поширені клеючі склади наведені в табл. 3.

Табл. 3. Клеючі склади, що використовуються світовими фірмами виробниками
Table 3. Adhesive compositions used by global manufacturers

Параметри	Постачальник та торговельна марка				
	Exchem Resifix 31	MBT Mbrace adhesive	SBD Epoxy Plus	Sika Sikadur	Resiplast Epicol U
Міцність на розтяг, МПа	24	30	19	30	50
Міцність на згин, МПа	55	100	35	–	–
Міцність на зсув, МПа	22	–	18	–	–
Модуль згину, МПа	6,5	3,5	9,8	12,8	–
Модуль зсуву, МПа	3,8	–	–	–	–
Температура скління, T _g , °C	60	56	60,8	–	60

Більшість адгезивів використовуються для з'єднання сухих поверхонь. Для склеювання вологих поверхонь та для з'єднання конструкцій що знаходяться в воді, розроблені спеціальні клеючі склади, як правило на епоксидній смолі. Для досягнення якісного зчеплення композитного матеріалу з бетоном не менш важливим фактором повинні бути температурно-вологісні умови в місці проведення робіт та якість підготовки поверхні конструкції що підсилюється. Забруднена, а тим паче нерівна поверхня не може забезпечити необхідного за якістю зчеплення з композитним матеріалом.

Автор статті [7] ставить перед собою мету вивчення технологічних особливостей підсилення металевих конструкцій композитними матеріалами при реконструкції споруд, з метою зменшення ваги, матеріаломісткості, збереження зовнішнього вигляду після реконструкції, а також врахуючи вплив такого методу підсилення на всіх стейкхолдерів та беручи до уваги економічні фактори. Та доводить що основними цілями підсилення металевих конструкцій фіброармованими полімерами є збільшення або відновлення міцності на розтяг, збільшення або відновлення міцності на згин, підвищення втомної міцності. В роботі виконано огляд технологічних особливостей і

актуальних проблем в області підсилення металевих конструкцій композитними матеріалами, а також зачеплена історична перспектива цього методу реновації. Наведена таблиця мінімальних допусків по товщині дефекту які слід визначати неруйнівними методами контролю. У статті розглянуті проблеми методу підсилення конструкцій з використанням композитних матеріалів. Зазначено що в Україні відсутня нормативно-дослідна база, присвячена проблемі підсилення металевих будівельних конструкцій композитними матеріалами, тому є можливість використовувати виключно зарубіжний досвід і рекомендації при проектуванні такого роду підсилень. Основний принцип розміщення композитних елементів підсилення полягає в паралельному розташуванні напруженням розтягу. Автор відзначив, що значний ефект від підсилення металевих конструкцій композитними матеріалами може бути досягнутий при підсиленні балок покриття промислових будівель або великопрольотних конструкцій, які при підсиленні традиційними методами вимагають складних конструктивних рішень, великих витрат праці, зупинки технологічного процесу виробництва для виконання робіт із підсилення, вага підсилюючої конструкції часто виявляється значною. А для застосування

композитних матеріалів для підсилення металевих конструкцій потребує лише встановлення легких риштувань (можлива робота автопідйомників), що не займає багато часу.

В статті [8] проведено аналіз досліджень підсилення композитними стрічками залізо-бетонних конструкції в роботах Шилина А.А., Зятюка Ю.Ю., Журавського О.Д. та інших.

Та як бачимо, з наведеного огляду в статті [8], досліджень підсилення конструкцій з цільної та клеєної деревини композитними матеріалами дуже мало, і вони спрямовані лише на конкретну конструктивну форму, - балку. Тому є актуальним дослідження використання в підсиленні дерев'яних конструкцій (балок, рам, панелей з поперечно-клеєної деревини) композитних матеріалів – у вигляді стержнів, стрічок, та полотен.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Провівши аналіз досліджень композитних матеріалів їхньої історії та сфери використання, складу, фізико-механічних властивостей, взаємодії з різними несучими конструкціями та інших фізичних параметрів при цьому засвідчити про невеликий досвід їхньої взаємодії з дерев'яними конструкціями та ККД можна зробити висновок, що подальші дослідження спільної роботи цих елементів є цілком доцільними. А проведений аналіз допоможе в майбутньому збільшити діапазон використання нових конструктивних елементів на основі поєднання деревини та композитних стрічок не тільки балок, а й інших відомих в світі конструкцій (арок, рам, панелей з ПКД тощо). Враховуючи відсутність вказівок та розрахунків для використання таких конструкцій в вітчизняних нормах [9, 10] можна зробити висновки, що проведення подальших досліджень в цій сфері – є актуальною науковою задачею.

ЛІТЕРАТУРА

1. Мэттьюз Ф. Композитные материалы. Механика и технология./ Мэттьюз Ф., Ролингс Р. :- // М.: Техносфера, 2004. 400 с.
2. Попельнух В. М. Проективання дерев'яних

конструкцій: //навч. посіб.: Харків: ХНАМГ, 2008. 207 с.

3. Михайловський Д.В. Аналіз техніко-технологічних властивостей клеєної деревини як перспективного матеріалу для будівельних конструкцій / Д. В. Михайловський, М. С. Коваленко, Д. М. Матюшенко. // *Чернігівський науковий часопис. Серія 2, Техніка і природа.* – 2011. – С. 122–127.
4. Леденев В. В., Проектирование конструкций специальных инженерных сооружений /Ярцев В. П., Однолько В. Г// учеб. пособ. Тамбов: ТИХМ, 1991. 99 с.
5. Шилин А. Л., Каргузов Д. В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами. Москва: Стройиздат, 2007. 184 с.
6. Huang X., Birman V., Nanni A., Tunis G. Properties and Potential for Application of Steel Reinforced Polymer (SRP) and Steel Reinforced Grout (SRG) Composites. *Internet. University, of Missouri-Rolla, 2003, 27 p.*
7. Руднева І. Технологічні особливості підсилення металевих конструкцій методом наклеювання високоміцних фіброармованих систем при реконструкції. // Зб. наук. праць Будівельні конструкції Теорія і практика.- Київ: КНУБА.-2021.- №8. С. 32 - 43. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.32-43>.
8. Михайловский Д., Армування конструкцій з деревини композитними матеріалами, стан і перспективи. / Комар М. //Зб.наук. праць Будівельні конструкції. Теорія і практика Київ: КНУБА.-2021.- №9. - С. 72 – 80. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.72-80> -.
9. ДСТУ-Б.В.2.6-217-2016 «Проективання будівельних конструкцій з цільної і клеєної деревини.» // Київ, "Укрархбудінформ" 2016. – 143 с.
10. ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення.» // - Київ, "Укрархбудінформ" 2017. – 125 с.

REFERENCES

1. F.Mettiuz R. Rolyhns. Kompozytne materyaly. Mekhanyka y tekhnolohyia. M.: Tekhnosfera, 2004. 400 s.
2. V. M. Popelnukh. Proektuvannia derevianykh konstrukttsii: //навч. посіб.: Kharkiv: KhNAMH, 2008. 207 s.
3. Mykhailovskyi D. V. Analiz tekhniko-tekhnolohichnykh vlastyvostei kleienoї dere-vyny yak

- perspektyvnoho materialu dlia budivelnikh konstrukttsii. / Mykhailovskiy D. V., Kovalenko M. S., Matiushchenko. D. M.-// *Chernihivskiy naukovyi chasopys. Seriya 2, Tekhnika i pryroda. 2011. S. 122–127.*
4. **Ledenev V. V.** Proektyrovanye konstrukttsyi spetsyalnykh ynzhenerykh sooruzheniy. \ Yartsev V. P., Odnolko V. H: // *ucheb. posob. Tambov: TYKhM, 1991. 99 s.*
 5. **Shylyn A. L.** Vneshnee armyrovanye zhelezobetonnnykh konstrukttsyi kompozytsionnykh materialamy. / Kartuzov D. V. // *Moskva: Stroiyzdat, 2007. 184 s.*
 6. **Huang X.** Properties and Potential for Application of Steel Reinforced Polymer (SRP) and Steel Reinforced Grout (SRG) Composites. // *Internet. University, of Missouri-Rolla, 2003, 27 p.*
 7. **Rudnieva I.** Tekhnolohichni osoblyvosti pidsylennia metalevykh konstrukttsii metodom nakleiuvannia vysokomitsnykh fibroarmovanykh system pry rekonstrukttsii. // *Zb. nauk. prats Budivelni konstrukttsiiu Teoriia i praktyka.- Kyiv: KNUBA.-2021.- №8. S. 32 - 43. [https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.32-43.](https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.32-43)*
 8. **Mykhailovskiy D.,** Armuvannia konstrukttsii z derevyny kompozytnymy materialamy, stan i perspektyvy. /Komar M. // *Zb.nauk. prats Budivelni konstrukttsii. Teoriia i praktyka Kyiv: KNUBA.-2021.- №9. - S. 72 – 80. [https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.72-80.](https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.72-80)*
 9. **DSTU-B.V.2.6-217-2016** «Proektuvannia budivelnnykh konstrukttsii z tsilnoi i kleienoii derevyny.» // *Kyiv, "Ukrarkhbudinform" 2016. – 143 s.*
 10. **DBN V.2.6-161:2017** «Dereviani konstrukttsii. Osnovni polozhennia.» // *Kyiv, "Ukrarkhbudinform" 2017. – 125 s.*

ANALYSIS OF RESEARCH APPLICATIONS OF COMPOSITE TAPE FOR REINFORCEMENT OF WOODEN STRUCTURES

*Denis MYKHAYLOVSKYI,
Mykola KOMAR*

Стаття надійшла до редакції 20.04.2022

Summary. In the XXI century, the construction industry is developing at a rapid pace. Competitors of the same material, but reduced in cross-section by strengthening them with composite materials, compete with large-sized structures.

Composite materials are considered to have relatively new operational and physical-mechanical properties, which are created due to the joint work of two or more components that differ in structure, chemical composition, physical and mechanical characteristics. One of the first composite materials is considered to be reinforced concrete, which was widely used in the late XIX century. At the beginning of the XX century for the needs of shipbuilding, aviation, aerospace, etc., modern composite materials such as fiberglass, consisting of artificial continuous glass fibers and artificial polymer matrix invented by A.K. Burov and his colleagues in the 30s of last century [1]. During the Great Patriotic War, fiberglass plates were used instead of aluminum in aircraft construction. In the 1960s, carbon fiber was developed in the United Kingdom and boron in the United States, which gave impetus to the development of a new generation of composite materials with high modulus of elasticity and high strength, which significantly increased their scope. .

It can be noted that most composite materials are well resistant to many chemical influences: alkalis, acids, chlorides, sulfates, nitrates and others. All of them are not dangerous to human health in normal operation with the use of personal protective equipment in the direct performance of reinforcement work. This allows them to be used both in industrial and agricultural construction where there is a direct impact of the external environment on the structure reinforced with composite materials, and in residential buildings without harm to residents.

After analyzing the creation and use of composite materials to strengthen structures of different materials, as well as methods of their application and physical and mechanical properties, it is assumed that such materials can be perfectly combined with solid and glued wood structures, increasing load-bearing capacity while reducing their cross section.

Keywords. Composite materials; plywood constructions; wooden constructions; reinforcements; composite canvases; composite tapes.

ВИЗНАЧЕННЯ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК СКЛА НА ЗГИН: ПОРІВНЯННЯ ЗНАЧЕНЬ МІЦНОСТІ ЗА РІЗНИХ УМОВ ОРІЄНТАЦІЇ ДОСЛІДНОГО ЗРАЗКА

Богдан ДЕМЧИНА¹, Роман КОЗАК², Паула МАЙХЕР³, Януш НЕМЄЦ⁴

^{1,3,4} Державна вища техніко-економічна школа ім. Кс. Броніслава Маркевича в Ярославі
вул. Чарнецького, Ярослав, Польща, 37-500

² Національний університет «Львівська Політехніка»
вул. Карпінського, 6, Львів, Україна, 79013

¹bogdan195809@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-3498-1519>

²roman.p.kozak@lpnu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-9617-5128>

³majcher.paula98@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-6520-1047>

⁴it@pwste.edu.pl, <http://orcid.org/0000-0001-6520-1047>

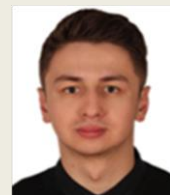
Анотація. Проведено оцінку різних методик визначення міцнісних характеристик скляних зразків. Описано методику дослідження скляних зразків із вертикальною орієнтацією ширшої сторони поперечного перерізу зразка, на відміну від існуючих методів дослідження, що відбуваються із горизонтальною орієнтацією ширшої сторони поперечного перерізу зразка. Визначено основні фізико-механічні характеристики звичайного листового скла при випробуванні його на згин, а саме міцність на згин. Проведено статистичний аналіз отриманих результатів за допомогою двох-параметричного розподілу Вейбулла.

Об'єктом дослідження було визначення міцнісних характеристик скла, що за стандартними методами ускладнює процес виготовлення стандартних зразків та приводить до великої витрати матеріалу. Для дослідження було виготовлено оптимальні за технологією виготовлення та витратами матеріалів дослідні зразки.

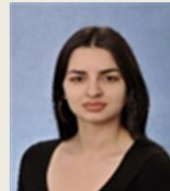
Використано методику дослідження міцності скла на трьох точковий згин, а для визначення модуля пружності скла використовувались методи визначення його за відносними деформаціями із використання тензорезистивних датчиків та за прогинами.



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



Роман КОЗАК
аспірант кафедри будівельних
конструкцій та мостів



Паула МАЙХЕР
студентка Інституту технічної інженерії



Януш НЕМЄЦ
інженер Інституту технічної інженерії

Статистичним методом оцінки міцності був двох параметричний розподіл Вейбулла.

Отриманий результат підтвердив доцільність використання рекомендованого

підходу до виготовлення та випробування дослідних зразків для визначення міцності скла який додатково зменшив витрату скла як матеріалу. Використання статистичного розподілу Вейбулла дозволило визначити характеристичні значення міцності скла для окремої серії зразків із достатньою точністю.

Дослідження підтвердило доцільність подальших досліджень в напрямку втрати стійкості скляних плоских елементів та використання точних методів визначення модуля пружності скла. Отриманий результат дозволив оцінити вплив орієнтації зразків на дослідному стенді та вплив плоскої форми деформування на значення міцності та модуля пружності у вертикально орієнтованих зразках.

Ключові слова. Скло; скляні конструкції; скляний зразок; випробування на згин; міцність скла на згин; двох-параметричний розподіл Вейбулла.

ВСТУП

Сучасні українські [1] та європейські норми [2,3] проектування досить однозначно подають фізико-механічні характеристики флоат скла як довідкові. Вони рекомендують для більш точного аналізу будівельних конструкцій із скла використовувати експериментальні значення міцності. Найбільш точну теоретичну оцінку міцності подано у п.8 [3]. Тут запропоновано, за аналогією із дерев'яними конструкціями, занижувати міцність скла у відповідності до характеристики прикладеного навантаження. Важливим фактором у даних норма також є достатньо великий коефіцієнт надійності за матеріалом, що становить 1.8 (табл.2 [3]), що є досить великим значенням порівняно із іншими матеріалами, тому у багатьох випадках для економії матеріалів доцільно використати проектування за допомогою прямих досліджень міцності конкретної серії скла. Та не зважаючи на таку можливість витрачати чимало дорогого матеріалу на дослідження не є доцільним.

Об'єктом дослідження було визначення фізико-механічних характеристик скла.

Існують два популярних стандарти визначення фізико-механічних властивостей скла [4,5], які фактично дублюють один

одного у методиці дослідження. В основі даних досліджень лежить випробування зразків скла на чотирьох точковий згин, що вимагає необхідного обладнання, стандартизованих роликів, тощо. В обох випадках дослідні зразки встановлюють із горизонтальною орієнтацію ширшої сторони поперечного перерізу, тобто - горизонтально. ASTM [4] чітко нормує розміри зразка який становить $10 \times 1 \frac{1}{2}$ in. (250×38.2 мм). Що стосується EN [5], то рекомендовано використовувати великогабаритні зразки розмірами 1100×300 мм. Також дуже важливим пунктом даних досліджень – є стан кромки скляного зразку, що відповідно до технології виготовлення, а саме процесу порізки скла, унеможливорює полірування для невеликого розміру зразків, таких як у ASTM. У свою чергу у EN рекомендується використовувати великогабаритні зразки, що призводить до перевитрати і так дорогого матеріалу.

Основним недоліком об'єкту досліджень є технологічні проблеми у виготовленні зразків. При порізці листа скла на зразки малих розмірів із розміром сторони менше 40 мм, таких як для дослідження згідно із ASTM [4], виникає багато сколів та відповідно великого браку зразків. Також для коректного дослідження зразків необхідно виконувати додаткові роботи, такі як шліфування кромки та іншу додаткову механічну обробку, що є технологічно складною для зразків малих розмірів. З іншого боку стандартні розміри зразків для дослідження фізико-механічних характеристик згідно EN [5], є надто габаритними, що приводить до перевитрати складного у виготовленні матеріалу.

Аналіз попередніх досліджень

Питання методики визначення фізико-механічних характеристик скла як конструктивного матеріалу для несучого елемента стояло із самого початку його використання в будівництві. Міцність флоат скла прийнято визначати за допомогою кидання кульки із висоти на лист скла [1], проте отримані значення не підходять для проектування як такого. Тому були розроблені різні

методики визначення міцності скла як конструктивного матеріалу, як у США [4], так і в Європі [5]. Проте дані методики мають ряд недоліків, основні із яких – це рекомендовані габарити зразків скла.

Загалом, дослідникам вдалось прийти до загальноприйнятої міцності скла, але значна кількість факторів які впливають на фізико-механічні характеристики скла є вирішальними в проектуванні, тому рекомендовано здійснювати визначення таких характеристик для кожної окремої партії скла [6].

Методи дослідження міцнісних характеристик є досить різноманітними, як власне і саме скло. Японські дослідники визначали характеристики різного типу флоат скла за дії дуже низьких температур [7]. Критерієм оцінки міцності у цих дослідженні було не тільки саме руйнування, але і досягнення критичних пластичних параметрів.

У Maniatis I. [8], подана методика дослідження тонких шарів скла (близько 2 мм). Оскільки при такій товщині лист скла прогинався під власною вагою, тому зразки були встановлені вертикально. У свою чергу дослідники із США зробили ще один крок вперед уже в дослідженнях напружень у встановлених листах тонкого скла [9] за допомогою рентгенівської топографії.

Повертаючись до класичних методів визначення фізико-механічних характеристик J. Рері [10–12] у своїх працях уже до класичного методу випробовування скла, запропонував визначення міцності скла за допомогою методу втискування круглого зразка між двома кільцями.

Майже без уваги залишається визначення дотичних напружень в скляних конструкціях. Так у роботі [13], даний параметр визначається лише яке перехідна залежність із використанням коефіцієнту Пуассона.

Основним методом для статистичного аналізу отриманих результатів оцінки міцності скла вважається двох-параметричний розподіл Вейбулла [14,15]. Так, у роботі [16] за допомогою даного методу визначаються характеристики скла на дію чотирьох точкового згину. У роботах [17,18] представлені результати для різних видів флоат скла та додатково описано методику

визнання міцності скла на трьох точковий згин та описані основні кроки для проведення аналізу за допомогою розподілу Вейбулла.

Виходячи із аналізу літератури, можна зробити наступні висновки:

- існуючі методи дослідження міцності скляних зразків на згин є гнучкими та підлаштовуються для дослідження різних за геометричними параметрами зразків, тобто одного універсального методу визначення немає;

- у більшості випадках досліджують скляні зразки різних розмірі на трьох- або чотири точковий згин із горизонтальною орієнтацією зразка;

- найбільш поширеним методом статистичного аналізу отриманих результатів міцності скляних зразків є розподіл Вейбулла.

МЕТА І МЕТОДИ

Метою дослідження було визначення фізико-механічних властивостей скляних зразків за допомогою трьох точкового згину, із використанням мінімально можливих їх розмірів з точки зору простого технологічного процесу порізки флоат скла. Також оцінити вплив різного розташування зразка на дослідному стенді, а саме із горизонтальною та вертикальною орієнтацією ширшої сторони поперечного перерізу зразків.

Для досягнення мети дослідження було поставлено наступні задачі:

1. Дослідити на трьох-точковий згин скляні зразки із оптимізованими до технологічних процесів їх виготовлення розмірами.

2. Виконати дослідження зразків на трьох-точковий згин із різним розташування зразків на дослідному стенді.

3. Виконати аналіз результатів дослідження та провести статистичний аналіз результатів за допомогою двох-параметричного розподілу Вейбулла.

У даному дослідженні розглядалось дві серії дослідних зразків (рис.1):

- *Серія I* – зразки марки SH (sample horizontal) – досліджувались на трьох точковий згин із горизонтальною орієнтацією зразків по стороні *b*.

- *Серія II* - зразки марки SV (sample vertical) – досліджувались на трьох точковий згин із вертикальною орієнтацією зразків по стороні *b*.

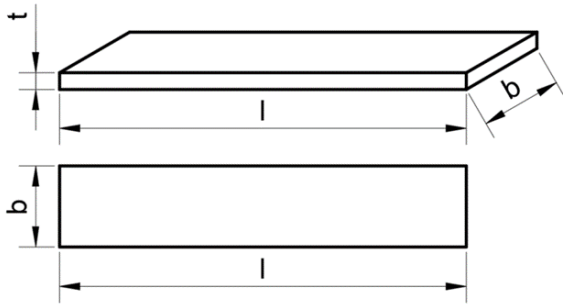


Рис.1. Геометрія дослідних зразків.

Fig.1. Test samples geometry

Геометричні параметри усіх зразків були визначені як середнє арифметичне декількох замірів для ширини та довжини, та трьох замірів для товщини, що відповідало вимогам п.7.1 [5], а їх величини подано у табл.1. Заміри виконані із точністю до 0.05 мм.

Табл.1. Геометричні характеристики дослідних зразків.

Tabl.1. Geometric characteristics of experimental samples.

Серія	Марка	Довжина <i>l</i>	Ширина <i>b</i>	Товщина <i>t</i>	Маса <i>m</i>
		[мм]	[мм]	[мм]	[г]
I	SH-1	249.75	50.05	9.85	305.05
	SH-2	249.85	50.25	9.85	310.05
	SH-3	249.75	50.25	9.85	310.05
	SH-4	249.95	50.25	9.85	310.05
	SH-5	249.85	50.75	9.85	310.05
	SH-6	249.95	50.95	9.85	310.05
	SH-7	250.50	50.25	9.85	310.05
	SH-8	253.00	50.75	9.85	310.05
II	SV-1	249.95	50.35	9.85	310.05
	SV-2	249.65	51.25	9.85	310.05
	SV-3	250.75	50.25	9.85	310.05
	SV-4	249.35	50.05	9.85	305.05
	SV-5	249.35	49.95	9.85	305.05
	SV-6	250.05	50.35	9.85	310.05
	SV-7	250.15	50.05	9.85	305.05
	SV-8	251.15	50.25	9.85	310.05

Згідно із п.6.3 [5], дослідні зразки відповідали наступним вимогам: зразки були плоскими і обидва напруженні краї були однакової орієнтації. Зразки встановлювались відповідно до рис. 2. Згідно із п.7.2 [5], між зразком і роликком було встановлено гумові смужки товщиною 3 мм і твердістю IRHD (ISO 48-2:2018).

Для випробувань дослідних зразків був використаний прес Lab.Test 6.100.1.20 серійний номер якого ZA/2019/4 та сертифікат 7051-KL-H0159-19 з системою тестування Test & Motion ®. Новий інтегрований інтерфейс безпеки відповідав EN ISO 13850. Клас точності відповідав EN ISO 7500-1.

Згідно із п.3.1.4 [4] випробування на згин проводили при температурі та відносній вологості між 40% та 70%.

Зразки згинались рівномірно зростаючим навантаженням із швидкістю не більше ніж $1.1 \pm 0.2 \frac{\text{МПа}}{\text{с}}$ ($10000 \pm 20000 \frac{\text{psi}}{\text{min}}$) п.13.2 [4].

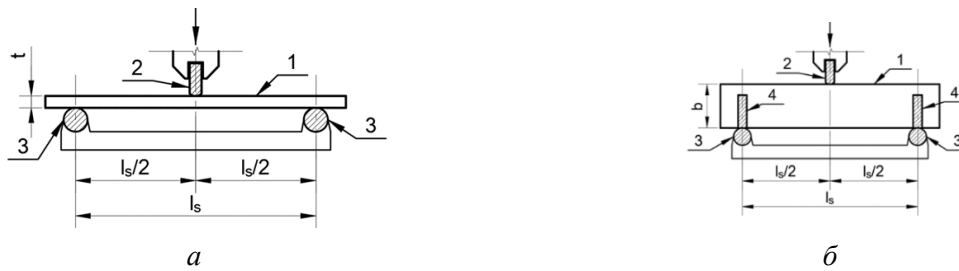


Рис.2. Принципи улаштування дослідних зразків:

a- для серії I;

б- для серії II.

1 – дослідний зразок; 2 – згинальний ролик; 3 – опорний ролик; 4 – фіксуюча струбцина.

Fig.2. Principles of arrangement of prototypes:

a - for series I;

b - for series II.

1 - prototype; 2 - bending roller; 3 - support roller; 4 - locking clamp.

За результатами випробувань були зафіксовані руйнуючі навантаження та час до повного руйнування зразків. Згідно із п. 13.2 [4] максимальне допустиме початкове навантаження складало не більше ніж 25% від прогнозованого значення руйнівного навантаження.

Дослідні зразки серії I марки SH – досліджувались із горизонтальною орієнтацією зразків по стороні *b* (рис.2 *a*). Скляний зразок (1) встановлювався із горизонтальною орієнтацією на опорні ролики (3), зразок центрувався відносно згинального ролику (2).

Дослідні зразки серії II марки SV – досліджувались із вертикальною орієнтацією зразків по стороні *b* (рис.2 *б*). Скляний зразок (1) встановлювався із вертикальною орієнтацією на опорні ролики (3), дода-

тково зразок було закріплено за допомогою струбцин (4), щоб забезпечити стійкість зразків із площини, зразок центрувався відносно згинального ролику (2).

Додатково на п'ятьох зразках кожної серії було встановлено тензодатчики НВМ-1-LY41-10/120. Тензодатчики наклеювалися за допомогою клею *z70 schnellklebstoff*. Для отримання результатів було використано програмне забезпечення *catman Easy-AP* та обладнання *1-MX1615B-TENSOMETRY- CZNY*, яке являлося 16-ти канальним вимірювальним підсилювачем серії *QuantumX* [18]. Загальний вигляд дослідного зразка після випробування на прикладі зразка SV (*sample vertical*) подано на рис.3.

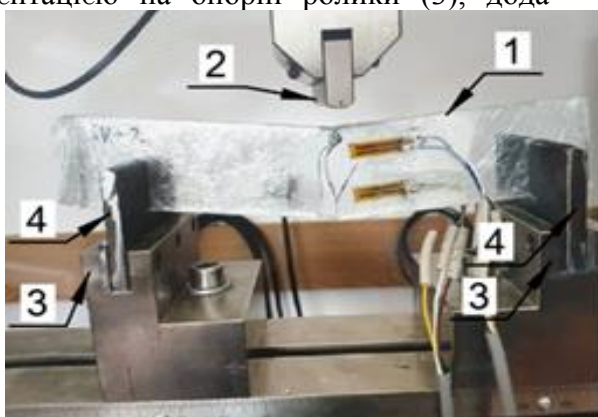


Рис.3. Вигляд дослідного зразка після випробування,

1 – дослідний зразок;

2 – згинальний ролик;

3 – опорний ролик;

4 – фіксуюча струбцина.

Fig.3. The type of prototype after the test,

1 - prototype;

2 - bending roller;

3 - support roller;

4 - locking clamp.

Проведення аналізу зразків виконувалось у відповідності із [4,15]. До величин які були аналізовані включено:

- Міцність зразка на згин ($\sigma_{b,i}$) визначалась із умови максимальних нормальних напружень які виникали в перерізі однопролітної балки за формулою:

$$\sigma_{b,i} = \frac{N_i \cdot l_s}{4 \cdot W_i}, \quad (1)$$

де, N_i – руйнівне навантаження [кН];
 l_s – відстань між опорними [мм];
 W_i – роликми момент опору [мм³], що визначається окремо для кожної серії:
 $W_{SH} = \frac{b \cdot t^2}{6}$ – для зразків серії I;
 $W_{SV} = \frac{t \cdot b^2}{6}$ – для зразків серії II;
 b – ширина зразка (див.табл.1);
 t – товщина зразка (див.табл.1).

Швидкість наростання максимального навантаження (R) визначалась по аналогії до п.8.1.3 [4], як зміна напруження за

час від початку експерименту до кінцевого руйнування:

$$R = \frac{\Delta\sigma}{t}, \quad (2)$$

де $\Delta\sigma = \sigma_{b,i}$ – нормальне напруження що виникало в перерізі зразка [МПа];
 t – час від початку безперервного навантаження до руйнування [с].

Модуль пружності (E) визначався за двома методиками.

тати замірів відносних деформацій тензодатчиками, за формулою:

Перша методика виходила із закону Гука, використовуючи експериментальні результати

$$E_\sigma = \frac{\sigma_{b,i}}{\varepsilon_i}, \quad (3)$$

де, $\sigma_{b,i}$ – нормальне напруження що виникало в перерізі зразка [МПа];
 ε_i – значення відносної деформації, що виникала в поперечному перерізі в момент настання нормального напруження $\sigma_{b,i}$.

Друга методика виходила із рівняння

визначення прогинів:

$$E_u = \frac{N_i \cdot l_s^3}{48 \cdot I \cdot u}, \quad (4)$$

де, I – момент інерції [мм⁴];
 u – прогин зразка [мм].

Статистична оцінка результатів дослідження відбувалась за допомогою двох-параметричного розподілу Вейбулла згідно із [14,15]. Порядок розрахунку та загальна характеристика розподілу Вейбулла подана у [17,18].

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Було досліджено по 8 зразків кожної серії. Для зразків серії I марки SH руйнування відбувалось в зоні прикладання навантаження по середині прольоту зразка із утворенням рівномірної поперечної тріщини(рис. 4, а).

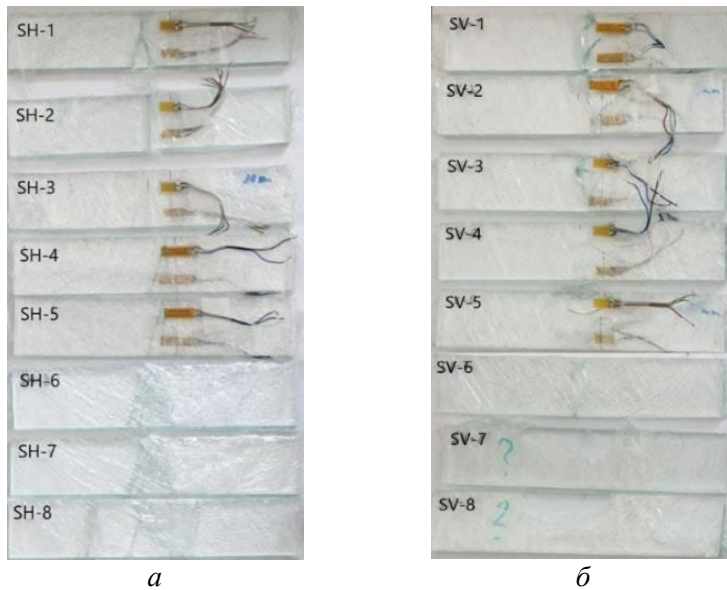


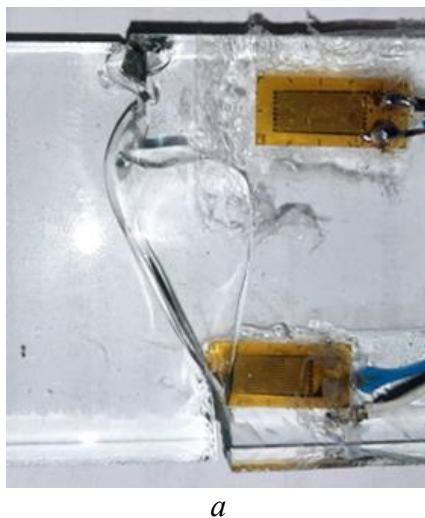
Рис. 4. Вигляд дослідних зразків після руйнування:
a -серії I (SH);
б -серії II (SV).

Fig. 4. Type of prototypes after destruction:
a - series I (SH);
b - series II (SV).

Зразки серії I мали характер руйнування який відповідав типовим зразкам руйнування для кераміки та крихких елементів рис.X1.1 [19].

Зразки серії I випробувались із природом навантаження у 6 [Н/с], зразки серії II мали приріст навантаження у 8 [Н/с].

Для зразків серії II марки SV руйнування відбувалось в зоні прикладання навантаження по середині прольоту із утворенням тріщин у формі різносторонньої трапеції (рис.4,б; рис. 5,а). Для зразків були також характерні локальні тріщини у зоні прикладання зусилля (рис.5, б).



a



б

Рис. 5. Руйнування зразків серії II.

a - характер руйнування зразка серії II;

б - локальне руйнування перерізу у зоні прикладання зусилля серії II.

Fig. 5. Destruction of samples of series II.

a - the nature of the destruction of the sample series II;

b -local destruction of the section in the zone of application of the series II force.

Результати випробувань на міцність наведені у табл.2.

Визначення міцнісних характеристик виконувалось згідно із рівняннями (1).

Табл.2. Результати дослідження зразків на міцність.
Tabl.2. The results of the study of samples for strength

Серія	Марка	Макс. навант., N_i	Час, t	Момент опору, W_i	Макс. норм. напр. $\sigma_{b,i}$	Швидк. нар. напр. R
		[кН]	[с]	[мм ³]	[МПа]	[МПа/с]
I	SH-1	588.8	98.13	796.1	36.98	0.38
	SH-2	487.3	81.22	796.9	30.57	0.38
	SH-3	523.2	87.20	802.1	32.62	0.37
	SH-4	676.7	112.78	802.3	42.17	0.38
	SH-5	623	103.83	809.7	38.47	0.37
	SH-6	321.4	53.57	819.6	19.61	0.37
	SH-7	511.4	85.23	798.9	32.00	0.38
	SH-8	523.2	87.20	808	32.38	0.37
II	SV-1	2538.1	317.26	4148.0	30.59	0.10
	SV-2	3125.3	390.66	4281.3	36.50	0.09
	SV-3	2792.2	349.03	4108.1	33.98	0.10
	SV-4	1650.4	206.30	4069.8	20.28	0.10
	SV-5	2723.3	340.41	4062.5	33.52	0.10
	SV-6	3214.5	401.81	4127.0	38.95	0.10
	SV-7	1347.5	168.44	4091.7	16.47	0.10
	SV-8	1981.5	247.69	4095.5	24.19	0.10

Згідно із результатами розрахунку швидкості приросту навантаження за рівнянням (2) – приріст навантаження не перевищував рекомендованого значення згідно із п.13.2 [4]. Визначення модуля пружності відбувалось за рівняннями (3) та (4), а їх результати подано у табл.3. Значення відносної деформації ε_i подано у момент досягнення критичного напруження у зразку.

Діаграми зміни відносних деформацій ε_i з часом t зображено на графіках які подані на рис.6. Як видно із графіків обидві серії зразків до певного часу мали відносно не великий приріст зміни відносної деформації. В певний момент зміна відносних деформацій набувала вигляду параболи. Для

серії I ця парабола, мала розлогий характер, для серії II більш стрімкий.

За результатами дослідження проведено статистичний аналіз дослідження міцності на згин за допомогою двох-параметричного розподілу Вейбулла.

Даний метод статистичної оцінки міцності базувався на твердженні того що статично розподілені величини, можуть бути представлені однією функцією розподілу Вейбулла, навіть у випадку великого статистичного відхилення від стандартної кривої розподілу [15].

Результати подані у вигляді діаграм Вейбулла рис.6 для кожної серії випробування. Дані діаграми являють собою кумулятивні ймовірності руйнування як функцію прикладеного напруження.

Табл.3. Результати визначення модуля пружності.
Tabl.3. The results of determining the modulus of elasticity.

Серія	Марка	Макс. норм. напр. $\sigma_{b,i}$	Час, t	Відн. деф. ε_i	Прогин u	Модуль пружності E_σ (1-ша методика)		Модуль пружності E_u (2-га методика)	
		[МПа]				[с]	[МПа]	[МПа]	
I	SH-1	36.98	98	548.9229	0.410	68945		61501	
	SH-2	30.57	81	436.8670	0.360	69986		57992	
	SH-3	32.62	87	464.8121	0.380	70169	69680	58467	59986
	SH-4	42.17	112	605.8666	0.460	69608	(1.1)	62410	(1.2)
	SH-5	38.47	103	551.9974	0.440	69691		59557	
II	SV-1	30.59	317	437.9430	0.250	69858		16227	
	SV-2	36.50	390	520.0014	0.330	70191		14407	
	SV-3	33.98	349	483.9543	0.310	70221	70610	14570	14002
	SV-4	20.28	206	289.9984	0.250	69918	(2.1)	10817	(2.2)
	SV-5	33.52	340	459.9971	0.320	72863		13989	

Критерієм оцінки збіжності був коефіцієнт детермінації R^2 , що відповідав

коефіцієнту кореляції. Оскільки його значення було близьким до 1,0 в обох випадках, тому результат статистичного аналізу можна вважати задовільним (п.3.3 [17] та п.7.2.5 [14]).

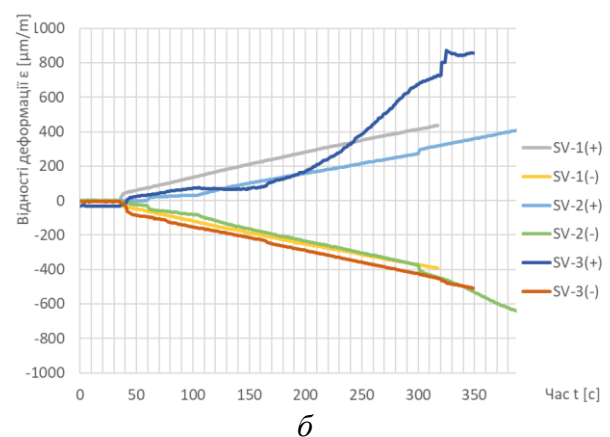
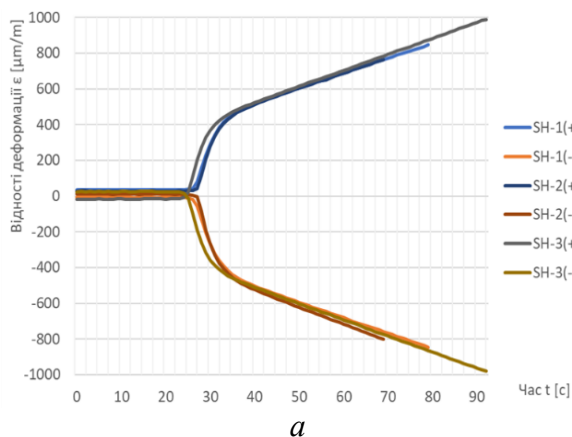


Рис. 6. Діаграма відносних змін деформацій ε_i з часом t , для:
 а - серії I (SH);
 б - серії II (SV).

Fig. 6. Diagram of relative changes in deformation with time t , for:
 а - series I (SH);
 б - series II (SV).

У табл. 4 подано оцінку характеристичних міцностей для скла при згині – подана характеристична міцність скла (63.2 % руй-

нування) за моделлю Вейбулла та характеристична міцність скла, що відповідає 5% вірогідності руйнування.

Табл.4. Оцінка розподілу міцності на згин за допомогою розподілу Вейбулла.
Tabl.4. Estimation of flexural strength distribution using Weibull distribution.

Характеристика розподілу	Од. виміру	Серія	
		I	II
Параметр форми $\beta = m$	-	4.46	3.47
Вільний член рівняння прямої $b = -\beta \cdot \ln(\eta)$	-	-16.03	-12.13
Характеристичне значення безвідмовності (63.2% руйнування) $n = e^{-\frac{b}{\beta}}$	МПа	36.36	32.69
Точкова оцінка квантиля (5%) розподілу напрацювань до відмови на основі бета-біноміальної межі регресії медіан рангів $f_{g;k,5\%} = \eta \left(\ln \left(\frac{1}{1-0.05} \right) \right)$	МПа	18.68	13.92

Міцність зразків серії I, з горизонтальною орієнтацією на дослідному стенді, вия-

вилася вищою ніж міцність зразків серії II, з вертикальною орієнтацією на дослідному стенді, а саме:

$$\Delta f_{g;k,5\%} = \frac{f_{g;k,5\%}^I - f_{g;k,5\%}^{II}}{f_{g;k,5\%}^I} = \frac{18.68 - 13.92}{18.68} = 0.2548 = 25.48\%$$

Причиною цього згідно із п.1.1 [20] став вплив явища втрати стійкості плоскої форми деформування балочного елементу, оскільки тонкі та вертикально орієнтовані стержні схильні до втрати стійкості з площини. Оскільки для скляних конструкцій характерними є саме плоскі перерізи, подальші дослідження явища втрати стійкості з площини є актуальними.

Аналізуючи табл. 3 було виконано наступні порівняння:

- порівняння модулів пружності отриманих для серії I, за двома методиками, показало їх достатньо задовільну збіжність, а саме (додати розрахунок) (1.1)/(1.2)=1.16;
- порівняння модулів пружності отриманих для серії I для серії II за першою методикою, показало дуже добру збіжність, а саме (1.1)/(1.2)=1.013;
- порівняння модулів пружності отриманих для серії II, за двома методиками, показало їх не задовільну збіжність, а саме (2.1)/(2.2)=5.04, що потребує додаткового роз'яснення (дослідження).

Звідси можна зробити висновок, що методика визначення модуля пружності за деформаціями є актуальною для дослідних зразків для яких не характерні додаткові впливи на несучу здатність, такі як явище втрати стійкості плоскої форми деформування і не може дати задовільного значення величини модуля пружності.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. Було визначено міцність скляних зразків на трьох точковий згин двох серій, які випробовувалися з горизонтальною та вертикальною орієнтацією зразка на дослідному стенді. Характеристичні значення міцності зразків на згин були визначенні з використанням статистичного розподілу Вейбулла. Так як коефіцієнт детермінації R^2 , був рівний 0.88 та 0.96, що близько до одиниці, тому можна вважати, що закон розподілу Вейбулла був задовільним.

2. Зразки серії II мали міцність на згин на 25.48% меншу ніж зразки серії I. На це вплинула вертикальна орієнтація зразків серії II на дослідному стенді, що очевидно привело до впливу втрати їх стійкості з площини. Оскільки в балочних скляних конструкціях

в основному використовуються вертикальне розміщення шарів скла, необхідно в розрахунках використовувати міцність скла на згин визначену для зразків із вертикальною орієнтацією на дослідному стенді.

3. При визначенні модуля пружності скла рекомендується:

- для зразків серії I, з горизонтальною орієнтацією на дослідному стенді, використовувати першу та другу методику;

- для зразків серії II, з вертикальною орієнтацією на дослідному стенді, використовувати першу методику.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ Б В.2.7-122:2009 (EN 572:2004, NEQ). Будівельні матеріали. Скло листове. Технічні умови. Київ. Мінрегіонбуд України. 2010. – 48 с.
2. EN 572-2:2012. Glass in building Basic soda lime silicate glass products - Part 2: Float glass. Brussels. European committee for standardization. 2012. – 14 с.
3. prEN 13474-3:2009. Glass in building - Determination of the strength of glass panes - Part 3: General method of calculation and determination of strength of glass by testing. Brussels. European committee for standardization. 2009. – 34 с.
4. ASTM C158-02. Standard Test Methods for Strength of Glass by Flexure (Determination of Modulus of Rupture). West Conshohocken, PA. ASTM International. 2017. – 9 с.
5. EN 1288-3:2016. Glass in Building – Determination of the Bending Strength of Glass - Part 3: Test with Specimen Supported at Two Points (Four Point Bending). Brussels. European committee for standardization. 2016. – 8 с.
6. Achintha M. Sustainability of glass in construction. *Sustainability of Construction Materials*. 2016. С. 79–104.
<https://doi.org/10.1016/b978-0-08-100370-1.00005-6>.
7. Inoue M., Yoshida S., Matsuoka J. 2-Point Bending Strength of Glass Fibers. *Journal of the Society of Materials Science, Japan*. 2008. Т. 57, № 6. С. 557–561
<https://doi.org/10.2472/jsms.57.557>.
8. Maniatis I., Nehring G., Siebert G. Studies on determining the bending strength of thin glass. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*. 2016. Т. 169, № 6. С. 393–402
<https://doi.org/10.1680/jstbu.14.00003>.
9. Slauch I. M., Vishwakarma S., Tracy J. Manufacturing Induced Bending Stresses: Glass-Glass vs. Glass-Backsheet. *2021 IEEE 48th Photovoltaic Specialists Conference (PVSC)*, м. Fort Lauderdale, FL, USA, 20–25 черв. 2021 р.
<https://doi.org/10.1109/pvsc43889.2021.9518938>.
10. Pepi J. W. Applied Stress Determination. *Strength Properties of Glass and Ceramics*. Melbourne, 2014. С. 93–107.
<https://doi.org/10.1117/3.1002530.ch12>.
11. Pepi J. W. Weibull Analysis. *Strength Properties of Glass and Ceramics*. Melbourne, 2014. С. 71–83.
<https://doi.org/10.1117/3.1002530.ch10>.
12. Pepi J. W. Inert Strength Determination. *Strength Properties of Glass and Ceramics*. Melbourne, 2014. С. 85–92.
<https://doi.org/10.1117/3.1002530.ch11>.
13. Tran N. Shear strength of reinforced glass beams. *Darmstadt Concrete - Annual Journal on Concrete and Concrete Structures*. 2019. №34. С. 49-50.
14. EN 61649:2008. Weibull analysis. Brussels. European committee for standardization. 2009. – 14 с.
15. EN 12603:2002. Glass in building - Procedures for the goodness of fit and confidence intervals for Weibull distributed glass strength data. Brussels. European committee for standardization. 2002. – 33 с.
16. Medrano R.E., Gillis P.P. Bending strength of silica glass. *Journal of Materials Science*. 2000. Т. 35, № 18. С. 4649–4652.
17. Demchyna B., Osadchuk T. Flexural strength of glass using Weibull statistic analysis. *Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering*. 2018. Т. 2, № 87. С. 49..61.
<https://doi.org/10.5604/01.3001.0012.2827>.
18. Демчина Б. Визначення фізико-механічних властивостей скла на згин за допомогою двопараметричного розподілу Вейбулла. / Сурмай С., Ткач Р., Гула В //36. наук. праць Будівельні конструкції. Теорія і практика., Київ.: КНУБА.-2020.- № 6. С. 94–113.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.94-113>.
19. ASTM C1161-18. Standard Test Method for Flexural Strength of Advanced Ceramics at Ambient Temperature. West Conshohocken, PA. ASTM International. 2018. – 19 с.

20. **Timoshenko S.** Theory of elastic stability. New York: McGraw-Hill Book Company, inc., 1936. 518 c.

REFERENCES

1. **DSTU B V.2.7-122:2009 (EN 572:2004, NEQ).** Budivelni materialy. Sklo lystove. Tekhnichni umovy. Kyiv. Minrehionbud Ukrainy. 2010. - 48 s.
2. **EN 572-2:2012.** Glass in building Basic soda lime silicate glass products - Part 2: Float glass. Brussels. European committee for standardization. 2012. – 14 s.
3. **prEN 13474-3:2009.** Glass in building - Determination of the strength of glass panes - Part 3: General method of calculation and determination of strength of glass by testing. Brussels. European committee for standardization. 2009. – 34 s.
4. **ASTM C158-02.** Standard Test Methods for Strength of Glass by Flexure (Determination of Modulus of Rupture). West Conshohocken, PA. ASTM International. 2017. – 9 s.
5. **EN 1288-3:2016.** Glass in Building - Determination of the Bending Strength of Glass - Part 3: Test with Specimen Supported at Two Points (Four Point Bending). Brussels. European committee for standardization. 2016. – 8 s.
6. **Achintha M.** Sustainability of glass in construction. *Sustainability of Construction Materials*. 2016. S. 79–104.
<https://doi.org/10.1016/b978-0-08-100370-1.00005-6>.
7. **Inoue M., Yoshida S., Matsuoka J.** 2-Point Bending Strength of Glass Fibers. *Journal of the Society of Materials Science, Japan*. 2008. T. 57, № 6. S. 557–561.
<https://doi.org/10.2472/jsms.57.557>.
8. **Maniatis I., Nehring G., Siebert G.** Studies on determining the bending strength of thin glass. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*. 2016. T. 169, № 6. S. 393–402
<https://doi.org/10.1680/jstbu.14.00003>.
9. **Slauch I. M., Vishwakarma S., Tracy J.** Manufacturing Induced Bending Stresses: Glass-Glass vs. Glass-Backsheet. *2021 IEEE 48th Photovoltaic Specialists Conference (PVSC)*, м. Fort Lauderdale, FL, USA, 20–25 червн. 2021 р.
<https://doi.org/10.1109/pvsc43889.2021.9518938>.
10. **Pepi J. W.** Applied Stress Determination. *Strength Properties of Glass and Ceramics*. Melbourne, 2014. S. 93–107.
<https://doi.org/10.1117/3.1002530.ch12>.
11. **Pepi J. W.** Weibull Analysis. *Strength Properties of Glass and Ceramics*. Melbourne, 2014. S. 71–83.
<https://doi.org/10.1117/3.1002530.ch10>.
12. **Pepi J. W.** Inert Strength Determination. *Strength Properties of Glass and Ceramics*. Melbourne, 2014. S. 85–92.
<https://doi.org/10.1117/3.1002530.ch11>.
13. **Tran N.** Shear strength of reinforced glass beams. *Darmstadt Concrete - Annual Journal on Concrete and Concrete Structures*. 2019. №34. S. 49-50.
14. **EN 61649:2008.** Weibull analysis. Brussels. European committee for standardization. 2009. – 14 s.
15. **EN 12603:2002.** Glass in building - Procedures for the goodness of fit and confidence intervals for Weibull distributed glass strength data. Brussels. European committee for standardization. 2002. – 33 s.
16. **Medrano R.E., Gillis P.P.** Bending strength of silica glass. *Journal of Materials Science*. 2000. T. 35, № 18. S. 4649–4652.
17. **Demchyna B., Osadchuk T.** Flexural strength of glass using Weibull statistic analysis. *Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering*. 2018. T. 2, № 87. S. 49..61.
<https://doi.org/10.5604/01.3001.0012.2827>.
18. **Demchyna B.** Vyznachennia fizykomekhanichnykh vlastyvostei skla na zghyn za dopomohoiu dvoparametrychnoho rozpodilu Veibulla. /Surmai S., Tkach R., Hula V //Zb. nauk. prats Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka., Kyiv.: KNUBA.-2020.- № 6. S. 94–113.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.94-113>.
19. **ASTM C1161-18.** Standard Test Method for Flexural Strength of Advanced Ceramics at Ambient Temperature. West Conshohocken, PA. ASTM International. 2018. – 19 s.
20. **Timoshenko S.** Theory of elastic stability. New York: McGraw-Hill Book Company, inc., 1936. 518 s.

DETERMINATION OF PHYSICAL AND MECHANICAL CHARACTERISTICS OF GLASS FOR BENDING: COMPARISON OF STRENGTH

VALUES UNDER DIFFERENT CONDITIONS OF THE ORIENTATION OF A TEST SAMPLE

*Bohdan DEMCHYNA,
Roman KOZAK,
Paula MAJCHER,
Janusz NIEMIEC*

Summary. The estimation of various methods of determining of strong characteristics of glass samples is carried out. The method of the research of glass samples with the orientation of the wider side of the cross-section of the sample, in contrast to the different research methods based on the vertical orientation of the wider side of the cross-section of the sample. The main physical and mechanical characteristics of ordinary sheet glass when tested for bending, and the bending strength itself is determined. Statistical analysis of the obtained results was performed using the two-parametric Weibull distribution.

The object of the study was to determine the strength characteristics, which by standard methods complicates the process of making standard samples and leads to a large waste of material. For the research, the optimal technologies of manufacturing and consumption of materials of research samples

were developed.

The method of studying the strength of glass at three-point bends was used, and to determine the modulus of elasticity used methods to determine its relative deformations using strain gauges and deflections. The statistical method for estimating strength was the two parametric Weibull distribution.

The result confirms the feasibility of using the recommended approach for the manufacture and testing of test specimens to determine their strength, which is an additional reduction in costs as a material. The use of the Weibull statistical distribution allowed the characteristic values of strength that developed for individual series of samples with sufficient accuracy.

The study confirmed the feasibility of further research on the stability of flat glass elements and the use of accurate methods for determining the modulus of elasticity of glass. The result of the evaluation of the influence of the orientation of the samples on the experimental stand and the influence of the flat form of deformation of the value of strength and modulus of elasticity in vertically oriented samples is obtained.

Keywords. Glass; glass construction; glass sample; bending test; bending strength of glass; Two-parameter Weibull distribution.

Стаття надійшла до редакції 30.04.22

РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ З ВРАХУВАННЯМ ТРІЩИНОУТВОРЕННЯ

Талят АЗІЗОВ¹, Андрій ЖОЛОБКО²

¹Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини
вул. Садова, 2, м. Умань, Черкаська область, Україна, 20300

²Сумський національний аграрний університет
Вул. Герасима Кондратьєва, 160, Суми, Сумська область, 40000
¹taljat999@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-9621-9805>
²azholive@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-5433-3260>

Анотація Відомо, що в елементах залізобетонних рам при утворенні тріщин змінюються жорсткісні характеристики, що в свою чергу призводить до суттєвого перерозподілу зусиль між окремими елементами. Програмні комплекси, що зазвичай використовують при проектуванні залізобетонних конструкцій, враховують зміну згинальних жорсткостей стрижневих скінчених елементів у результаті тріщиноутворення. При цьому для отримання достатньої точності, як правило, один елемент рами (колона, ригель) ділять на декілька скінчених елементів, що суттєво збільшує кількість невідомих в системі рівнянь. Крім цього, практично усі програмні комплекси не враховують зміну крутильних жорсткостей стрижневих елементів в результаті тріщиноутворення.

Розрахунок плоских і просторових рам класичним методом переміщень та методом скінчених елементів практично не відрізняється з точки зору кількості невідомих в системі рівнянь. В рамі, яка складається з окремих стрижнів (колон, ригелів) зусилля на різних кінцях кожного стрижня можуть суттєво відрізнятись. Тому при зміні жорсткості в результаті тріщиноутворення (в ітераційному процесі) доводиться змінювати жорсткість всього стрижня, а це також призводить до значних помилок. Для точного розрахунку доводиться кожен стрижень ділити на певну кількість скінчених елементів, що значно збільшує кількість невідомих.

Для усунення цього недоліку у статті запропоновано метод розрахунку просторових та плоских рам з використанням класичного методу переміщень. Але при цьому значення згинальних моментів та реакцій на опорах визначаються
© Т. АЗІЗОВ,
А. ЖОЛОБКО, 2022



Талят АЗІЗОВ
Завідувач кафедри
техніко-технологічних дисциплін
д.т.н., професор.



Андрій ЖОЛОБКО
асистент кафедри будівельних
конструкцій

з урахуванням змінної жорсткості по довжині кожного елемента.

Таким чином не збільшуючи кількість невідомих можна врахувати змінну по довжині стрижня жорсткість. Причому ділення довжини елемента на будь яку кількість ділянок не збільшує кількість невідомих, одночасно уточнюючи результати розрахунку з врахуванням тріщиноутворення. Зміна жорсткостей може бути записана як доволі проста підпрограма в загальній програмі розрахунку.

На прикладі найпростішої просторової рами показана важливість ділення стрижня на декілька ділянок з різної жорсткістю. При цьому кількість невідомих системи рівнянь не збільшується.

Ключові слова. Залізобетонна рама; метод переміщень; скінчений елемент; жорсткість; тріщиноутворення.

АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ.

Залізобетонні рами плоскі і просторові досить широко використовуються у будівництві. Це каркаси будівель, естакади, опори для різних споруд і т. ін.

Статичний розрахунок рамних систем не викликає труднощів. Це може бути класичний метод переміщень, метод сил, застосування розрахункових комплексів типу Ліра та ін., в яких реалізовано метод скінчених елементів.

Утворення тріщин змінює жорсткість елементів рамних систем [4, 7, 10, 11, 12, 13, 14, 15], що в свою чергу призводить до суттєвого перерозподілу зусиль між окремими елементами. В Україні для розрахунку залізобетонних систем як правило використовують програми Ліра-САПР, Мономах, Склад. Ці програми враховують зміни згинальних жорсткостей стрижневих скінчених елементів в результаті тріщиноутворення [1, 2, 5, 6]. Однак, зміну крутильних жорсткостей від утворення тріщин жоден з програмних комплексів не враховує (відомо, що в просторових рамних системах з'являються не тільки згинальні, а й крутні моменти). Це призводить до помилок в визначенні зусиль, іноді значних, особливо в системах, що деформуються просторово [8].

Врахування зміни згинальних і крутильних жорсткостей елементів рамних систем не складно виконувати при застосуванні класичного методу переміщень. При цьому кількість невідомих системи рівнянь не відрізняється від кількості невідомих при застосуванні методу скінчених елементів (МСЕ).

В рамній системі часто зусилля на одному та другому кінцях елемента (один ригель, одна колона) може бути різного знаку, а також можуть чисельно суттєво відрізнятися. Тому при зміні жорсткості в результаті тріщиноутворення (в ітераційному процесі) приходиться змінювати цю жорсткість всього стрижня, а це також призводить до значних помилок. Або для більш точного розрахунку слід кожний стрижень ділити на декілька скінчених елементів, що суттєво

збільшує кількість невідомих. Так, наприклад, при розрахунку плоскої п'ятиповерхової двопрогової рами методом переміщень розрахункова схема має 20 невідомих. Якщо кожний стрижень системи (кожну колону і кожний ригель) розбити хоча б на три частини (цього в принципі мало), то кількість невідомих зростає до 120. Якщо розбити кожен елемент на 5 частин, то кількість невідомих буде дорівнювати вже 220, що більше початкової кількості в одинадцять разів! Тому задача розрахунку такої системи з суттєвим зменшенням кількості невідомих є актуальною.

У зв'язку з вищесказаним метою цієї статті є розроблення методики розрахунку рамних систем з врахуванням тріщиноутворення без збільшення кількості невідомих системи рівнянь.

ВИКЛАДЕННЯ ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Розглянемо п'ятиповерхову двопрогову раму (рис. 1).

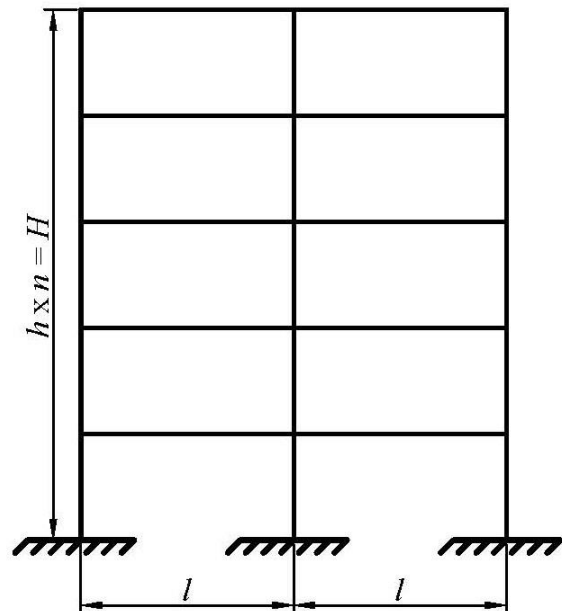


Рис. 1. Схема рами
Fig. 1. Frame scheme

При розрахунку методом переміщень без врахування осьових деформацій стрижнів система має 20 невідомих: по одному куту

повороту в місці кожного перетину вертикальних і горизонтальних стрижнів; одне горизонтальне переміщення на рівні кожного поверху. Відомо, що для розрахунку методом переміщень слід в кожному вузлі задати жорстке закладення, яке перешкоджає повороту вузла, а також горизонтальну в'язь на кожному поверсі, яка перешкоджає горизонтальному переміщенню. Визначення реакцій від повороту вузла на одиницю проводиться за таблицями, які наведені у будь-якому підручнику з будівельної механіки [3]. Вертикальна реакція R_A у вузлі, що повертається на одиницю, згинальний момент M_A в цьому вузлі і згинальний момент M_B в протилежному вузлі визначаються за формулами [3]:

$$R_A = \frac{6 \cdot EJ}{l^2}; M_A = \frac{4 \cdot EJ}{l};$$

$$M_B = \frac{2 \cdot EJ}{l}$$
(1)

Ці реакції, як відомо, визначені для елемента з постійною по довжині жорсткістю. При цьому для визначення реакцій застосовують метод сил [3]. При розрахунку з врахуванням тріщиноутворення жорсткість елемента між двома закладеннями буде змінюватись. Тому реакції на опорах будуть відрізнятися від (1).

Для визначення реакцій від повороту та переміщення закладення елемента зі змінною по довжині жорсткістю розглянемо схему (рис. 2). На рис. 2 через X_1 та X_2 позначені невідомі методу сил відповідно опорний момент та реакція

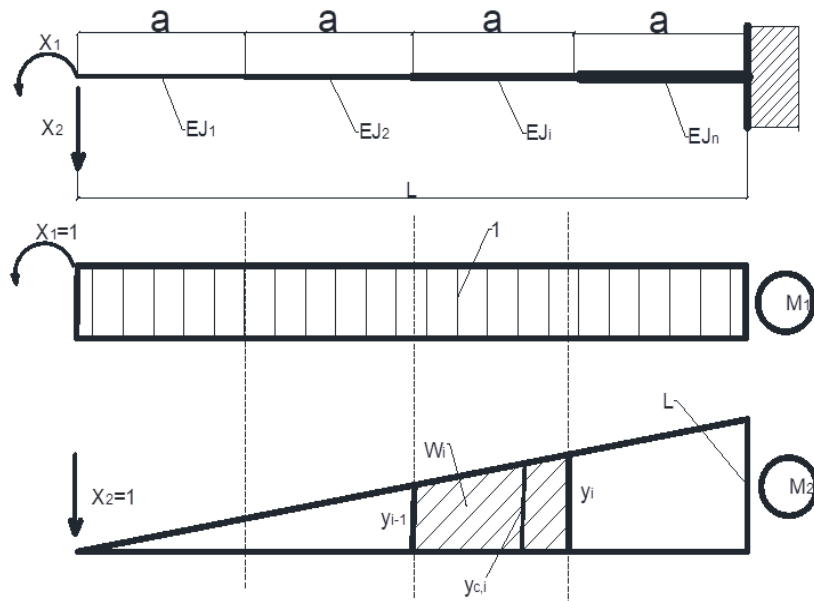


Рис. 2. Схема для визначення реакцій в закладенні
Fig.2. Scheme for determining the reactions in the building

Реакції матимуть значення:

$$R_A^{\varphi} = \frac{1}{\delta_{12} - \frac{\delta_{11}\delta_{22}}{\delta_{21}}}; M_A^{\varphi} = -R_A \frac{\delta_{22}}{\delta_{21}}$$
(2)

Де коефіцієнти системи рівнянь δ_{ik} визначаються за формулами:

$$\delta_{11} = a \sum_{i=1}^n \frac{1}{EJ_i}; \delta_{12} = \sum_{i=1}^n \frac{\omega_i}{EJ_i}; \delta_{22} = \sum_{i=1}^n \frac{\omega_i y_{c,i}}{EJ_i}$$
(3)

Іє ω_i , u_{ci} – площа епюри та ордината центру ваги одиничної епюри (див. рис. 2) методом сил (реакції від одиничних переміщень визначаються, як відомо, методом сил), які не важко визначити з рис. 2;

$$R_A^\Delta = \frac{1}{\delta_{22} - \frac{\delta_{21}\delta_{12}}{\delta_{11}}}; M_A^\Delta = -R_A^\Delta \frac{\delta_{12}}{\delta_{11}} \quad (4)$$

де коефіцієнти системи рівнянь δ_{ik} визначаються за тими ж формулами (3). Це пов'язано з тим, що невідомі в обох схемах однакові (момент в лівому закладенні і вертикальна реакція).

$$M_B^\varphi = M_A^\varphi - R_A^\varphi l; M_B^\Delta = M_A^\Delta - R_A^\Delta l \quad (5)$$

Як бачимо, що моменти M_B на протилежних опорах при одиничному переміщенні $\Delta=1$ не рівні моментам M_A , як це має місце при незмінній жорсткості стрижня по його довжині. Реакції і моменти за формулами (2) та (4) мають суттєву різницю з моментами і реакціями за формулами (1).

Якщо розглядати просторову раму, то в її стрижнях окрім згинальних моментів будуть з'являтися крутні моменти. Реактивні крутні моменти для стрижня змінного поперечного перерізу від повороту вузла на одиницю визначаються з розгляду стрижня перемінного перерізу, один кінець якого повертається на одиницю

$$M_{t,A}^\varphi = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{a}{GJ_i}} \quad (6)$$

де GJ_i – крутильна жорсткість i -тої ділянки; a – довжина ділянки; n – кількість ділянок, на яку розділена довжина стрижня.

Маючи вирази для реакцій від одиничних переміщень, слід скласти систему рівнянь методу переміщень для визначення невідомих у вузлах перетину взаємно перпендикулярних стрижнів рамної системи. Тут слід сказати, що коефіцієнти системи канонічних рівнянь методу переміщень $a_{i,k}$ не рівні коефіцієнтам $a_{k,i}$. Це пов'язано з фактом, що

EJ_i – згинальна жорсткість i -тої ділянки; n – кількість ділянок, на які розділено стрижень; $\delta_{21}=\delta_{12}$

Аналогічно будуть визначені реакції від переміщення опори на одиницю $\Delta=1$:

Моменти на протилежних опорах будуть визначатися з очевидних відношень (див. рис. 2):

при повороті на кут $\varphi=1$ опори А (рис. 3, а) момент M_B не буде рівним моменту M_A при повороті опори В (рис. 3, б), тобто $\gamma_{AB} \neq \gamma_{BA}$. Цю особливість слід пам'ятати при складанні системи рівнянь. Але на кількість невідомих це не впливає.

Алгоритм розрахунку з врахуванням змінної жорсткості стрижнів має вигляд:

1. Всі стрижні рамної системи (див. рис. 1) розбиваємо на n частин однакової довжини a . На нульовій ітерації як згинальна жорсткість, так і так і крутильна (для просторових рам) на кожній з ділянок однакова.

2. Проводимо розрахунок за методом переміщень з використанням табличних реакцій (1). В результаті отримаємо значення згинальних моментів на опорах кінцях стрижня (у вузлах перетину стрижнів вертикального та горизонтального напрямку по рис. 1).

3. Знаючи опорні моменти в кожному стрижні, визначаємо моменти в кожній з ділянок кожного стрижня рамної системи.

4. Якщо згинальний момент більший за момент тріщиноутворення, то згинальну жорсткість цієї ділянки змінюємо за будь-якою відомою методикою визначення жорсткості залізобетонного елемента з тріщинами. Якщо враховується і кручення, то крутильну жорсткість рекомендується визначати за методикою автора [8, 9].

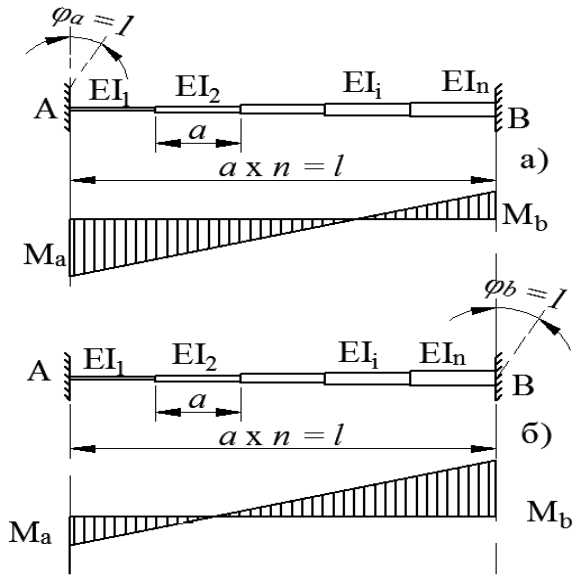


Рис. 3. Схема опорних моментів при повороті:

a - вузла А;

б - вузла В

Fig. 3. Scheme of supporting moments when turning:

a - node A;

b - node B

5. За формулами (2) та (4) визначаємо реакції в місцях умовного закладення методу переміщень і на основі цього визначаємо коефіцієнти канонічних рівнянь.

6. Вирішуємо систему рівнянь. Визначаємо нові опорні моменти (в місцях перетину стрижнів перехресно-стрижневої системи).

7. Розрахунок повторюємо з п. 3 до отримання наперед заданої точності.

При розрахунку плоских рам крутильна жорсткість не фігурує в розрахунках, а тому проводити розрахунок ще простіше. Суть же розрахунку, яка полягає в правильному визначенні опорних моментів метода переміщень не змінюється.

Перевага запропонованого методу полягає в тому, що для отримання потрібної точності з врахуванням зміни жорсткостей елементів від тріщиноутворення не потрібно збільшувати кількість елементів, що призводить до збільшення невідомих. А рамна система (див. рис. 1), де зовнішнє навантаження прикладене у вузлах перетину стрижнів, розраховується не наближено, а точно за допомогою методу переміщень будівельної механіки.

Для пояснення факту впливу розділення стрижня на ділянки без збільшення невідомих розглянемо найпростішу просторову раму, яка показана на рис. 4

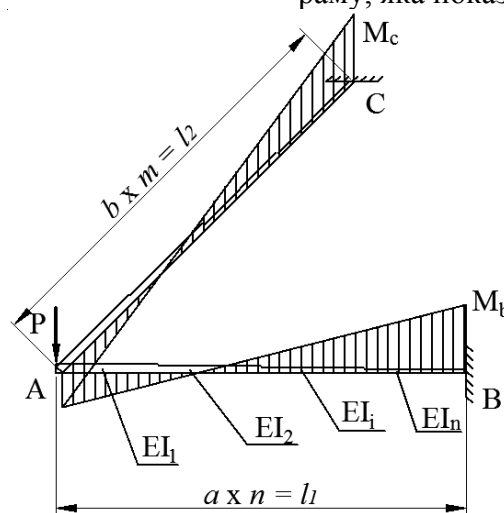


Рис. 4. Схема просторової рами для прикладу

Fig. 4. Schematic of the spatial frame as an example

В такій схемі для точного визначення зусиль достатньо розглянути систему з двох стрижнів: стрижня АВ і стрижня АС. При цьому кількість невідомих буде дорівнювати трьом. Після визначення невідомих (два кути повороту та вертикальне переміщення вузла А) легко визначити згинальні і крутні моменти в цих стрижнях.

При розрахунку з врахуванням зміни жорсткості від утворення тріщин в такій дво-стрижневій схемі доведеться зменшувати жорсткість всього стрижня, тому що в закладенні (точки С та В) згинальний момент перевищує момент тріщиноутворення. Нехай, наприклад при утворенні тріщини жорсткість зменшується у п'ять разів (таке зменшення цілком можливе і навіть в більшій ступені – див, наприклад [4]. Тоді прогин вузла А збільшиться у п'ять разів в порівнянні з пружним розрахунком. Цілком очевидно, що таке спрощення буде дуже наближеним і матиме високу ступінь неточності. Для того, щоб уникнути такої помилки будь-який проєктувальник збільшить кількість скінчених елементів. При поділенні кожного з стрижнів АВ та АС навіть на п'ять частин кількість невідомих зростає з трьох до 27 (в дев'ять разів). Але для отримання прийнятної точності слід поділити кожен стрижень на 10 частин. В такому випадку кількість невідомих буде дорівнювати вже 57. Застосування ж алгоритму розрахунку, що наведений вище, не призводить до збільшення кількості невідомих. Тобто така схема буде мати три невідомих при будь якій кількості ділянок, на які ділиться кожен з стрижнів АВ і АС. Знаючи розподіл моментів по довжині стрижня (див. рис. 4) на кожній ділянці в залежності від наявності або відсутності тріщин задається своя згинальна EJ_i та крутильна GJ_i жорсткості. Далі за формулами 2 та 4 визначаються реакції і вирішується система з трьох канонічних рівнянь методу переміщень і ми отримуємо як переміщення, так і зусилля в кожній точці системи. При цьому чим більшу кількість ділянок ми приймемо, тим точніше буде розрахунок при тій же самій кількості невідомих. При діленні стрижня на п'ять частин точність (для конкретного прикладу) зростає на 35%

в порівнянні з тим, коли жорсткість всього стрижня (і АВ, і АС) ми повністю зменшимо в результаті утворення тріщин.

ВИСНОВКИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ДОСЛІДЖЕНЬ.

При розрахунку залізобетонних рам з врахуванням зміни жорсткостей в результаті тріщиноутворення зазвичай змінюють жорсткість всього стрижня (елемента рами) або (для підвищення точності розрахунку) збільшують кількість скінчених елементів. При цьому суттєво збільшується кількість невідомих системи рівнянь. У статті запропоновано застосовувати класичний метод переміщень будівельної механіки, в якому опорні моменти і реакції визначаються для стрижня змінного перерізу. При цьому кількість невідомих в системі рівнянь не збільшується. На простому прикладі показана важливість поділу довжини кожного з стрижнів рами для отримання достатньої точності результатів розрахунку.

У перспективі передбачається експериментальна перевірка методики розрахунку.

ЛІТЕРАТУРА.

1. **Городецкий А.С.** Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций./Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. // – Харьков: НТУ ХПИ, 2003 – 889 с.
2. **Городецкий А.С.** «ЛИРА-ПК» - программный комплекс для расчета и проектирования конструкций на персональных компьютерах ./ Городецкий А.С., Олин А.И., Батрак Л.Г // *Препринт НИИАССС*. – К., 1988. – 105 с.
3. **Дарков А.В.** Строительная механика./ Дарков А.В., Шапошников Н.Н. // М.: *Высш. школа*, 1986. – 607 с.
4. **Карпенко Н.И.** Теория деформирования железобетона с трещинами. – М.: *Стройиздат*, 1976. – 208 с.
5. **Верюжский Ю.В.** Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций /. Верюжский, В.И. Колчунорв, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерский. // – К.: *Книжкове видавництво НАУ*, 2006. – 808 с

6. **Перельмутер А.В.** Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: СКАД СОФТ, 2011. – 736 с.
7. **American Concrete Institute (ACI)** “Building Code Requirements for Reinforced Concrete,” ACI 318-89 and “Commentary.” ACI 318R-89, Detroit, 1989, 353pp.
8. **Azizov, T.** Basis of calculation on torsion for reinforced concrete structures with normal cracks (2019). / Azizov, T., Jurkowska, N., Kochkarev, D., //Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, *Design and Structures*, pp. 1718-1725.
9. **Azizov T.** Consideration of Torsional Rigidity in the Calculation of Plates Using Beam Approximation, / Azizov T., Pereiras R. // *Sciences of Europe*. – 2022. – Vol 1, № 87(2022). – P. 58-61. DOI: 10.24412/3162-2364-2022-87-1-58-61.
10. **EN 1992: Eurocode 2:** Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2002. – 230 p.
11. **Вахненко П.Ф.** Залізобетонні конструкції. / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П. –// Київ: Вища школа, 1999. –508 с.
12. **Под. ред. проф. Т.М.Пецоляда и проф. В.В.Тура.** Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования // Учебное пособие для студентов строительных специальностей. – Брест, БГТУ, 2003 – 380 с. ил. – ISBN 985-6584-59-0.
13. **Кочкаръов Д.В.** Розрахунок міцності та жорсткості таврових залізобетонних балок на основі деформаційної моделі / Кочкаръов Д.В. // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди // Збірник наукових праць. –Рівне, 2013.- Вип.27. –С. 97-103
14. **Кочкаръов Д.В.** Теорія і практика розрахунку залізобетонних згинальних елементів за граничними станами першої та другої груп на основі загальної деформаційної моделі / Кочкаръов Д.В., Бабич В.І. // *Бетон и железобетон в Украине*. – 2012. – № 3. –С.7-14
15. **ACI 318– 95.** Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI 318– 95 and Commentegeru (318– 95R). – American

Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1995– 369 p.

REFERENCES

1. **Horodetskyi A.S.** Ynformatsyonnye tekhnolohyy rascheta y proektyrovanya stroytelnykh konstruksii./Horodetskyi A.S., Shmukler V.S., Bondarev A.V. // – *Kharkov: NTU KhPY*, 2003 – 889 s.
2. **Horodetskyi A.S.** «LYRA-PK» - prohrammnyi kompleks dlia rascheta y proektyrovanya konstruksyi na personalnykh kompiuterakh ./ Horodetskyi A.S., Olyn A.Y., Batrak L.H // *Preprynt NYASSS*. – K., 1988. – 105 s.
3. **Darkov A.V.** Stroytelnaia mekhanyka./ Darkov A.V., Shaposhnykov N.N. // М.: *Vyshh. shkola*, 1986. – 607 s.
4. **Karpenko N.Y.** Teoryia deformatyvnykh zhelezobeton s treshchynamy. – М.: *Stroiizdat*, 1976. – 208 s.
5. **Veriuzhskiy Yu.V.** Kompiuternye tekhnolohyy proektyrovanya zhelezobetonnykh konstruksyi /. Veriuzhskiy, V.Y. Kol-chunorv, M.S. Barabash, Yu.V. Henzerskiy. // – K.: *Knyzhkove vydavnytstvo NAU*, 2006. – 808 s.
6. **Perelmuter A.V.** Raschetnye modeli sooruzheniy y vozmozhnostykh analiza / A.V. Perelmuter, V.Y. Sliyker. – М.: *SKAD SOFT*, 2011. – 736 s.
7. **American Concrete Institute (ACI)** “Building Code Requirements for Reinforced Concrete,” ACI 318-89 and “Commentary.” ACI 318R-89, Detroit, 1989, 353pp.
8. **Azizov, T.** Basis of calculation on torsion for reinforced concrete structures with normal cracks (2019), / Azizov, T., Jurkowska, N., Kochkarev, D. Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, *Design and Structures*, pp. 1718-1725.
9. **Azizov T., Pereiras R.** Consideration of Torsional Rigidity in the Calculation of Plates Using Beam Approximation // *Sciences of Europe*. – 2022. – Vol 1, № 87(2022). – P. 58-61. DOI: 10.24412/3162-2364-2022-87-1-58-61.
10. **EN 1992: Eurocode 2:** Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2002. – 230 p.
11. **Vakhnenko P.F.,** Zalizobetonni konstruksii. / Vakhnenko P.F., Pavlikov A.M., Horyk O.V., Vakhnenko V.P. – //Kyiv: *Vyshcha shkola*, 1999. –508 s.

12. **Pod. red. prof. T.M.Petsolda y prof. V.V.Tura.** Zhelezobetonnye konstruktsyy. Osnovy teoryy, rascheta y konstruyrovaniya // Uchebnoe posobyie dlia studentov stroytelnykh spetsyalnostei. - *Brest, BHTU, 2003 - 380 s. yl. - ISBN 985-6584-59-0.*
13. **Kochkarov D.V.** Rozrakhunok mitsnosti ta zhorstkosti tavrovykh zalizobetonnykh balok na osnovi deformatsiinoi modeli / Kochkarov D.V. // Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy // *Zbirnyk naukovykh prats. – Rivne, 2013.-Vyp.27. -S. 97-103*
14. **Kochkarov D.V.** Teoriia i praktyka rozrakhunku zalizobetonnykh zghynalnykh elementiv za hranychnymy stanamy pershoi ta druhoi hrup na osnovi zahalnoi deformatsiinoi modeli / Kochkarov D.V., Babych V.I. // *Beton i zhelezobeton v Ukraini. – 2012. – № 3. –S.7-14*
15. **ACI 318– 95.** Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI 318– 95 and Commentegeru (318– 95R). – *American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1995– 369 p.*

CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH REGARD TO CRACKING

*Talyat AZIZOV
Andriy ZHOLOBKO*

Summary. It is known that in the elements of reinforced concrete frames during the formation of cracks, the stiffness characteristics change, which in turn leads to a significant redistribution of forces between the individual elements. Software complexes usually used in the engineering of reinforced concrete constructions take into account the change in bending stiffnesses of rod finite elements as a result of cracking. In this case, in order to obtain sufficient accuracy, as a rule, one element of the frame (column, transom) is split into several finite elements, which significantly increases the number of unknowns in the system of equations. In addition, almost all software complexes do not take changes in the torsional stiffness of rod elements as a result of cracking into consideration.

Calculation of plane and spatial frames by classical displacement method and finite element method does not practically differ in terms of the number of unknowns in the system of equations. In a frame consisting of individual rods (columns, transoms), the forces at the different ends of each rod can differ significantly. Therefore, if the stiffness changes as a result of cracking (in an iterative process), the stiffness of the entire rod has to be changed, and this also leads to significant errors. To calculate accurately, we have to divide each rod into a certain number of finite elements, which greatly increases the number of unknowns.

To eliminate this disadvantage, the paper proposes a method for calculating spatial and planar frameworks using the classical method of displacements. But in this case the values of bending moments and reactions on the supports are determined taking into consideration the variable stiffness along the length of each element. Thus, without increasing the number of unknowns, it is possible to take into consideration the stiffness variable along the length of the rod. Moreover, dividing the length of the element into any number of sections does not increase the number of unknowns, while refining the calculation results with regard to cracking. Changing the stiffnesses can be written as a fairly simple subprogram in the general calculation program. On the example of the simplest spatial frame, the importance of dividing the rod into several sections with different stiffnesses is shown. In this case, the number of unknown systems of equations does not increase.

Keywords. Reinforced concrete frame; displacement method; finite element; stiffness; cracking.

Стаття надійшла до редакції 10.05.22

ВИЗНАЧЕННЯ ЗОНИ ТЕПЛООВОГО ВПЛИВУ ПОЖЕЖІ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ОБСТЕЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ ПЕРЕКРИТТЯ

Геннадій ГЛАДИШЕВ¹, Дмитро ГЛАДИШЕВ²

^{1,2} Національний університет „Львівська політехніка”
С. Бандери, 12, Львів, Україна, 79013

¹hennadii.m.hladyshv@lpnu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-2671-5579>

²dmytro.h.hladyshv@lpnu.ua, <http://orcid.org/0000-0003-3978-8600>

Анотація. Наведені результати дослідження технічного стану 14-ти кругло-порожнистих плит за серією ИИ-03-02 в межах підвального поверху двох під'їздів житлової будівлі після пожежі, тривалістю біля 8 годин. Від введення будівлі в експлуатацію до пожежі пройшло більше 40 років, і весь цей час плити перекриття підвалу знаходилися у неагресивному середовищі, але з підвищеною відносною вологістю, що позитивно вплинуло на підвищення міцності бетону типових плит. Огляд плит у суміжних приміщеннях за тривалий час експлуатації не виявив суттєвих дефектів від їх зволоження та недостатніх теплоізоляційних властивостей перекриття над підвальним поверхом.

В зоні обстеження в деяких плитах перекриття над підвалом виявили дефекти пов'язані з дією високої температури, яка знизила їх жорсткість.

Отримані інформації з обстеження необхідна для виконання перевірних розрахунків з визначення несучої здатності і жорсткості плит перекриття та їх порівняння з даними за результатами обстеження. Дані перевірних розрахунків потрібні і для обґрунтування необхідності проведення робіт з підсилення плит, для забезпечення їх подальшої нормальної роботи на діючі на першому поверсі експлуатаційні навантаження.

Для аналізу впливу на прогини плит постійних та корисних навантажень, розглянуті окремі їх дії і виконані перевірні розрахунки прогинів плит перекриття на чотири прийняті окремі стабільні режими нормальної експлуатації.

Побудована гістограма зміни фактичних прогинів плит перекриття над підвалом, за аналізом



Геннадій Гладишев
доцент кафедри будівельних
конструкцій та мостів,
к.т.н., доцент



Дмитро Гладишев
доцент кафедри
архітектурного проектування та
інженерії,
к.т.н., доцент

якою чітко відслідковується ділянка з найбільшими прогинами, що свідчить про розташування в цьому місці найбільших температур. Тобто, за рівнем вертикальних деформацій плит перекриттів можна визначати і відносний розподіл температур в їх межах. Прогини плит від дії високих температур слід розглядати як пошкодження, які перешкоджають нормальній експлуатації і суттєво знижують довговічність плит.

Розглянутий після пожежний стан плит показав, що практично за відсутності впливу на них корисних навантажень, отримані додаткові температурні прогини є більші за розрахункові, які отримані за перевірними розрахунками на дію повних експлуатаційних навантажень.

Також запропоновані різні варіанти підсилення як самих плит, так і швів між ними, для їх сумісної роботи на різні комбінації навантажень.

Ключові слова. Пожежа, високотемпературні впливи, прогини плит, категорії технічного стану, підсилення плит

ВСТУП

Багато надзвичайних ситуацій в житловому фонді виникають через незадовільний стан будівель, їх конструктивних елементів, інженерних мереж внаслідок не дотримання регламенту контролю за їх технічним станом. Контроль за технічним станом здійснюється шляхом впровадження системи технічного огляду будівель (проведення планових та позапланових оглядів) із оцінюванням технічного стану несучих будівельних конструкцій та будівель в цілому. Достовірне оцінювання технічного стану несучих конструкцій будівлі дозволяє попереджувати виникнення руйнувань, як цих конструкцій та і самої будівлі.

Оцінювання категорій технічного стану будівельних конструкцій та будівель також необхідні і після явищ стихійного характеру (аварії, пожежі, повені, тощо). Наприклад, після пожежі необхідна пожежно-технічна експертиза, основним завданням якої є визначення причин та умов виникнення пожежі, обставин та шляхів розповсюдження вогню та будівельно-технічна експертиза, завданням якої є визначення залишкового ресурсу будівельних конструкцій.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідженнями, які стосуються оцінювання категорій технічного стану та його прогнозування на сьогоднішній день займаються багато дослідників як в Україні [1, 2, 3, 4], так і за кордоном [5, 6, 7]. Також є певні дослідження у напрямку впливу високотемпературних впливів на технічний стан конструкцій [8, 9, 10]. Дослідження температурних впливів на поведінку конструкцій внаслідок пожеж є основою для прогнозування та оцінки їх технічного стану після пожежі і однією із складових систем пожежної безпеки будівель.

У зв'язку з невизначеним розподілом високих температур по площі будівлі та і відповідно по її конструкціях, тільки візуально не можливо встановити фактичну категорію технічного стану конструкцій від впливу те-

мператур, тому необхідно виконувати комплексне технічне обстеження.

Крім того, до завдань дослідження при проведенні пожежно-технічної експертизи віднесено питання інтенсивності горіння з вказуванням зони активного горіння та зони теплового впливу. Але не завжди візуально вдається після пожежі визначити осередок максимального теплового впливу без інструментальних досліджень.

МЕТА ДОСЛІДЖЕНЬ

Виконати інструментальне дослідження конструкцій перекриття після дії високотемпературних впливів (пожежі) з оцінкою категорії їх технічного стану та, в разі необхідності, запропонувати варіант підсилення конструкцій. За результатами досліджень визначити відносний розподіл температур в межах дії цих впливів.

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПОЯСНЕННЯ

Об'єктом досліджень є конструкції перекриття підвального поверху п'ятиповерхової житлової будівлі у м. Львові, які були піддані високотемпературним впливам (рис. 1).



Рис. 1. Фрагмент фасаду будівлі з наслідками пожежі

Fig. 1. Fragment of the facade of the building with the consequences of fire

Згідно „Акту про пожежу”, пожежа у підвальному поверсі тривала майже 8 годин. В зв'язку з невизначеним розподілом високих температур по площі підвалу, візуально не можливо було виявити дефекти, пов'язані з

дією високої температури, які знизили проектну несучу здатність та жорсткість конструкцій перекриття.

Роботи з обстеження несучих конструкцій перекриття над підвалом включали такі етапи:

- обмірні роботи будівельних конструкцій на ділянці пожежі;
- виявлення дефектів у плитах з їх фотофіксацією;
- заміри прогинів усіх плит перекриття.
- визначення фактичної міцності бетону плит без дії температурних впливів;
- визначення фактичного армування плит.

Визначення фактичної міцності бетону та фактичного армування конструкцій плит перекриття, необхідні для їх ідентифікації їх марок за старими типовими серіями, а також для перевірних розрахунків на різні розрахункові ситуації [11].

Роботи з обстеження будівельних конструкцій проводили відповідно до рекомендацій і вимог стандартів [12].

Отримана інформація використана для виконання перевірних розрахунків по визначенню несучої здатності та жорсткості конструкцій перекриття.

Дані перевірних розрахунків використані для обґрунтування необхідності проведення

робіт з підсилення конструкцій перекриття для забезпечення їх подальшої нормальної роботи на діючі на першому поверсі експлуатаційні навантаження.

За архітектурно-планувальним та конструктивним рішенням будівля є п'ятиповерховою спорудою з підвалом. Будівля відноситься до класу наслідків СС2, коефіцієнти надійності за відповідальністю γ_n , для використання в розрахункових ситуаціях, прийняті за табл. 5 [11].

Геометричні параметри обстеженого підвального поверху, де сталась пожежа:

- довжина – 17,14 м (між поперечними капітальними стінами);
- ширина – 5,5 м (між поздовжніми несучими стінами);
- висота приміщення підвалу – 2,2 м.

Перекриття над підвалом виконане із залізобетонних кругло-порожнистих плит, розміром в плані 1,19×5,86 м та товщиною 220 мм.

Фрагмент плану першого поверху, в межах зони пожежі, з розташуванням плит перекриття підвалу наведена на рис. 2.

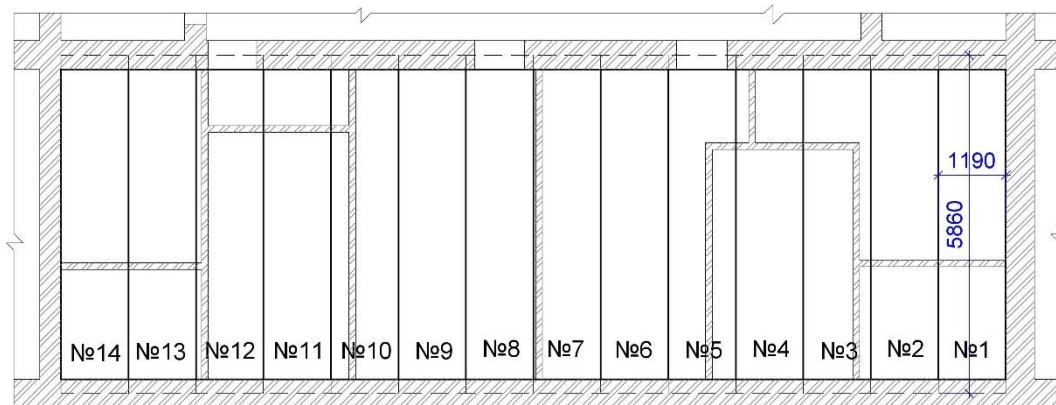


Рис. 2. Фрагмент плану 1-го поверху з розкладкою кругло-порожнистих плит перекриття над підвалом (№1 - нумерація плит в зоні дослідження)

Fig. 2. Fragment of the plan of the 1st floor with the layout of round-hollow slabs over the basement (#1 - numbering of slabs in the study area)

Для визначення розташування робочої арматури (рис. 3), товщини захисного шару

бетону та діаметрів робочої арматури використали прилад ИЗС-10Н та в декількох місцях руйнівне зондування.



Рис. 3. Розташування робочої арматури в плиті (позначено крейдою)

Fig. 3. Uneven arrangement of working fittings in the slab (marked with chalk)

Визначили, що круглопорожнисті плити перекриття армовані у нижній розтягнутій зоні зварними сітками з робочою арматурою $5\varnothing 12$ А-III та конструктивною поперечною арматурою $\varnothing 5$ Вр-I з кроком $0,30\pm 0,350$ м. Арматура двох напрямків поєднана контактним зварюванням у точках перетину.

При визначенні міцності бетону не руйнівним методом за його поверхневою твердістю використали пружинний автомат А-1 комбінату “Хмельницькпромбуд”. Фактичні рівні визначення міцності бетону плит перекриття були отримані на плиті №1, 2, 3 та трьох плит у сусідньому приміщенні під-

валу (які не ушкоджені інтенсивною пожежею), напроти плит №9, 10, 11. Усі отримані результати були оброблені статистично для визначення по ним марки (M_f) бетону за його середньою міцністю за класифікацією старих норм [13], що діяли на час проектування, та класу (C_f) бетону за [14].

Обробка даних показала таке: марка бетону $M_f 375$, клас бетону $C_f 25/30$ при коефіцієнті варіації $V=0,1125$ для еталонних кубів $150\times 150\times 150$ мм.

За отриманими даними армування та міцності бетону, плити були ідентифіковані за старою серією ИИ-03-02, 1957 року випуску. За серією, максимальне експлуатаційне рівномірно-розподілене навантаження при $\gamma_f=1$ становило 600 кг/м². Проектна марка М200 відповідає умовному класу бетону С12/15

Були заміряні прогини (f) усіх плит перекриття в зоні пожежі за допомогою лазерного ротаційного рівня. Заміри прогинів плит подані на плані перекриття підвального поверху (рис. 4).

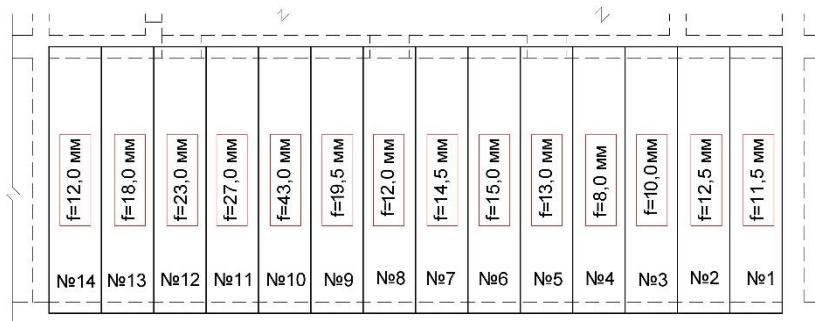


Рис. 4. Дані замірів прогинів (f) кругло-порожнистих плит в зоні пожежі

Fig. 4. Measurement data of deflections (f) of round-hollow slabs in the fire zone

Як бачимо з рисунку 4, плита перекриття №10 отримала найбільший прогин.

На суттєве зменшення жорсткості цієї плити, окрім високої температури, додатково вплинула перегородка, розташована вздовж її прольоту, яка отримала горизонтальні відривні тріщини від перекриття першого поверху (рис. 5).



Рис. 5. Горизонтальна відривна тріщина в перегородці 1-го поверху

Fig. 5. Horizontal tear crack in the partition of the 1st floor

З врахуванням довготривалої експлуатації плит перекриття після їх виготовлення, на перше місце під час обстеження виходить контроль їх якості для порівняння фактично отриманих результатів з вимогами проектної документації та міцністю передбаченою у старих типових проектах для перевірного розрахунку їх несучої здатності та жорсткості.

Для виконання перевірних розрахунків

плит перекриття на різні розрахункові ситуації, виконали збір на них відповідних навантажень (табл. 1) з урахуванням фактичного складу підлог і поверху.

Повні експлуатаційні навантаження, які діяли на плити до пожежі (див. табл. 1: $0,593\text{т/м} / 1,2\text{м}=494,2\text{т/м}^2$), були менші за проектні значення ($g_{II}+v_{II}=0,6\text{ т/м}^2$) у 1,21 рази.

Табл. 1. Збір рівномірно-розподілених навантажень на 1 пог. м плити шириною 1,2 м

Table 1. Collection of evenly distributed loads on 1 run. m slab 1,2 m wide

Вид навантаження	Навантаження на пог. м плити, т/м		
	$\gamma_f=1$	γ_f	$\gamma_f>1$
Постійне:			
Паркетна дошка, $(0,55\times 0,016\times 0,95)\times 1,2\text{ м}$	0,010	1,2	0,012
Лаги $75\times 75\text{ мм}$, крок $0,4\text{ м}$	0,009	1,2	0,011
Плити мінераловатні, $(0,2\times 0,05\times 0,95)\times 1,2\text{ м}$	0,011	1,2	0,014
Пароізоляція, толь	0,001	1,2	0,001
Залізобетонна плита $P=2,06\text{ т}$, $g_{II}=0,293\text{ т/м}^2$ із заливкою швів $g_{II}=(2,06/(5,86))\times 0,95$	0,33	1,1	0,37
Всього постійне, g	0,365		0,405
Тимчасове – $0,150\text{ т/м}^2$. (згідно табл. 6.2, п.1 [15])	0,17	1,3	0,22
Довготривале, перегородки, (п. 6.6 [15]) $g=0,05\text{ т/м}^2\times 1,2\text{ м}$	0,057	1,3	0,074
Разом, $q_{np}=g+v$	0,593		0,701

У навантаження в табл. 1 включені: постійні навантаження – власна вага плит із заливкою швів між плитами та вагою підлоги; змінні короточасні корисні навантаження згідно [15]; змінні тривалі навантаження від перегородок [15].

Для аналізу впливу на прогини плит постійних та корисних навантажень, розглянуті окремі їх дії в режимі нормальної експлуатації (стабільні розрахункові ситуації): 1 – тільки постійні; 2 – постійні та перегородки; 3 – постійні та корисні; 4 – постійні, перегородки та корисні. Для перевірки рівня прогинів використали основні сполучення, які включають постійні навантаження з експлуатаційними розрахунковими значеннями, а також експлуатаційні розрахункові, циклі-

чні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

За перевірними розрахунками за граничними станами другої групи отримали такі рівні прогинів для відповідних розрахункових ситуацій: $f_1=9,4\text{ мм}$ – для 1 розрахункової ситуації; $f_2=11,63\text{ мм}$ – для 2 розрахункової ситуації; $f_3=16,17\text{ мм}$ – для 3 розрахункової ситуації; $f_4=18,5\text{ мм}$ – для 4 розрахункової ситуації.

Для оглядності, на рис. 6 побудована гістограма зміни фактичних прогинів плит перекриття над підвалом. За аналізом гістограми чітко відслідковується ділянка з найбільшими прогинами, яка може свідчити про розташування в цьому місці найбільших температур, тобто за деформаціями кругло-

порожнистих плит перекриттів можна визначити і відносний розподіл температур під час пожежі.

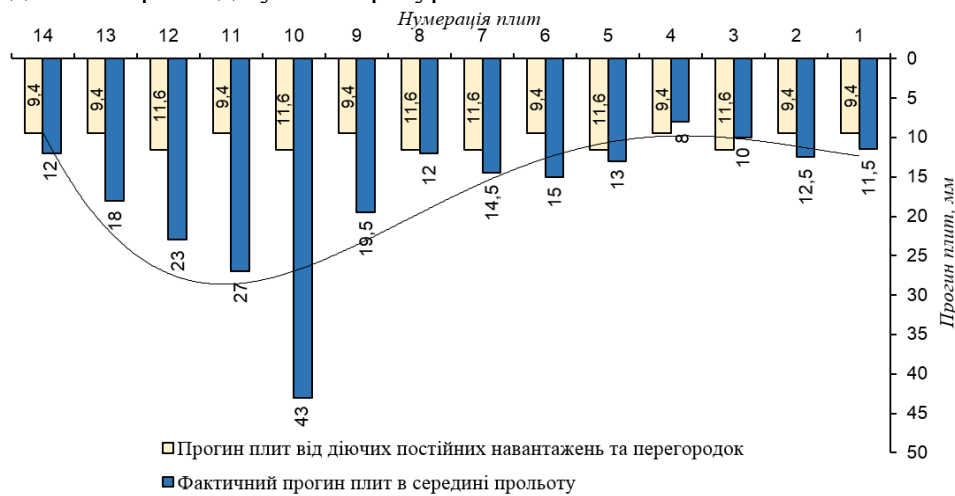


Рис. 6. Гістограма розподілу фактичних прогинів кругло-порожнистих плит перекриття над підвалом у порівнянні з розрахунковими на час обстеження

Fig. 6. Histogram of the distribution of the actual deflections of round-hollow slabs over the basement in comparison with the estimated at the time of the survey

На основі проведених досліджень можна оцінити категорії технічних станів конструкцій перекриття [12].

Плити перекриття з №1-8, 14 (дев'ять плит) знаходяться у 1 категорії технічного стану – нормальному. Відсутні дефекти та пошкодження, які перешкоджають нормальній експлуатації або знижують довговічність плит.

Плити перекриття з №9-13 (п'ять плит) знаходяться у 3 категорії технічного стану – непридатній до нормальної експлуатації. За умовами експлуатації мають місце пошкодження, які знижують довговічність плит. Ці плити, практично при відсутності впливу корисних навантажень, отримали додаткові температурні прогини більші за розрахункові, які отримані на дію повних експлуатаційних навантажень. Необхідні заходи щодо підсилення цих плит.

Відсутність сумісної роботи плит у перекритті підвального поверху, показує суттєву різницю прогинів в межах дії високотемпературних навантажень. Сумісна робота плит перекриття дозволяє розподілити постійні та тимчасові навантаження, знизити величини прогинів та виключити порушення зчеплення матеріалу шва між плитами. У нашому випадку порушена якість заповнення

швів між плитами.

Виходячи з оцінки категорій технічного стану бачимо, що п'ять плит перекриття потребують підсилення. Збірні залізобетонні порожнисті плити перекриттів з круглими чи овальними порожнинами слід підсилювати, використовуючи частину порожнин. В них, після пробивання верхньої полицки, встановлюють додаткові арматурні каркаси, після чого порожнини бетонують. Потовщення плити бетонуванням зверху не обов'язково, його необхідність визначається необхідністю сумісної роботи плит та необхідністю суттєвого підвищення несучої здатності плит за рахунок бетонування зверху. Варіанти підсилення перерізів плит наведені на рис. 7.

Із більш новітніх варіантів підсилення можна розглянути підсилення композитними матеріалами із вуглецевих волокон. Таке підсилення успішно використовується при реконструкції будівель для підвищення несучої здатності та тріщиностійкості конструкцій збірних та монолітних залізобетонних перекриттів. У якості композитних матеріалів застосовують, наприклад, стрічки Sika CarboDur, міцність яких складає до 3200МПа.

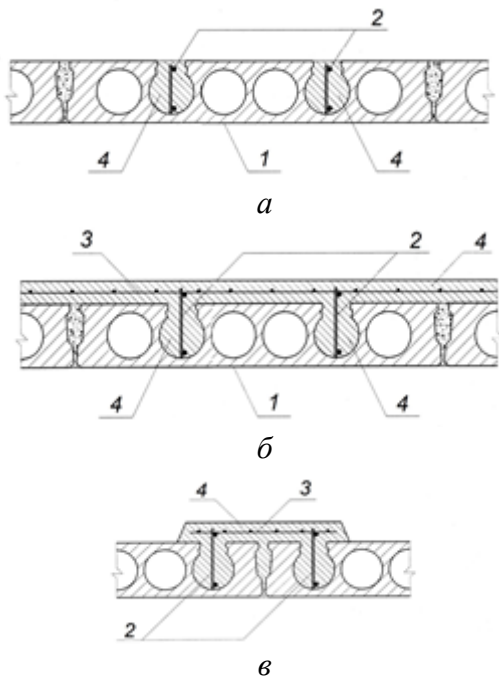


Рис. 7. Підсилення кругло порожнистих плит перекриття:

- a* – однієї плити;
- б* – усіх плит з улаштуванням додаткової плоскої плити;
- в* –стиків між плитами (сумісна робота плит);
- 1 – плита, що підлягає підсиленню;
- 2 – арматурні каркаси підсилення;
- 3 – арматурні сітки підсилення;
- 4 – бетон підсилення

Fig. 7. Reinforcement of round hollow slabs:

- a* – one slab;
- b* – all slabs with the device of an additional flat slab;
- c* – joints between slabs (joint work of slabs);
- 1 – slab to be reinforced;
- 2 – reinforcing frames of reinforcement;
- 3 – reinforcing mesh reinforcement;
- 4 – reinforced concrete

Основний спосіб підсилення полягає у приклеюванні стрічок з вуглецевих волокон, у якості зовнішнього армування, на плити перекриття (рис. 8). Для приклеювання використовують епоксидні клеї. Умовою за-

стосування цих композитних стрічок є мінімально необхідний клас бетону С12/15 конструкцій, які підсилюємо. Виконання робіт з улаштування стрічок із вуглецевих волокон має відповідати технічним картам застосованих матеріалів.

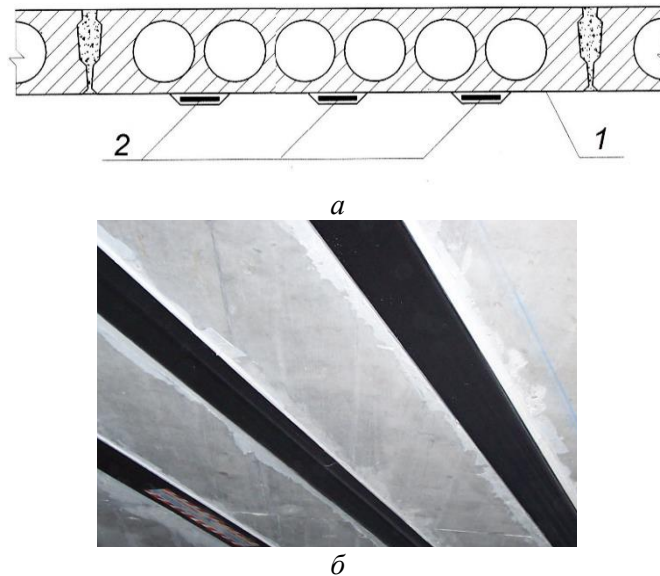


Рис. 8. Улаштування стрічок з вуглецевих волокон на нижню поверхню залізобетонного перекриття:

- a* – технічне рішення;
- б* – загальний вид виконаного підсилення;
- 1 – плита, що підлягає підсиленню; 2 – стрічки Sika CarboDur

Fig. 8. Arrangement of strips of carbon fibers on the lower surface of the reinforced concrete floor

- a* – technical solution;
- b* – General view of the performed reinforcement;
- 1 – slab to be reinforced; 2 – Sika CarboDur tapes

ВИСНОВКИ

На основі проведеного інструментального дослідження конструкцій перекриття після дії високотемпературних впливів виконана оцінка категорій їх технічного стану.

Виявлено, що частина кругло-порожнистих плит перекриття знаходяться у 3 категорії технічного стану і потребують підсилення.

Запропоновані різні варіанти підсилення (бетонування пустот або улаштування композитних матеріалів) як самих плит, так і швів між ними.

Проведене дослідження показало, що даний підхід можна застосувати і при проведенні пожежно-технічної експертизи, в частині визначення зони теплового впливу.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Клименко Є.В.** Визначення технічного стану будівель і споруд // *Збірник наукових праць „Будівельні конструкції”*. Вип. 54, Київ: НДІБК, 2001. – С. 301-305.
2. **Гладишев Д.Г.** Дослідження технічного стану будівель, споруд та їх елементів: монографія. / Гладишев Д.Г., Гладишев Г.М. – // *Львів. Видавництво Львівської політехніки, 2012. 304 с.*
3. **Віхоть С.І.** Результати технічного обстеження громадської будівлі по вул. Уласа Самчука у м. Львові, / Віхоть С.І., Вибранець Ю.Ю., Мудрий І.Б., Бурчєня С.П., // *Вісник „Архітектура та будівництво”, серія „Технічні науки”*. Вип. 2 (90), Рівне, НУВГП, 2020. – С. 144-154.
4. **Гладишев Г.М.** Аналіз причин та послідовності утворення дефектів в ребристих плитах, / Гладишев Г.М., Гладишев Д. Г, Гладишев Р.Д. // *Науково-технічний, виробничий та інформаційно-аналітичний журнал „Наука та будівництво”*. №1(11), Київ: НДІБК, 2017. – С. 32–38.
5. **Banaszek A.** Possibilities of use of uavs for technical inspection of buildings and constructions., / Banaszek, A., Banaszek, S., & Cellmer, A.-// *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science (Vol. 95, No. 3, p. 032001). IOP Publishing.*
6. **Sarja A.** Lifetime performance modeling of structures with limit state principles // *Proc. of 2nd Intern. Symposium ILCDES 2003, Lifetime Engineering of Buildings and Civil Infrastructures. – Finland, Kuopio: Association of Finnish Civil Engineers, 2003. – P. 59-66.*
7. **Sarja A.** Generalized lifetime state design of structures // *Proc. of the 2nd Intern. Conf., Lifetime-Oriented Design Concepts, ICDLOS. – Germany: Ruhr-University Bochum, 2004. – P. 51-60.*
8. **Шналь Т.М.** Технічна діагностика та подальша експлуатація залізобетонних конструкцій після пожежі, /Шналь Т.М., Хоржевський В.І., Павлюк Ю.Е., Пархоменко Р.В. // *Вісник НУЛП „Теорія і практика будівництва”*. №144, Львів, Видавництво Львівської політехніки, 2002. – С. 184-189.
9. **Отрош Ю.А.** Оцінка технічного стану стін і перекриттів житлових будинків після пожежі // *Збірник наукових праць „Галузеве машинобудування, будівництво”*. Вип. 1 (46), Полтава, ПолтНТУ, 2016. – С. 212-220.
10. **Отрош Ю.А.** Розробка підходу до визначення технічного стану будівельних конструкцій при дії силових та високотемпературних впливів // *Вісник ОДАБА „Будівельні конструкції”*. Вип. 71, Одеса, ОДАБА, 2018. – С. 54-60.
11. **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: Мінбуд України, 2019.*
12. **ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016.** Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. – *Київ, ДП „УкрНДНЦ”, 2017.*
13. **В. Колякова** Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика» // *Будівельні конструкції. Теорія і практика. Зб. наук праць.- Київ: вип.6,2020.- С. 114-118.*
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118>
14. **ДБН Б.В.2.6-98:2009.** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – *Київ, Мінрегіонбуд України, 2011.*
15. **ДБН В.1.2-2:2006.** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи. Норми проектування. – *Київ, Мінбуд України, 2006.*
16. **ДСТУ Б В.1.2-3:2006.** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів.

Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – Київ, Мінбуд України, 2006.

REFERENCES

1. **Klymenko Ye.V.** (2001). Vyznachennia tekhnichnoho stanu budivel i sporud. *Collection of scientific works "Building constructions"*, 54, 301-305. (in Ukrainian).
2. **Hladyshev D.H., Hladyshev H.M.** (2012). *Doslidzhennia tekhnichnoho stanu budivel, sporud ta yikh elementiv: monohrafiia*. Lviv: Lviv Polytechnic Publishing. (in Ukrainian).
3. **Vikhot S.I., Vybranets Yu. Yu., Mudryi I.B., Burchenia S.P.** (2020). Rezultaty tekhnichnoho obstezhennia hromadskoi budivli po vul. Ulasa Samchuka u m. Lvovi. *Bulletin "Architecture and Construction"*, series "Technical Sciences", 2 (90), 144-154. (in Ukrainian).
4. **Hladyshev H.M., Hladyshev D. H, Hladyshev R.D.** (2017). Analiz prychnyn ta poslidovnosti utvorennia defektiv v rebrystykh plytakh pokrytia. *Scientific-technical, production and information-analytical journal "Science and Construction"*, 1 (11), 32 –38. (in Ukrainian).
5. **Banaszek, A., Banaszek, S., & Cellmer, A.** (2017). Possibilities of use of uavs for technical inspection of buildings and constructions. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science (Vol. 95, No. 3, p. 032001)*. IOP Publishing.
6. **Sarja A.** (2003). Lifetime performance modeling of structures with limit state principles. *Proc. of 2nd Intern. Symposium ILCDES 2003, Lifetime Engineering of Buildings and Civil Infrastructures*, 59-66.
7. **Sarja A.** (2004). Generalized lifetime state design of structures. *Proc. of the 2nd Intern. Conf., Lifetime-Oriented Design Concepts, ICDLOS*. 51-60.
8. **Shnal T.M., Khorzhevskiy V.I., Pavliuk Yu.E., Parkhomenko R.V.** (2002). Tekhnichna diahnostyka ta podalsha ekspluatatsiia zalizobetonnykh konstruktsii pislia pozhezhi. *Bulletin of NULP "Theory and Practice of Construction"*, 144, 184-189. (in Ukrainian).
9. **Otrosh Yu.A.** (2016). Otsinka tekhnichnoho stanu stin i perekryttiv zhytlovykh budynkiv pislia pozhezhi. *Collection of scientific works "Industry engineering, construction"*, 1 (46), 212-220. (in Ukrainian).
10. **Otrosh Yu.A.** (2018). Rozrobka pidkhodu do vyznachennia tekhnichnoho stanu budivelnykh konstruktsii pry dii sylovykh ta vysokotemperaturnykh vplyviv. *Bulletin of ODABA "Building Constructions"*, 71, 54-60. (in Ukrainian).
11. **DBN V.1.2-14:2018.** Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnykh ob'ektiv. Zahalni pryntsypy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud. – Kyiv: Minbud Ukrainy, 2019. (in Ukrainian).
12. **DSTU-N B V.1.2-18:2016.** Nastanova shchodo obstezhennia budivel i sporud dlia vyznachennia ta otsinky yikh tekhnichnoho stanu. – Kyiv, DP „UkrNDNTs”, 2017. (in Ukrainian).
14. **DBN B.V.2.6-98:2009.** Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia. – Kyiv, Minrehionbud Ukrainy, 2011. (in Ukrainian).
15. **DBN V.1.2-2:2006.** Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnykh ob'ektiv. Navantazhennia ta vplyvy. Normy proektuvannia. – Kyiv, Minbud Ukrainy, 2006. (in Ukrainian).
16. **DSTU B V.1.2-3:2006.** Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnykh ob'ektiv. Prohyny i peremishchennia. Vymohy proektuvannia. – Kyiv, Minbud Ukrainy, 2006. (in Ukrainian).

DETERMINATION OF THE ZONE OF THERMAL INFLUENCE OF FIRE BY RESULTS INSPECTION OF FLOOR STRUCTURES

*Hennadii HLADYSHEV,
Dmytro HLADYSHEV*

Summary. The results of the study of the technical condition of 14 round-hollow slabs according to the series II-03-02 within the basement of two entrances of a residential building after a fire, lasting about 8 hours. More than 40 years passed from the commissioning of the building to the fire, and all this time the basement slabs were in a non-aggressive environment, but with high relative humidity, which had a positive effect on increasing the concrete strength of typical slabs. Inspection of slabs in adjacent rooms for a long time of operation did not reveal significant defects from their humidification and insufficient thermal insulation properties of the floor above the basement.

In the inspection area, some floor slabs above the basement were found to be defective due to high temperatures, which reduced their rigidity.

The information obtained from the survey is necessary to perform verification calculations to determine the load-bearing capacity and stiffness of the floor slabs and compare them with the data from the survey results. The data of test calculations are also needed to substantiate the need for reinforcement work on the slabs, to ensure their further normal operation on the operating loads on the ground floor.

To analyze the impact on the deflections of slabs of constant and payloads, some of their actions are considered and verified calculations of the deflections of the floor slabs for the four adopted separate stable modes of normal operation.

A histogram of the change in the actual deflections of the floor slabs above the basement is constructed, according to the analysis of which the area with the largest deflections is clearly traced, which indicates the location of the highest temperatures in this place. That is, the level of vertical deformations of floor slabs can determine the relative temperature

distribution within them. Deflections of slabs due to high temperatures should be considered as damage that interferes with normal operation and significantly reduces the durability of slabs.

Considered after the fire condition of the slabs showed that in the absence of impact on them payloads, the obtained additional temperature deflections are greater than the calculated, which are obtained by verification calculations for the action of full operating loads.

Also offered different options for strengthening both the slabs themselves and the seams between them, for their joint work on different combinations of loads.

Keywords. Fire; high-temperature influences; deflections of slabs; categories of technical condition; reinforcement of slabs.

Стаття надійшла до редакції 29.03.2022

ЕТАПИ РОЗВИТКУ БЕТОНУ ТА ДОСВІД ВИКОРИСТАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Галина ГЕТУН¹, Ірина БЕЗКЛУБЕНКО², Вікторія КОШЕВА³, Інна КОШЕВА⁴

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

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

²i.bezklubenko@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-9149-4178>

³vikk-ko@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-6178-8837>

⁴kosheva.inna@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0001-8224-3759>

Анотація. Наразі використання бетону та залізобетонних конструкцій у будівництві є загальноприйнятим. Їх широке використання стало можливо завдяки надбанню інженерів та архітекторів минулих століть. Авторами розглянуті основні визначальні етапи розвитку бетонних і залізобетонних конструкцій та їх широка популяризація в світі. Наданий послідовний історичний огляд розвитку конструктивних форм із залізобетону в житлових і нежитлових будівлях. На чисельних прикладах проілюстрований шлях розвитку залізобетонних конструкцій – від стояково-балкових систем до криволінійних просторових форм.

Розглянуті роботи визначних інженерів-будівельників та архітекторів: Ф. Геннебіка, М. Кенена, О. Перре, Р. Майяра, Д. Мате-Трукко, В. Бонаде Боттіно, Р. П'яно, Е. Фрессіне, М. Берга, Г. Трауера, Е. Торроха, П. Луїджі Нерві та ін. [2, 13, 15].

В статті проаналізований розвиток архітектури, будівельних конструкцій і технологій будівництва у вирішальних фазах історичного розвитку на основі використання методу архітектурних досліджень, який базується на аналізі об'єктивних ознак будівель та споруд, а саме їх функціональних призначеннях і конструктивних можливостях. Досліджені визначальні етапи впровадження та широкого використання монолітного залізобетону та залізобетонних конструкцій в практику проектування та будівництва.



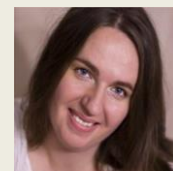
Галина ГЕТУН

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



Ірина БЕЗКЛУБЕНКО

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



Вікторія КОШЕВА

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



Інна КОШЕВА

асистент кафедри теоретичної механіки

Узагальнений досвід проектування і будівництва унікальних споруд з великопрогоновими покриттями, прослідкований пошук раціональних конструктивних рішень, надані рекомендації для подальшого перспективного розвитку залізобетонних конструкцій.

Ключові слова. Монолітний залізобетон; залізобетонні конструкції; каркасно-монолітні будівлі; об'єкти будівництва; тонкостінні оболонки; купольні покриття; армоцемент; тонкостінне склепінчасте покриття; асиметричні поверхні.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Сучасна архітектура і будівництво має глибокі корені, які виходять з досягнень минулих сторіч. Історія розвитку архітектури і будівництва складається з цілого ряду вирішальних факторів. Поштовхом до пошуків нових форм будівель і споруд та розвитку нового розуміння простору стала поява нових конструктивних матеріалів і пов'язаних з ними нових технологій будівництва. Одночасно з цим архітектура і будівництво розвивалося під впливом потужних соціальних факторів, які визначали не лише мислення і діяння ведучих архітекторів та інженерів, але і нові напрями в будівництві.

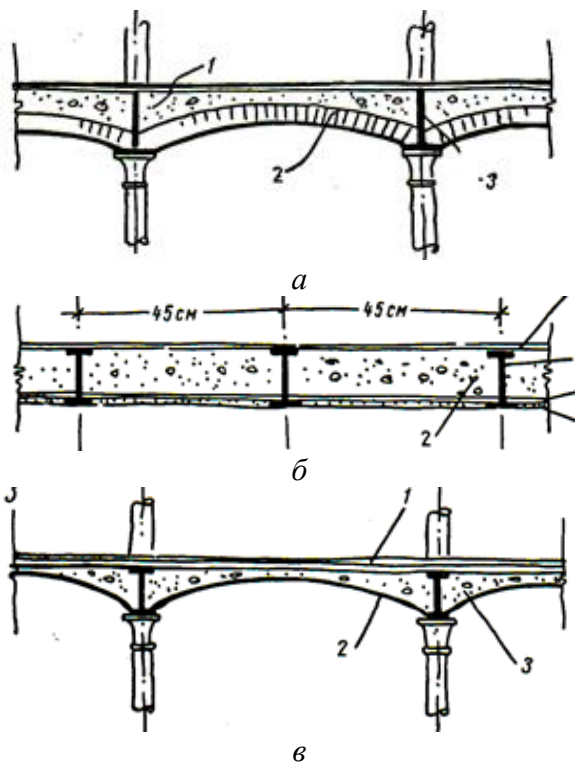
Потужним стимулом розвитку сучасної архітектури і будівництва стали нові будівельні матеріали і конструкції та гуманістичні принципи будівництва. Пошуки нових виразних форм визначаються творчими поєднаннями художніх задумів архітекторів та інженерів і можливостями нових будівельних матеріалів. Замість природних матеріалів – дерева і каменю, в будівництво в XIX ст. увійшли сталь і залізобетон, алюміній та скло. Вирішальними факторами стали зміни у постановках проблем формоутворення. Форма будівлі або споруди перестала бути домінуючим фактором, який підпорядковував інші елементи споруд. В усі часи розвитку архітектури і будівництва у змаганнях між творчістю архітекторів і мисленням інженерів лежали суперечності між технічними можливостями і людськими потребами. Архітектура сучасних будівель і споруд довела, що в результаті раціонального використання технічних засобів можна створювати нові цінності, а художня творчість і технічне мислення не повинні суперечити один одному [1, 8, 11].

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Бетон широко використовувався будівельниками Стародавньої Римської імперії, але у середні віка він втратив своє значення основного будівельного матеріалу. Розвиток бетону і залізобетону пов'язаний з трьома важливими подіями: повторне «відкриття» бетону, виробництво штучного цементу і використання чавуну і сталі в будівництві [4, 9, 15].

Вперше повторно бетон був використаний в 1760 р. видатним англійським інженером Джоном Смітсоном для спорудження одного із шлюзів на річці Колдер [6, 13]. В цьому проєкті тришарові стінки шлюзу були виконані з двох зовнішніх шарів каменю і проміжку між ними, заповненого бетоном, який складався з розчину із гідравлічного вапна з мергелей і пуцолану, дрібного гравію, піску і води. Приблизно з 1835 р. бетон починають використовувати при спорудженні основ і фундаментів у Франції. Другим «відкриттям» стала розробка технологій виготовлення міцних штучних цементів, необхідних для зв'язування заповнювачів для бетонів. Саме інженер Джон Смітсон відзначив у своїх роботах, що суміш вапна і глини, взятих у визначених співвідношеннях, після випалювання надає розчинам сильні зв'язувальні властивості, а тому рекомендується для використання в гідротехнічних спорудах. На основі робіт англійських інженерів Паркера, який започаткував у 1796 р. «романцемент», Віка, який у 1813 р. випалював різні сорти глини і гашеного вапна, у 1843 р. з'явився «портландцемент» Уільяма Аспдіна, зразки якого отримали у 1851 р. призначені на Всесвітній виставці в Лондоні та були запатентовані. У 1845 р. в результаті тривалих досліджень Ісаак Чарльз Джонсон також відкрив секрети непатентованого на той час портландцементу – доведення суміші вапна і глини до спікання, а потім розмелювання такого клінкера. Введення цього удосконалення у виробництво остаточно переконало в перевагах портландцементу і його почали виробляти як в Англії так і в інших країнах світу. Встановлена Джонсоном необхідність

доводити випалювання портланд-цементного клінкеру до спікання є тепер обов'язковою вимогою стандартів для всіх країн, які виробляють цемент. Третьою важливою подією, яка обумовила відкриття залізобетону, було впровадження в будівництво чавуну. Вже на початку XIX ст. у Великобританії з'явилися будівлі з каркасами з чавунних колон і балок, виготовлених із зварювального заліза. У 1801 р. шотландський інженер Джеймс Уатт і підприємець Меттью Болтон використали бетон в перекриттях по цегляних склепіннях бавовняної фабрики Філіппа і Лі у Манчестері-Солфордї (рис. 1,



а). У 1829 р. англійський інженер-будівельник Чарльз Фокс запроєктував міжповерхове бетонне перекриття армоване металевими балками (рис. 1, б). Інженер з Манчестера Вільям Ферберн у 1845 р. сконструював міжповерхові перекриття промислової будівлі, які склалися з двотаврових балок із зварювального заліза, з'єднаних зверху металевими зв'язками, а внизу склепінчастими металевими листами, на які укладався шар бетону (рис. 1, в). Ця конструкція вже частково передбачала принципи сумісної роботи заліза і бетону, тобто залізобетону [14].

Рис.1. Приклади раннього використання заліза і бетону в міжповерхових перекриттях промислових будівель Великобританії: а – інж. Джеймс Уатт і Меттью Болтон, 1801 р.; б – інженер-будівельник Чарльз Фокс, 1829 р.; в – інж. Вільям Ферберн, 1845 р.

Fig.1. Examples of early use of iron and concrete of industrial buildings in Britain: а – James Watt and Matthew Bolton, 1801; б – Charles Fox, 1829; в – William Fairburn, 1845

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Поява залізобетону у другій половині XIX ст. пов'язують з бурхливим зростанням промисловості, транспорту і торгівлі та необхідністю будівництва нових фабрик, заводів, портів, вокзалів та інших капітальних споруд. У цей час була вже розвинута цементна промисловість і чорна металургія і досвід будівництва з каменю, цегли, неармованого бетону, дерева і металу. Прийнято вважати, що першим виробом із залізобе-

тону був човен, споруджений Жан-Луї Ламбо у Франції в 1854 році, в якому поєднані металевий каркас і цементно-піщаний розчин, та патент на залізобетон, отриманий ним у 1855 р.

У другій половині XIX ст. одночасно декілька дослідників почали використовувати **залізобетон** – композитний будівельний матеріал, що являє собою бетон підсилений сталевією арматурою. У 1854 р. англійський спеціаліст по штукатурних роботах і виготовленню штучного каменю Вільям Уілкінсон винайшов і запатентував конструкцію

вогнестійкого перекриття будівлі, яка складалася із залізних тросів, розташованих з визначеним кроком і залитих бетонною сумішшю. В 1855 р. француз Франсуа Куаньє запатентував у Франції і Великобританії спосіб виготовлення бетону, який він назвав «*beton agglomeré*». В своїй роботі «Використання бетону в будівництві» Ф. Куаньє відмічає, що армування бетону металевими стрижнями підвищує його міцність і несучу здатність. У 1862 р. інженер з Лондона М. Аллен запатентував систему залізобетонних перекриттів і сходів, в і 1865 р. інж Ф. Ренсон запроєктував бетонні балки армовані каркасами із смуг шинного заліза, які були удосконалені та запатентовані в 1867 р. інж. Х. І. Б. Скоттом. І лише у 1867 р. французький підприємець у галузі садівництва Жозеф Моньє отримав свій перший

патент у Франції на конструкції садових діжок для рослин з використанням цементу. Всесвітні виставки 1867 і 1879 років надали можливість широкого ознайомлення будівельників з роботами Ж. Моньє – ємності для рослин з дротяних сіток, обмазаних з обох боків цементно-піщаним розчином. У 1880 роках патенти на використання залізобетону були продані до Німеччини, Австрії та Росії, а в ХХ ст. залізобетон став найпопулярнішим матеріалом у будівництві [4, 5, 7].

Особливе значення для подальшого розповсюдження залізобетону мали роботи французького інженера Франсуа Геннебіка, який популяризував залізобетон [14]. У 1892 році він запропонував нову систему каркасних будівель із залізобетонними монолітними ребристими перекриттями (рис. 2).

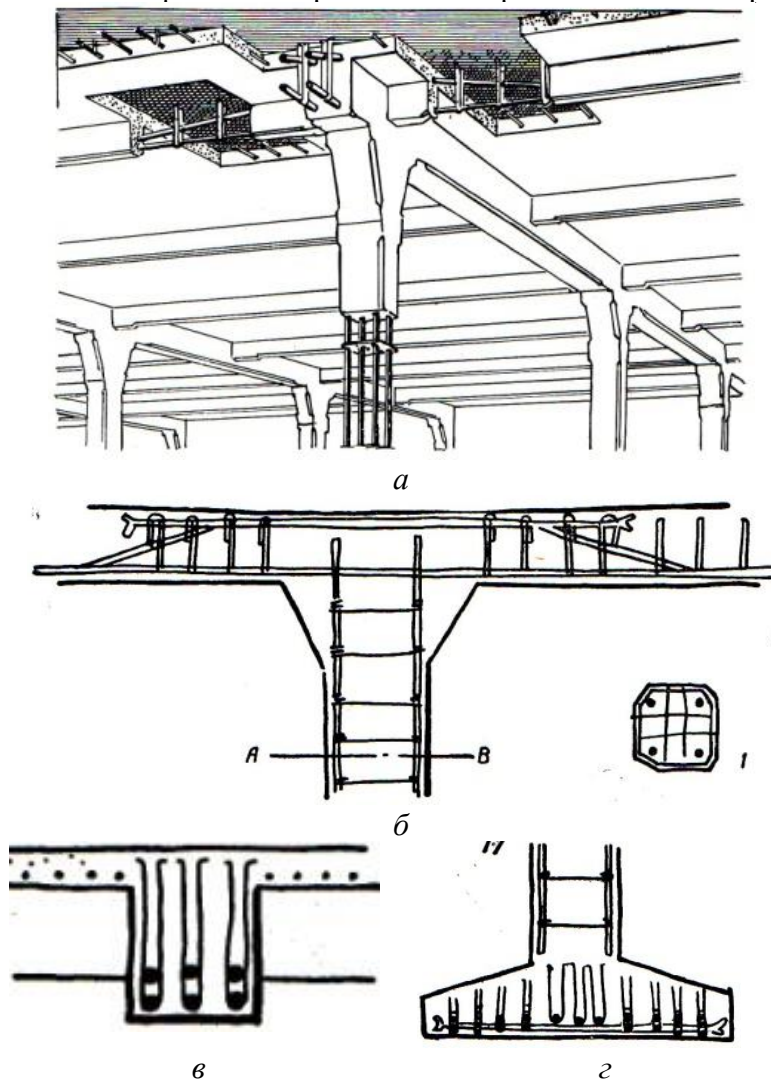


Рис. 2. Система каркасної монолітної будівлі з ребристими перекриттями Ф. Геннебіка, 1892 р.:

a – аксонометричне зображення;
б – стикування колони з головною балкою;
в – стикування головної балки з плитою;
г – стикування колони з фундаментною плитою

Fig.2. System of frame monolithic building with ribbed floors by F. Gennebic, 1892:

a – axonometric image;
b – joining the column with the main beam;
c – joining the main beam with the plate;
d – joining of a column with a base plate

Ф. Геннебік вперше почав використовувати металеві стрижні круглих перерізів, які можна згинати, об'єднувати та укріплювати хомутами для сприйняття місцевих напруг і надав приблизні формули для розрахунків залізобетонних конструкцій.

З 1892 до 1899 років у Франції за його проектами було реалізовано понад 300 об'єктів з використанням монолітного залізобетону. В 1900 році на Всесвітній виставці в Парижі Ф. Геннебік спромігся досягти загального і відкритого визнання залізобетону та його можливостей. Його залізобетонні споруди з 10-ти метровими прогонами, триметровими консолями, гвинтові сходи з консольним спиранням викликали довіру до нового матеріалу та підвищували попит на ринку будівельних матеріалів як у Франції так і в інших країнах.

Теорія розрахунків залізобетонних конструкцій створювалася одночасно з його впровадженням у практику будівництва. У 1886 році німецький інженер М. Кенен розробив перший спосіб розрахунків залізобетонних конструкцій.

Перші нормативні матеріали по проектуванню і розрахунку залізо-бетонних конструкцій з'явилися у 1904 році у Німеччині, у 1906 році у Франції та у 1908 році у Росії.

Значну роль у впровадженні залізобетону в будівництво, не лише як конструктивного елемента, але як матеріалу який впливає на формоутворення, належить французькому архітектору Огюсту Перре.

В 1903 р. за його проектом на вул. Франкліна в Парижі споруджують житловий будинок з монолітним залізобетонним каркасом, в якому поєднані досягнення науки, інженерії, архітектури, нові масштаби і стандарти сприйняття сучасної архітектури (рис. 3). Залізобетонний каркас восьмиповерхової будівлі дав можливість запроєктувати вільні планувальні рішення на всіх поверхах: на першому поверсі використати суцільне застління для приміщень проектного бюро, на шести житлових поверхах – еркери, які виступають з площин фасадів, на плоскому покритті верхнього поверху – створити терасу і розбити сад, освітити сходову клітку новим світлопрозорим матеріалом – склблоками. Несучий залізобетонний каркас відкритий на фасадах став частиною архітектури будівлі, створив враження динамічної пластики архітектурного об'єму і став домінантою композиційного рішення будівлі (рис. 3).

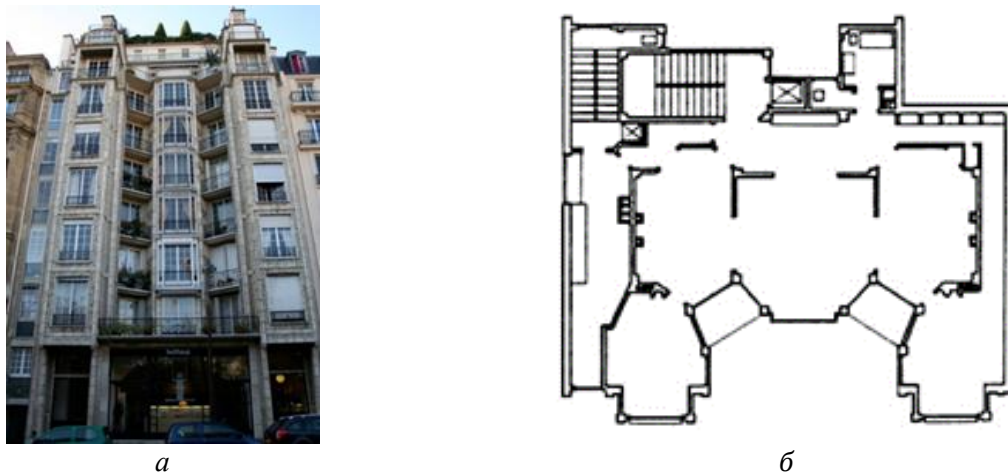


Рис. 3. Житловий будинок на вул. Франкліна, м. Париж, Франція, арх. О. Пере, 1903 р.:

a – фасад;
б – план

Fig. 3. Residential building on the st. Franklin, Paris, France, arch. O. Pere, 1903:

a – facade;
b – plan

Послідовник і учень Ф. Геннібіка, швейцарський інженер-будівельник Робер

Майяр (1872...1940 рр.) сформулював новий підхід до залізобетону. Він став розглядати залізобетонні плити перекриттів будівель як самостійні конструктивні елементи, здатні без балок передавати навантаження

на колони. У 1908 р. Р. Майяр розробив і запатентував систему безбалкових перекриттів, а у 1910 р. за його проектом у м. Цюріх була зведена 5-ти поверхова складська будівля з безбалковими перекриттями і грибоподібними колонами (рис. 4).



a



б

Рис.4. Складська будівля з безбалковими перекриттями, м. Цюріх, Швейцарія, інж. Роберт Майяр, 1910 р.:

a – фасад;

б – інтер'єр

Fig.4. Warehouse building with beamless ceilings, Zurich, Switzerland, eng. Robert Mayer, 1910:

a – facade;

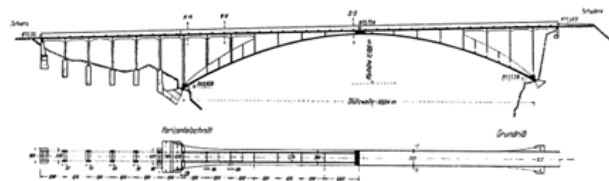
b – interior

В наступні два десятиріччя за його проектами були зведені понад два десятки мостів та інших споруд із залізобетону. Класи-

чним прикладом мостів Р. Майяра є залізобетонний арочний міст через ущелину Сальгіна в Швейцарії, споруджений у 1928...1930 роках (рис. 5).



a



б

Рис.5. Залізобетонний міст через ущелину Сальгіна, Швейцарія, інж. Роберт Майяр, 1928...1930 рр.:

a – сучасний вигляд;

б – креслення

Fig.5. Reinforced concrete bridge across the Salgin Gorge, Switzerland, eng. Robert Mayer, 1928... 1930:

a – modern look;

b – drawings

Ця гармонійна і витончена конструкція перетинає ущелину на висоті 90 м та має довжину 132,3 м, ширину 3,5 м і похил 3 гра-

дуси, понижуючись майже на 4 м. Конструктивно міст вирішений у вигляді тришарпної арки прогоном 90 м. Для економії бетону інж. Р. Майяр розробив порожнистий

переріз арки з тонкими вертикальними і горизонтальними елементами. Плита шляхового полотна формує верхню стінку порожнього перерізу арки і середній шарнір. Американське товариство інженерів-будівельників визнало міст Сальгіна пам'яткою всевітнього значення. Триумфом можливостей монолітного залізобетону та ідей функціоналізму стало будівництво автомобільного заводу Фіат в Лінготто (1916...1923 рр.) у м. Турін в Італії (рис. 6). За проєктом інженерів Джакомо Мате-Трукко (1869...1934 рр.) та Вітторіо Бонаде Боттіно (1889...1979 рр.) була споруджена величезна п'ятиповерхова будівля з чітким розподілом за висотою функціональних процесів збирання автомобілів. Тут була найдовша виробнича лінія в Європі по збиранню автомобілів, яка проходила через 5 поверхів і приводила до тестового треку на покритті.

Найбільшим досягненням з технічної точки зору були приміщення, розміщені в торцях комплексу будівель – спіральні автомобільні пандуси (рампи), які вели до тестової траси на покритті та мали з'їзди на всіх поверхах. Монолітні залізобетонні перекриття і рампи з системою головних і другорядних балок, а на окремих ділянках з радіальним розташуванням балок, які спираються на тонкі залізобетонні колони, були розраховані на великі статичні та динамічні навантаження та відкриті в інтер'єрах (рис. 6, б). У 1982...1989 рр. за проєктом арх. Ренцо П'яно виконана реконструкція заводу – створений багато-функціональний сучасний комплекс, в якому розміщені два готелі, концертна зала, театр, торговельні пасажи, штаб-квартира автомобільної техніки факультету Політехнічного університету Туріна.



а



б

Рис.6. Завод Фіат в Лінготто, м. Турін, Італія, інж. Д. Мате-Труко і В. Бонаде Боттіно, 1916...1923 рр., арх. Ренцо П'яно, 1982...1989 рр.:

a – зовнішній вигляд;

б – автомобільна рампа

Fig. 6. Fiat plant in Lingotto, Turin, Italy, eng. D. Matte-Truco and V. Bonade Bottino, 1916...1923, arch. Renzo Piano, 1982...1989:

a – appearance;

b – car ramp

Таким чином, першими залізобетонними конструкціями будівель і споруд, після налагодження випуску портланд-цементу були фундаменти, стіни, колони, балкові та безбалкові перекриття та арки. Піз-

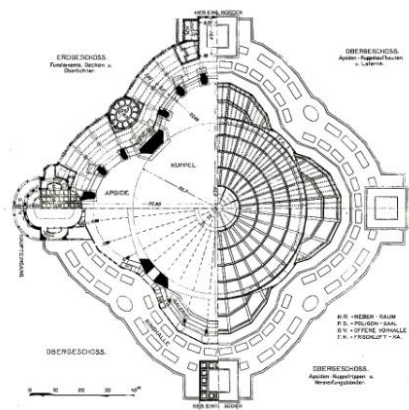
ніше з'явилися тонкостінні оболонки з меридіональними ребрами підсилення та тонкостінні оболонки з опорними контурними ребрами. Перші відомі залізобетонні суцільні оболонки були збудовані в 1910 р. на залізничній станції Ле Берсі в Парижі. Саме

завдяки розкриттю основних позитивних характерних залізобетону, сумісної роботи бетону і металу в конструкціях, де бетон забезпечує міцність на стискання, а метал чинить опір розтягувальним зусиллям, з'явилися тонкостінні оболонки з поверхнями різноманітного окреслення і кривизни – конструкції, стійкість яких визначається їх просторовою формою.

Вагомий внесок в удосконалення попередньо напружених залізобетонних конс-



a



b

Рис.7. Зала століть, м. Вроцлав, Польща, арх. М. Берг та інж. Г. Трауер, 1910...1913 р.:

a – інтер'єр;

b – план на позн. 0,000 та план конструкцій покриття

Fig.7. Hall of Centuries, Wrocław, Poland, arch. M. Berg et al.G. Trauer, 1910... 1913:

a – interior;

b – plan of late. 0,000 and a plan of coating designs

Купол будівлі діаметром 65 м радіально-кільцевої системи формується 32-ма масивними залізобетонними ребрами, які спираються нижніми кінцями на розтягнуте опорне кільце із сталевих бетонованих ферм, а верхніми кінцями – на верхнє стиснуте залізобетонне кільце діаметром 17,4 м. Нижнє опорне кільце спирається на залізобетонну стіну циліндричної форми, висотою 18 м, змінного перерізу (товщиною 5 м внизу і 2 м вверху), яка прорізана чотирма аркадами шириною 41 м і висотою 16,7 м. Для сприйняття розпору і запобігання скручуванню аркад запроєктовані абсиди, які збільшують площу будівлі – діаметр зали до 95 м.

Досвід будівництва з використанням залізобетону дозволив створювати нові

трукцій мали роботи і патенти французького інженера Ежена Фрессіне (1879...1962 рр.), який обґрунтував необхідність використання високоміцного дроту в попередньо напружених конструкціях для протидії ефектам повзучості та релаксації залізобетону [3, 10].

Першою будівлею з купольним покриттям із залізобетону була «Зала століть» (1911...1913 рр.) у м. Вроцлав, Польща, арх. М. Берг та інж. Г. Трауер (рис. 7).

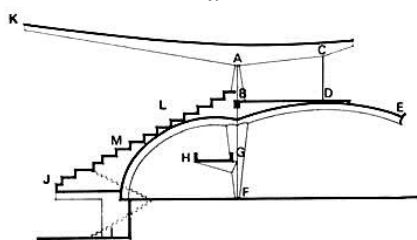
тонкостінні конструкції покриттів будівель з великими прогонами [2, 5]. В 1928...1934 рр. у Франції та Італії з'являються залізобетонні оболонки різноманітних форм, в тому числі з від'ємними гаусовими кривизнами. Спочатку їх використовували переважно в промислових будівлях для перекриттів з великими прогонами виключно внаслідок інженерно-економічних переваг – зменшення товщини і ваги покриття. Першим відкриває архітектурні можливості нових конструкцій іспанський інженер Едуардо Торрохо (1899...1961 рр.). Протягом 1933...1935 рр. за його проектами в Мадриді споруджені три будівлі, які стали прикладами органічного поєднання ефективних просторових тонкостінних залізобетон-

них конструкцій, нових об'ємно-планувальних рішень і виразних архітектурних форм:

1) критий ринок в м. Альхесірас із сферичним пологим куполом діаметром 47,6 м товщиною 90 мм, який спирається на нижнє опорне залізо-бетонне кільце попередньо напружене сталевими тросами, та вісім залізобетонних колон (рис. 8, а);



а

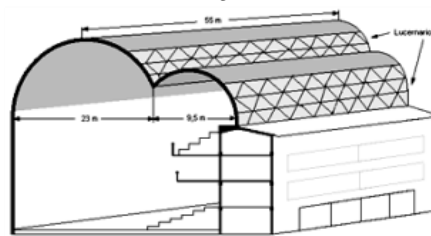


б

2) трибуни іподрому Сарсуела в м. Мадрид з хвилястоподібним навісом у вигляді гіперболоїдів з виносом консолі на 12,8 м і товщиною оболонки біля зовнішнього краю 50 мм (рис. 8, б, в); 3) покриття спортивної зали «Фронтон Ріколетос» у Мадриді вигляді двопроговової довгої циліндричної оболонки (рис. 8, г) [12].



б



г

Рис.8. Споруди з просторовими тонкостінними залізобетонними покриттями в Іспанії, арх. Е. Торроха, 1933...1936 рр.:

а – критий ринок, м. Альхесірас;

б, в – трибуни іподрому, м. Мадрид;

г – покриття спортивної зали «Фронтон Ріколетос», м. Мадрид

Fig.8. Buildings with spatial thin-walled reinforced concrete coatings in Spain, arch. E. Torroha, 1933... 1936:

a – covered market, Algeciras;

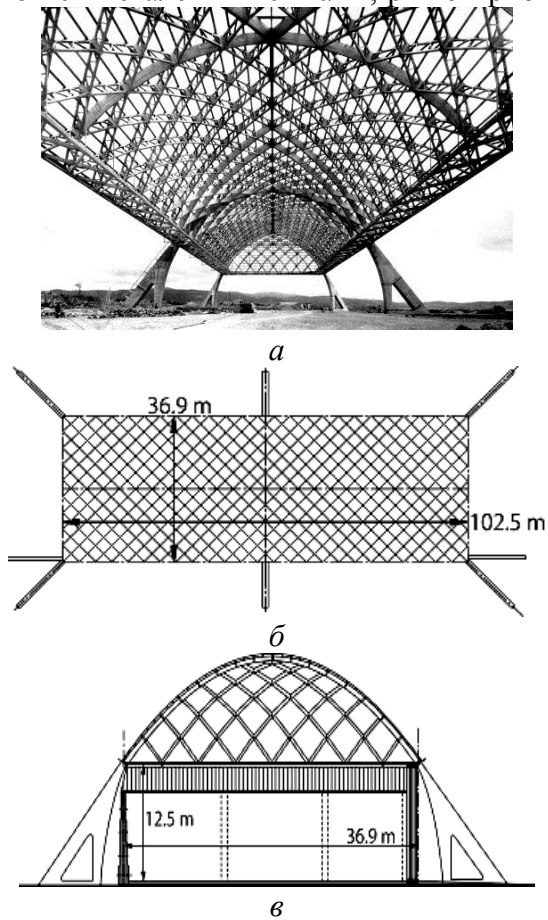
b, c – stands of the racetrack, Madrid;

d – coverage of the gym "FrontonRicoletos», Madrid

У 1930-х роках в Європі та Америці почався розвиток виробництва збірних залізобетонних елементів для зведення будівель. Одним з перших збірні залізобетонні конструкції почав використовувати італійський інженер П'єр Луїджі Нерві (1891...1979 рр.). В шести ангарах для військових літаків зведених у м. Орбетелло в Італії у 1940...1941 роках були використані збірні залізобетонні гратчасті елементи з розмірами 900x3000 мм для просторових сітчастих покриттів (рис. 9). В кожному вузлі чотири таких елементи з'єднувалися електрозварюванням випусків арматури і бетоною

ванням вузлів. Таким чином, вся конструкція покриття довжиною 102,5 м, шириною 36,9 м і висотою 22,5 м була збірно-монолітною, а основними її несучими елементами була діагональна сітка із параболічних залізобетонних гратчастих арок, які спиралася на опорне залізобетонне кільце з гратчастих балок і шість опор. Після закінчення другої світової війни інж. П. Л. Нерві продовжує створювати оригінальні конструкції великопрогонових покриттів будівель з використанням збірних залізобетонних і армоцементних конструкцій. **Армоцемент** – вид цементно-піщаного бетону, армований сітками з

тонкого дроту з чарунками 10 x 10 мм. Армоцементні конструкції товщиною до 30 мм армуються металевими сітками, рівномірно



розподіленими по перерізах елементів у поєднанні із стрижневою робочою арматурою.

Рис.9. Ангар для літаків, м. Орбетелло, Італія, інж. П. Л. Нерві, 1940...1941 рр.:

a – зовнішній вигляд;
б – схема плану;
в – схема розрізу

Fig.9. Aircraft hangar, Orbetello, Italy, eng. P.L. Nervi, 1940...1941:

a – appearance;
b – scheme of the plan;
c – the scheme of a section

У 1948...1949 роках П. Л. Нерві вперше перекриває тонкостінним склепінчастим покриттям параболічного окреслення прогоном 96,1 м із збірних армоцементних елементів головну залу виставкового павільйону в м. Турін (рис.10). Покриття зали складається із збірних армоцементних шкаралупчастих елементів 4,2 x 2,5 м товщиною до 40 мм з ліхтарними прорізами і стилями з монолітного бетону (рис. 11).

На кожен нахилений залізобетонний стовп з віялоподібною капітеллю спираються три складки. До прямокутної в плані зали приєднує з торця апсида діаметром 40 м з півкупольним збірно-монолітним покриттям з тонких армоцементних ромбо-подібних плит товщиною 20 мм, з'єднаних між собою монолітним бетоном. У наш час в цій виставковій залі проводять регулярні будівельні виставки в Туріні.

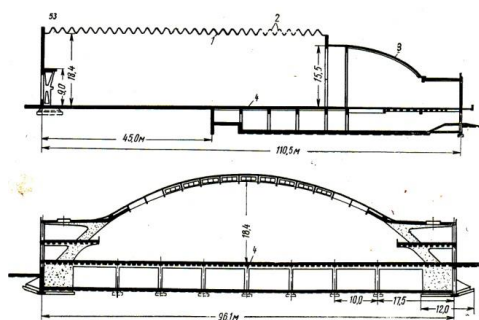


Рис.10. Виставкова зала, м. Турін, Італія, інж. П. Л. Нерві, 1948 р.: поздовжній розріз та поперечний розріз

Fig.10. Exhibition Hall, Turin, Italy, Eng. PL Nervi, 1948: longitudinal section and cross section

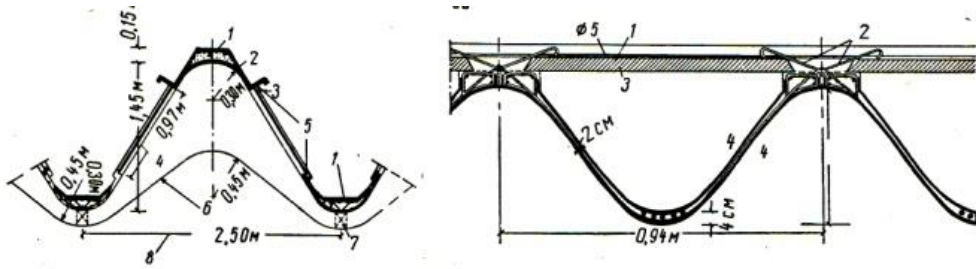
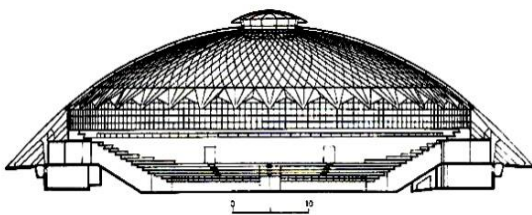


Рис.11. Конструкції покриттів із збірними армоцементними хвилястими елементами інж. П. Л. Нерві, Італія

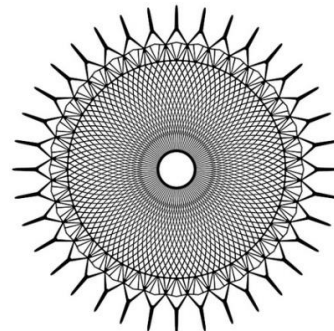
Fig.11. Constructions of coatings with prefabricated reinforced cement corrugated elements eng. PL Nervi, Italy

В подальшому система збірно-монолітних конструкцій дозволила П. Л. Нерві використовувати складчасті збірні армоцементні елементи в комбінації із збірними плоскими плитками і монолітним залізобетоном (рис. 10, б). В порожнинах таких конструкцій покриття почали прокладати комунікації. Залізобетонні складки в покриттях зальних приміщень отримали широке розповсюдження через свою економічність [3].

Технічні, просторові та художні можливості тонкостінних конструкцій із збірних армоцементних елементів яскраво виявлені в спорудах П. Л. Нерві для Всесвітньої спортивної олімпіади 1960 р. в Римі. Особливо виразним є купольне покриття Малуго палацу спорту (Палаццето), спорудженого в 1957...1959 рр. (рис. 12).



a



б

Рис.12. Малий палац спорту, м. Рим, Італія, інж. П. Л. Нерві, 1957...1959 рр.:

a – розріз;

б – план покриття

Fig.12. Small Palace of Sports, Rome, Italy, Eng. P. L. Nervi, 1957... 1959:

a – incision;

b – coverage plan

Збірно-монолітний купол Палацу спорту діаметром 60 м і висотою 18 м спирається на нахилені опори з монолітного залізобетону, а горизонтальні розпірні навантаження сприймає попередньо напружене кільце стрічкового фундаменту. В інтер'єрі кесонова поверхня куполу, створена збірними армоцементними тонкостінними ви-

гну-тими плитами, які виконали роль опалубки для верхнього шару монолітного залізобетону. Відкриті конструкції збірних елементів створюють вражаючу кесонову поверхню всередині з різним розташуванням ребер кесонів біля нахилених опор і верхнього стиснутого монолітного залізобетонного опорного кільця. Коли оболонки

правильного геометричного окреслення перестали дивувати своєю новизною, у інженерів і архітекторів виникло бажання створити складні асиметричні поверхні, які нагадували б форми органічної природи. Просторові залізобетонні конструкції, розроблені видатними інженерами і архітекторами в 60-ті роки, вийшли за межі свого початкового інженерно-раціонального змісту. Вони стали формою втілення нових ідей в архітектурі та будівництві. Прикладами є термінал аеропорту ім. Кеннеді, збудованого в 1962 р. за проектом арх. Е. Саарінена, К. Роша, С. Пеллі та інж. Ч. Уїтні, Б. Андерсона в Нью-Йорку (рис. 12, *а, б*) та будівля оперного театру в м. Сідней, Австралії, збудована за проектом арх. Й. Утзона в 1959...1973 рр. (рис. 13, *в*). Аеровокзал ім.

Джона Кеннеді символізує політ і за формою нагадує великого птаха з розправленими крилами (рис. 13, *а, б*). Покриття споруди утворюють чотири склепіння з монолітного залізобетону з попередньо напруженою арматурою, товщиною 180...1000 мм, що спираються на чотири величезні Y-подібні залізобетонні опори. Вся споруда нагадує гігантську парасольку, яка підіймається вгору на 15,2 м і, вигинаючись, перекриває внутрішній простір загальною довжиною 96 м, який не має чітких граней, перегородок і стін, приміщення неначе перетікають з одного в друге і символізують постійний рух. У 2005...2008 роках приміщення терміналу аеропорту були реінкорновані – перетворені на 5-ти зірковий готельний комплекс.

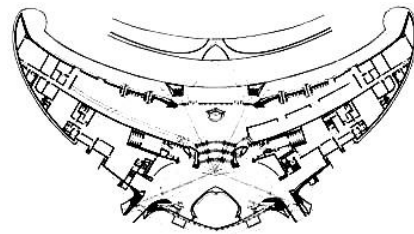
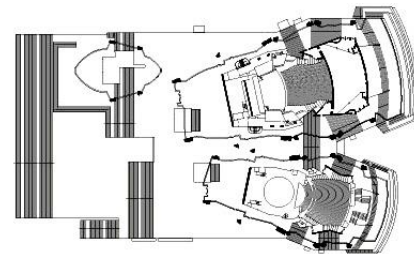
*а**б*

Рис. 13. Залізобетонні оболонки складної форми:
а – термінал аеропорту ім. Кеннеді, м. Нью-Йорк, США, 1956...1962 рр..
б – оперний театр, м. Сідней, Австралія, арх. Й. Утзон, 1959...1973 рр.

Fig. 13. Reinforced concrete shells of complex shape:
а – the terminal of the airport. Kennedy, New York, USA, 1956... 1962,;
б – Opera House, Sydney, Australia, arch. J. Utzon, 1959... 1973

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проаналізовані авторами етапи розвитку залізобетонних конструкцій показують широкі можливості для його практичного використання у сучасному будівництві.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Гетун Г. В.** Архітектура будівель та споруд. Книга 1. Основи проектування: Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання друге, перероблене та доповнене / Гетун Г. В. – К.: Кондор-Видавництво. 2012. – 380 с.: іл.

2. **Гохарь-Хармандарян И. Г.**, Большепролетные купольные здания / *Гохарь-Хармандарян И. Г.* – М., *Стройиздат*, 1972, – 150 с.: ил.
3. **Голосов В. Н., Ермолов В. В., Лебедев Н. В.** и др. Инженерные конструкции: Учебник для вузов / *Голосов В. Н., Ермолов В. В., Лебедев Н. В. И др. под общ. ред. Ермолова В. В.* – М.: *Высшая школа*, 1991. – 408 с.
4. **Гуляницкий Н. Ф.** Архитектура гражданских и промышленных зданий: Учебник для вузов. В 5-ти т. Т. 1. История архитектуры / *Гуляницкий Н. Ф.* – М.: *Стройиздат*, 1984. – 334 с., ил.
5. **Дыховичный Ю. А., Жуковский Э. З., Ермолов В. В.** и др. Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево, пластмассы): Справочник / *Дыховичный Ю. А., Жуковский Э. З., Ермолов В. В.* – М.: *Высш. шк.*, 1991, –543 с.: ил.
6. **Дыховичный Ю. А.** Большепролетные конструкции сооружений «Олимпиады-80» в Москве: (конструкторский поиск, исследование, проектирование, возведение) / *Ю. А. Дыховичный.* – М.: *Стройиздат*, 1982. – 277 с.: ил.
7. **Куліков П. М., Плоский В. О., Гетун Г. В.** Архітектура будівель та споруд. Книга 5. Промислові будівлі: Підручник для вищих навчальних закладів / *Куліков П. М., Плоский В. О., Гетун Г. В.* – Кам'янець-Подільський: *Видавництво «Рута»*. 2020 р. – 820 с.: ил.
8. **Куліков П. М., Плоский В. О., Гетун Г. В.** Конструкції будівель і споруд. Книга 1: Підручник для вищих навчальних закладів / *Куліков П. М., Плоский В. О., Гетун Г. В.* – К.: *Видавництво «Ліра-К»*. 2021 р. – 820 с.: ил.
9. **Маклакова Т. Г.** История архитектуры и строительной техники. Т. 1. Зодчество доиндустриальной эпохи: Научное издание. М.: *Издательство АСВ*, 2006, – 408 с., ил., Т. 2. Современная архитектура: Научное издание. М.: *Издательство АСВ*, 2009, – 372 с., ил.
10. **Плоский В. О., Гетун Г. В.** Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки: Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання третє, перероблене і доповнене / *Плоский В. О., Гетун Г. В.* – Кам'янець-Подільський: *Видавництво «Рута»*. 2017 р. – 736 с.: ил.
11. **Плоский В. О., Гетун Г. В., Віроцький В. Д.** Архітектура будівель та споруд. Книга 3. Історія архітектури і будівництва: Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання друге, перероблене і доповнене / *Плоский В. О., Гетун Г. В., Віроцький В. Д.* – К.: *Видавництво «Ліра-К»*, 2016 р. – 816 с.: ил.
12. **Орельская О. В.** Современная зарубежная архитектура: учебное пособие для студ. Высш. Учеб. Заведений / *Орельская О. В.* – М.: *Издательский центр «Академия»*, 2006. – 272 с., ил.
13. **Раафат Али Ахмед** Железобетон в архитектуре / *Раафат Али Ахмед.* – М.: *Стройиздат*, 1963. – 203 с.
14. **Юрген Едике** История современной архитектуры / *Юрген Едике.* – М.: *Искусство*, 1972. – 247 с.
15. **Всеобщая история архитектуры в 12 томах.** Главн. редактор Баранов Н. В. – М.: *Издательство литературы по строительству*, 1970...1977.

REFERENCES

1. **Getun G. V.** Arkhitektura budivel' ta sporud. Knyha 1. Osnovy proektuvannya: Pidruchnyk dlya vyshchyykh navchal'nykh zakladiv. – Vydannya druhe, pereroblene ta dopovnene / *Getun H. V.* – K.: *Kondor-Vydavnytstvo*. 2012. – 380 s.: il.
2. **Gokhar-Kharmandaryan I. G.**, Large-span domed buildings / *Gokhar-Kharmandaryan I. G.* – M., *Stroyizdat*, 1972, – 150 pp: ill.
3. **Holosov V. N., Ermolov V. V., Lebedev N. V.** y dr. Ynzhenernye konstruksyy: Uchebnyk dlya vuzov / *Holosov V. N., Ermolov V. V., Lebedev N. V. Y dr. pod obshch. red. Ermolova V. V.* – M.: *Vyssshaya shkola*, 1991. – 408 s.: il.
4. **Hulyanytskyu N. F.** Arkhytektura hrazhdanskykh y promyshlennykh zdanyy: Uchebnyk dlya vuzov. V 5-ty t. T. 1. Ystoryya arkhytektury / *Hulyanytskyu N. F.* – M.: *Stroyyzdat*, 1984. – 334 s., yl.
5. **Dykhovichny Y. A., Zhukovsky E. Z., Ermolov V. V.** et al. Modern spatial structures (reinforced concrete, metal, wood, plastics): Handbook / *Dykhovichny Y. A., Zhukovsky E. Z., Ermolov V. V.* – M.: *Higher. school*, 1991, –543 p.: ill.
6. **Dykhovychnyy Y. A.** Bol'sheproletnye konstruksyy sooruzhenyy «Olympyady-80» v Moskve: (konstruktorskyu poysk, yssledovanyya, proektyrovanye, vozvedenye) / *Y.A. Dykhovychnyy.* – M.: *Stroyyzdat*, 1982. – 277 p.: ill.
7. **Kulikov P. M., Plosky V. O., Getun G. V.** Architecture of buildings and structures. Book 5.

Industrial buildings: A textbook for higher education / Kulikov P.M., Plosky V.O., Getun G.V. – Kamyanets-Podilsky: Publishing House «Ruta». 2020 – 820 p. : ill.

8. **Kulikov P. M., Plosky V. O., Getun G. V.** Constructions of buildings and structures. Book 1: Textbook for higher education / Kulikov P. M., Plosky V. O., Getun G. V. – K. : Publishing House «Lira-K». 2021 – 820 p. : ill.
9. **Maklakova T. H.** Ystoryya arkhitektury y stroytel'noy tekhniky. T. 1. Zochestvo doynustrial'noy épokhy: Nauchnoe yzdanye. M.: Yzdatel'stvo ASV, 2006, – 408 s., ill., T. 2. Sovremennaya arkhitektura: Nauchnoe yzdanye. M.: Yzdatel'stvo ASV, 2009, – 372 p.: ill.
10. **Plosky V. O., Getun G. V.** Arkhitektura budivel' ta sporud. Knyha 2. Zhytlovi budynky: Pidruchnyk dlya vyshchykh navchal'nykh zakladiv. – Vydannya tretye, pereroblene i dopovnene / Plosky V. O., Hetun H. V. – Kam"yanets'-Podil's'kyi: Vydavnytstvo «Ruta». 2017 r. – 736 p.: il.
11. **Plosky V. O., Getun G. V., Virots'kyi V. D.** Arkhitektura budivel' ta sporud. Knyha 3. Istoriya arkhitektury i budivnytstva: Pidruchnyk dlya vyshchykh navchal'nykh zakladiv. – Vydannya druhe, pereroblene i dopovnene / Plosky V. O., Hetun H. V., Virots'kyi V. D. – K.: Vydavnytstvo «Lira-K», 2016 r. – 816 p.: il.
12. **Orel'skaya O. V.** Sovremennaya zarubezhnaya arkhitektura: uchebnoe posobye dlya stud. Vyssh. Ucheb. Zavedenyy / Orel'skaya O. V. – M.: Yzdatel'skyy tsentr «Akademya», 2006. – 272 s., yl.
13. **Raafat Aly Akhmed** Zhelezobeton v arkhitekture / Raafat Aly Akhmed. – M.: Stroyizdat, 1963. – 203 p.: il.
14. **Yurhen Edyke** Ystoryya sovremennoy arkhitektury / Yurhen Edyke. – M.: Yskusstvo, 1972. – 247 p.: il.
15. **Vseobshchaya ystoryya arkhitektury v 12 tomakh.** Hlavn. redaktor Baranov N. V. – M.: Yzdatel'stvo literatury po stroytel'stvu, 1970...1977.

STAGES OF THE DEVELOPMENT OF CONCRETE AND EXPERIENCE IN THE USE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

*Galyna GETUN,
Iryna BEZKLUBENKO,
Victoria KOSHEVA,
Inna KOSHEVA*

Summary. This days the use of concrete and reinforced concrete structures in construction is common. Their widespread use has been made possible by the achievements of engineers and architects of past centuries. The authors consider the main defining stages of development of concrete and reinforced concrete structures and their widespread popularization in the world. A consistent historical overview of the development of structural forms of reinforced concrete in residential and non-residential buildings was made. Numerous examples illustrate the path of development of reinforced concrete structures - from strut-beam systems to curvilinear spatial forms.

The works of prominent civil engineers and architects are considered: F. Gennebique, M. Keneth, O. Perre, R. Mayar, D. Mate Trucco, V. Bonade Bottino, R. Piano, E. Fressine, M. Berg, G. Trauer, E. Torroha, P. Luigi Nervi and others [2, 13, 15].

The article analyzes the development of architecture, building structures and construction technologies in the crucial phases of historical development based on the use of architectural research, which is based on the analysis of objective features of buildings and structures, namely their functional purpose and design capabilities. The experience of designing and construction of unique constructions with large-span coverings, the search for rational constructive decisions are traced, recommendations for the further perspective development of reinforced concrete designs are given.

Keywords. Monolithic reinforced concrete; reinforced concrete structures; frame-monolithic buildings; construction objects; thin-walled shells; dome coverings; reinforced cement; thin-walled vaulted coverings; asymmetric surfaces.

Стаття надійшла до редакції 28.04.22

ВПЛИВ НЕРІВНОМІРНИХ ОСІДАНЬ ДЕКІЛЬКОХ ФУНДАМЕНТІВ АРОК НА НАПРУЖЕНО–ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ВСІЄЇ БУДІВЛІ

Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ¹, Тетяна СКЛЯРОВА²

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

¹mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-7404-4757>

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

Анотація Необхідність використання великопролітних конструкцій виникає при проектуванні громадських та промислових будівель. У якості несучих конструкцій для таких будівель найчастіше використовуються арки з клеєної деревини. При відносно високій міцності і малій об'ємній вазі конструкції з клеєної деревини економічно доцільно застосовувати в великопролітних конструкціях. Крім того, клеєна деревина володіє особливими властивостями при експлуатації споруд, які побудовані в сейсмічних зонах. Також, необхідно відмітити, що термін експлуатації таких будівель значно вище, ніж у традиційних з металевих та залізобетонних конструкцій.

Однією з проблем великопролітних, особливо каркасних, будівель є нерівномірне осідання опор, що пов'язане з неоднорідністю геологічного складу основи (грунтів) або наявності в ній прошарків слабких ґрунтів. Особливо це стосується такої конструктивної форми як арка, зміна напружено-деформованого стану якої призводить до кардинального перерозподілу напружень.

Враховуючи те, що ґрунтове середовище неоднорідне, дані вишукувань недостатньо описують дійсний геологічний склад основи майданчика забудови. Найбільшою проблемою при проектуванні конструкцій є наявність лінз слабких ґрунтів в

зонах фундаментів під несучі конструкції, що не були виявлені при виконанні інженерно-геологічних вишукувань. Наявність, навіть незначних, прошарків слабких ґрунтів може викликати



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



Тетяна СКЛЯРОВА
асистент кафедри металевих та
дерев'яних конструкцій

нерівномірне осідання опор та зміну напружено-деформованого стану всіх конструкцій.

В результаті проведеної роботи досліджено поведінку будівлі яка частково потрапила на прошарок слабких ґрунтів. Реалізовано це шляхом чисельного дослідження впливу нерівномірних осідань декількох фундаментів будівлі на напружено-деформований стан всього каркасу, що дає змогу проаналізувати дійсний напружено-деформований стан будівлі та підвищити надійність роботи конструкції в цілому.

Ключові слова. Клеєна деревина; положисті арки; великопролітні конструкції; напружено-деформований стан; нерівномірні осідання; слабкі прошарки ґрунтів; інженерно-геологічні вишукування; ґрунтовий масив.

ВСТУП

Великопролітні конструкції криволінійного обрису в останні десятиліття все частіше використовуються в будівельній галузі. На напружено-деформований стан (НДС) таких конструкцій значний вплив має нерівномірне осідання опор, що на великих прольотах може призводити до втрати несучої здатності. Таке явище пов'язане з неоднорідністю ґрунтової основи на ділянці забудови при значних її розмірах та появою слабких прошарків ґрунту під окремими фундаментами. Інженерно-геологічні вишукування для таких будівель виконуються згідно нормативного документу. В залежності від категорії складності змінюється кількість гірничих виробок та відстань між ними, однак їхнє розташування в межах плями забудови та особливості конструктивного рішення, нормативним документом не визначаються. Це може призвести до похибок при проектуванні, що виникають через недостатність необхідної інформації за результатами інженерно-геологічних вишукувань.

Враховуючи те, що ґрунтове середовище неоднорідне, дані вишукувань недостатньо описують дійсний геологічний склад основи майданчика забудови. Найбільшою проблемою при проектуванні конструкцій є наявність лінз слабких ґрунтів в зонах фундаментів під несучі конструкції, що не були виявлені при виконанні інженерно-геологічних вишукувань. Наявність, навіть незначних, прошарків слабких ґрунтів може викликати нерівномірне осідання опор та зміну напружено-деформованого стану всіх конструкцій.

Крім того, клеєна деревина володіє особливими властивостями при експлуатації споруд, які побудовані в сейсмічних зонах. Також, необхідно відмітити, що термін експлуатації таких будівель значно вище, ніж у традиційних з металевих та залізобетонних конструкцій. Враховуючи розповсюдженість тришарнірних арок з клеєної деревини дослідження впливу нерівномірних осідань опорних вузлів на напружено-деформований стан є актуальною науковою задачею.

МЕТА І МЕТОДИ

Метою даної роботи є чисельне дослідження впливу нерівномірних осідань декількох фундаментів арок на напружено-деформований стан всієї будівлі.

В якості об'єкту дослідження обрано будівлю з великопролітних арок з клеєної деревини. Проліт арки становить 60м. Будівля однопролітна, декількох типів:

- 1) з розмірами в плані 60x40 м, крок несучих конструкцій – 2 м;
- 2) з розмірами в плані 60x60 м, крок несучих конструкцій – 3 м;
- 3) з розмірами в плані 60x80 м, крок несучих конструкцій – 4 м;
- 4) з розмірами в плані 60x100 м, крок несучих конструкцій – 5 м;

Навантаження на арку прийнято однако-вим для всіх типів споруд і становить 10,5кН/м.

По довжині будівлі передбачено три в'язевих блока (два по торцях та один в середині будівлі). Фундаменти прийняті стовпчастими, мілкового закладання з монолітного залізобетону.

За конструктивною схемою арки двошарнірні, тобто мають шарнірне сполучення в опорних вузлах. За типом - положисті зі стрілою підйому $f/l = 1/6$. Рівняння осі арки має вигляд: $X^2 + Z^2 = R^2$. Розмір перерізу арок – 110(h) x 25(b) см. Для забезпечення шарнірності опорних вузлів змодельовані металеві деталі, які забезпечують вільний поворот вузлів.

При моделюванні арки плоскими СЕ №44 задавались фізико-механічних характеристик деревини класу міцності GL 28h: модуль пружності деревини вздовж волокон $E1 = E_{0,mean} = 12\ 600$ МПа; модуль пружності деревини поперек волокон $E2 = E_{90,mean} = 420$ МПа; модуль зсуву $G = G_{mean} = 780$ МПа, коефіцієнт Пуассона вздовж волокон $\mu_{90,0} = 0,48$; коефіцієнт Пуассона поперек волокон $\mu_{0,90} = 0,018$.

Геометрія арок колова і описувалась поворотом лінії поперечного перерізу. Дискретизація сітки СЕ конструкції по висоті скла-

дає 11 СЕ, а по довжині виконувалась на автоматично для створення квадратних скінченних елементів.

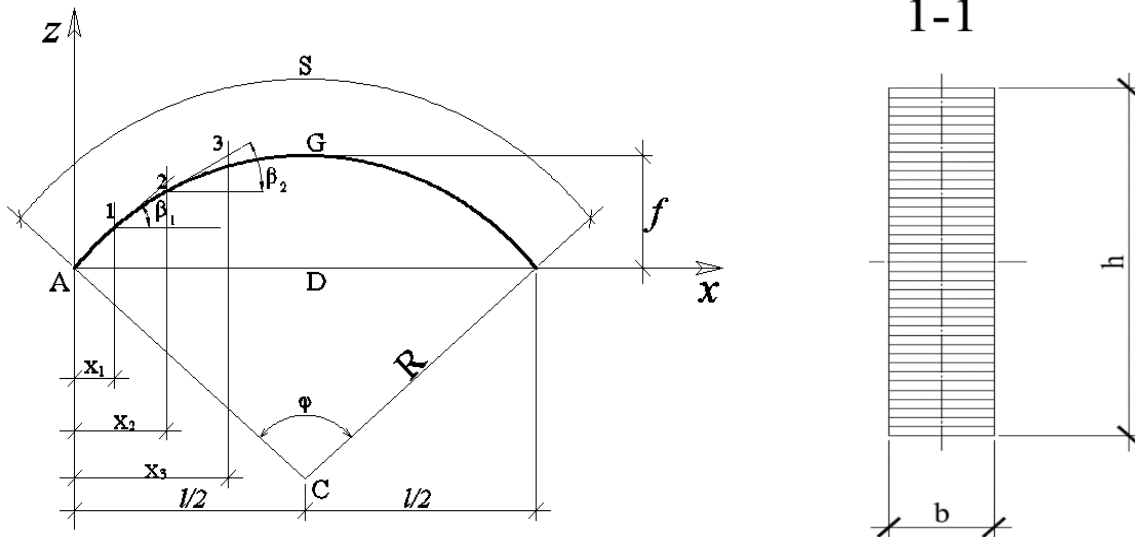


Рис.1. Геометрична схема колової арки.

Fig.1. Geometric scheme of a circular arch.

Розрахункове навантаження прикладено рівномірно-розподіленим до грані пластинчастих скінченних елементів.

Порівнянню підлягають конструкції арок що опираються на слабкий ґрунт. Кінцевим результатом даного дослідження є вплив габаритів слабого ґрунту на напружено-деформований стан всієї будівлі.

Згідно до розрахунку деформацій основи за методикою [4] в геологічних умовах майданчику будівництва переміщення склали $S1 = 12,6$ мм.

Враховуючи, що ґрунт майданчику будівництва має неоднорідний склад, рівномірні осідання фундаментів малоімовірні, що не може не впливати на НДС надземних конструкцій, особливо для конструкцій з різко вираженою анізотропією фізико-механічних властивостей.

Чисельні дослідження стосувались рядової арки, що не належить до в'язевих блоків.

Для оцінки впливу обрано такі варіанти:

1) Рівномірне осідання опор на об'ємному ґрунтовому масиві;

- 2) Слабкий прошарок ґрунту під одну арку;
- 3) Слабкий прошарок ґрунту під дві суміжні арки;
- 4) Слабкий прошарок ґрунту під три суміжні арки;

Інженерно-геологічна будова майданчика будівництва представлена мілкими та середньої крупності пісками, що відповідають інженерно-геологічній будові для м. Києва.

В якості слабого шару під праву опору було введено прошарок заторфованого суглинку потужністю 5,2 м з габаритами в плані 55мх3м з модулем деформації $E = 2$ МПа, під лівою опорою ґрунтова основа залишилася незмінною. Слабкий шар ґрунту задано під одну з арок.

Напруження в перерізах арки, які виникають внаслідок нерівномірних деформацій, мають бути менше розрахункового опору деревини та забезпечувати нормальну експлуатацію конструкцій.

На першому етапі, розрахунок виконано

при рівномірному осіданні опор на об'ємному ґрунтовому масиві.

Слабкий шар ґрунту було задано поступово під одну, дві та три суміжні арки.

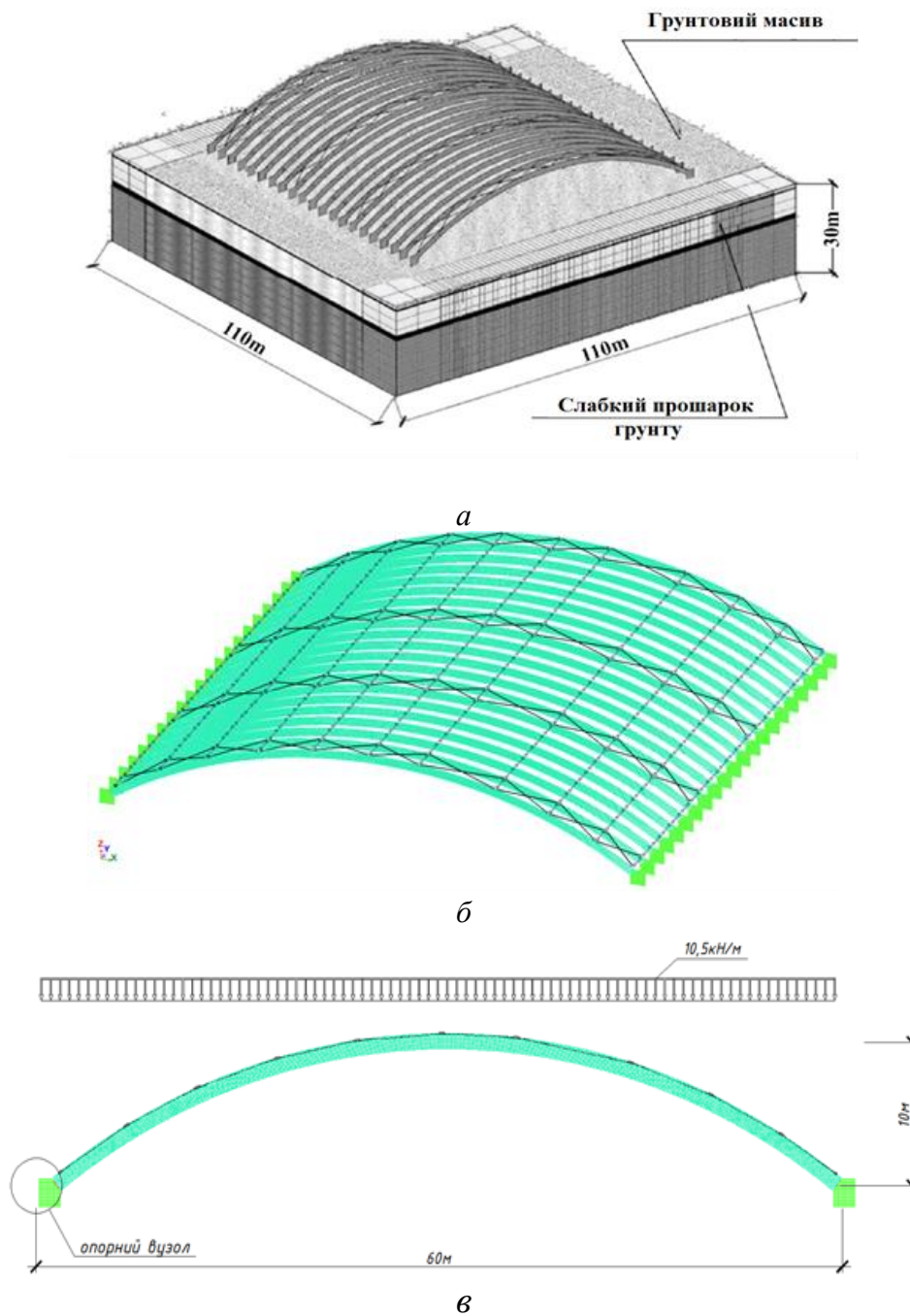


Рис.2. Загальний вигляд розрахункової схеми:
a – 3D-схема на об'ємному ґрунтовому масиві;
б – просторова схема арок будівлі;
в – арка з навантаженням та габаритами.

Fig.2. General view of the calculation scheme:
a - 3D-scheme on a volumetric soil massif;
b - spatial scheme of the arches of the building;
c - an arch with loading and dimensions.

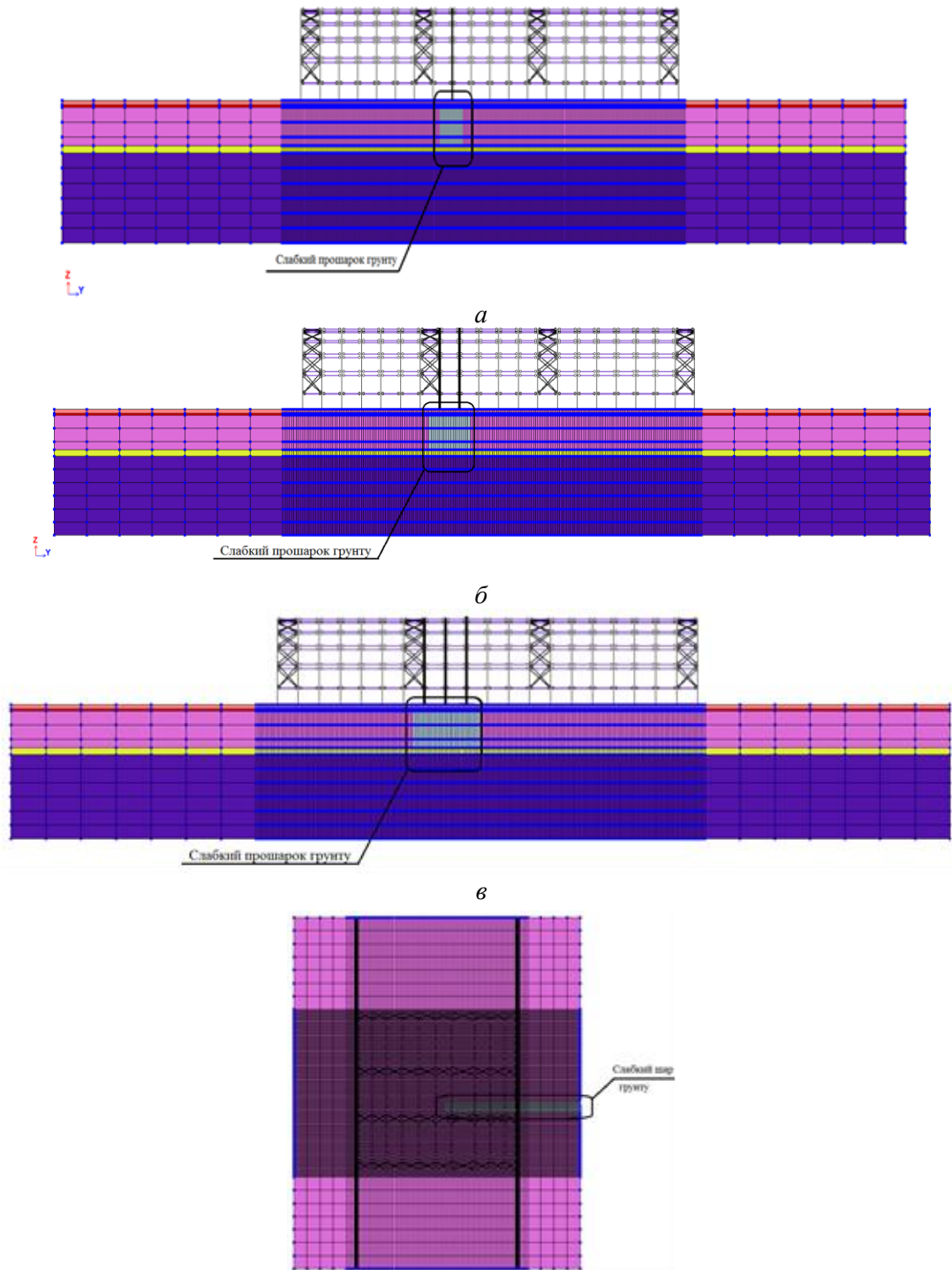


Рис.3. Розміщення слабого прошарку ґрунту під опори конструкції:
a – для однієї арки;
б – для двох суміжних арок;
в – для трьох суміжних арок;
г – вигляд в плані.

Fig.3. Placement of a weak layer of soil under the supports of the structure:
a - for one arch;
b - for two adjacent arches;
c - for three adjacent arches;
d - view in plan.

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПОЯСНЕННЯ

В інженерній практиці для визначення осідання стовбчастих фундаментів застосовуються методи, які базуються на розрахункових схемах лінійно-деформованого півпростору, що мають деякі спрощення і суттєво ідеалізують роботу ґрунтової основи.

Такий інженерний підхід не дає змогу врахувати неоднорідність ґрунтової основи, нелінійність розвитку деформацій, розвиток просідних властивостей та інших геологічних явищ. Згідно п.8.4.1 ДБН В.2.1-10:2018 модель основи слід задавати просторовими СЕ з відповідними фізико-механічними характеристиками.

Для перевірки роботи несучих конструкцій в умовах неоднорідного складу основи, виконано просторовий розрахунок будівлі на багат шаровому ґрунтовому масиві як система «основа-фундамент-надземні конструкції» за допомогою ПК ЛІРА-САПР 2016 з врахуванням вказівок [6].

Ґрунтовий масив виконано з фізично-нелінійних СЕ ґрунту (№271 – 273), який має розміри в плані 110x110 м, глибина – 20м. Нижня грань закріплена від усіх лінійних переміщень, вертикальні – від усіх горизонтальних X та Y відповідно. Вузли масиву, окрім тих, що контактують з фундаментами, закріплені від кутових переміщень. Триангуляція масиву була виконана враховуючи вузли фундаментів для забезпечення їхньої сумісної роботи. Максимальний крок вузлів СЕ в межах плями забудови – 0,5 та 1,0 м за її межами. За умову міцності при зсуві обрано критерій Друкера-Прагера [6].

В результаті проведеного чисельного дослідження визначено граничну абсолютну різницю осідань опор, при яких вичерпується несуча здатність клеєної деревини арки, показана залежність між переміщеннями опор та напруженнями. Результати дослідження наведені в таблицях № 1-4.

Табл. 1. Порівняльний аналіз впливу нерівномірних осідань опор на напруження в арках з клеєної деревини для кроку арок $B=2$ м.

Table 1. Comparative analysis of the effect of uneven subsidence of the supports on the stress in the arches of glued wood for the step of the arches $B = 2$ m.

Характеристика розрахунку	Максимальна деформація, мм	Напруження в опорному вузлі, МПа				Напруження в гребеневому вузлі, МПа	
		σ_x		σ_y		σ_x	σ_y
		ліва опора	права опора	ліва опора	права опора		
1	2	3	4	5	6	7	8
Рівномірні осідання опор	120	9.34	9.34	1.5	1.49	5.99	0.03
Нерівномірні осідання опор під 1 аркою	129 7,5%	9.46 1.2%	9.65 3.3%	1.524 1.57%	1.5 0.7%	6.1 1,8%	0.033 9.1%
Нерівномірні осідання опор під 2 арками	132 9,1%	9,48 1.55%	10,32 10,5%	1,26 -10.6%	1,6 7.4%	5 -16%	0,03 0%
Нерівномірні осідання опор під 3 арками	135 11%	9,47 1.37%	12,12 23%	1,37 -9%	1,36 -8,8%	4,82 19%	0,028 -7%

Табл. 2. Порівняльний аналіз впливу нерівномірних осідань опор на напруження в арках з клеєної деревини для кроку арок $B=3\text{м}$.

Tabl 2. Comparative analysis of the effect of uneven subsidence of the supports on the stress in the arches of glued wood for the step of the arches $B = 3\text{m}$.

Характеристика розрахунку	Максимальна деформація, мм	Напруження в опорному вузлі, МПа				Напруження в гребеневому вузлі, МПа	
		σ_x		σ_y		σ_x	σ_y
		ліва опора	права опора	ліва опора	права опора		
1	2	3	4	5	6	7	8
Рівномірні осідання опор	120	9.34	9.34	1.5	1.49	5.99	0.03
Нерівномірні осідання опор під 1 аркою	131 8,4%	9.46 1.2%	9.605 2.8%	1.524 1.57%	1.53 2.7%	6.16 3%	0.033 9.1%
Нерівномірні осідання опор під 2 арками	134 10,5%	9,48 1.55%	12,02 22%	1,26 -10.6%	1,06 -28.9%	4.0 -33%	0,03 -0%
Нерівномірні осідання опор під 3 арками	139 13,7%	9,47 1.37%	12,122 23%	1,07 -29%	1,06 -29%	4,52 24%	0,02 -33%

Табл. 3. Порівняльний аналіз впливу нерівномірних осідань опор на напруження в арках з клеєної деревини для кроку арок $B=4\text{м}$.

Tabl 3. Comparative analysis of the effect of uneven subsidence of the supports on the stress in the arches of glued wood for the step of the arches $B = 4\text{m}$.

Характеристика розрахунку	Максимальна деформація, мм	Напруження в опорному вузлі, МПа				Напруження в гребеневому вузлі, МПа	
		σ_x		σ_y		σ_x	σ_y
		ліва опора	права опора	ліва опора	права опора		
1	2	3	4	5	6	7	8
Рівномірні осідання опор	120	9.34	9.34	1.5	1.49	5.99	0.03
Нерівномірні осідання опор під 1 аркою	131 8,4%	9.46 1.2%	9.5 1.7%	1.524 1.57%	1.53 2.7%	6.16 3%	0.033 9.1%
Нерівномірні осідання опор під 2 арками	137 12%	9,48 1.55%	11,2 17%	1,26 -10.6%	1,53 -2,7%	4.0 -33%	0,03 0%
Нерівномірні осідання опор під 3 арками	142 15,5%	9,7 3,7%	12,12 23%	1,9 21%	1,4 6%	3,52 41%	0,02 -33%

Табл. 4. Порівняльний аналіз впливу нерівномірних осідань опор на напруження в арках з клеєної деревини для кроку арок $B=5\text{м}$.

Tabl 4. Comparative analysis of the effect of uneven subsidence of the supports on the stress in the arches of glued wood for the step of the arches $B = 5\text{m}$.

Характеристика розрахунку	Максимальна деформація.	Напруження в опорному вузлі, МПа				Напруження в гребневому вузлі, МПа	
		σ_x		σ_y		σ_x	σ_y
		ліва опора	права опора	ліва опора	права опора		
1	2	3	4	5	6	7	8
Рівномірні осідання опор	120	9.34	9.34	1.5	1.49	5.99	0.03
Нерівномірні осідання опор під 1 аркою	131 8,4%	9.46 1.2%	9.605 2.8%	1.524 1.57%	1.53 2.7%	6.16 3%	0.033 9.1%
Нерівномірні осідання опор під 2 арками	138 13%	9,48 1.55%	12,02 22%	1,26 -10.6%	1,53 -2,7%	3.9 -35%	0,03 -0%
Нерівномірні осідання опор під 3 арками	145 17,2%	9,7 3,7%	14,122 34%	1,9 21%	1,6 8%	3,12 48%	0,021 -32%

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Різниця осідань між арками на об'ємному ґрунтовому масиві без врахування слабкого прошарку ґрунту та з його урахуванням під одну арку збільшують деформацію від 7,5% до 8,4%. Різниця осідань між арками на об'ємному ґрунтовому масиві без врахування слабкого прошарку ґрунту та з його урахуванням під дві арки збільшують деформацію від 9% до 13%. Різниця осідань між арками на об'ємному ґрунтовому масиві без врахування слабкого прошарку ґрунту та з його урахуванням під дві арки збільшують деформацію від 11% до 17,2%. Різниця осідань між арками на об'ємному ґрунтовому масиві без врахування слабкого прошарку ґрунту та з його урахуванням під одну арку збільшують нормальні напруження (σ_x) вздовж волокон від 1,8% до 3,3%. Різниця осідань між арками на об'ємному ґрунтовому масиві без врахування слабкого прошарку ґрунту та з його урахуванням під дві арки збільшують нормальні напруження (σ_x) вздовж волокон від 10,5% до 32%. Різниця осідань між арками на об'ємному ґрунтовому масиві без врахування слабкого прошарку ґрунту та з його урахуванням під дві арки збільшують нормальні напруження (σ_x) вздовж волокон від 19% до 33%.

На підставі проведених чисельних досліджень розрахункової схеми «ґрунтова основа–фундамент–надземні конструкції» було отримано наступні результати:

Якщо в геологічній будові є слабкий прошарок ґрунту, який потрапляє лише під один стовбчастий фундамент, або його габарит менше 2м в плані, ним можна знехтувати під час розрахунку незалежно від кроку конструкцій.

Якщо в геологічній будові є слабкий прошарок ґрунту, його потрібно враховувати, якщо розміри в плані дорівнюють щонайменше двом крокам конструкції, або його габарит менше становить від 3м до 5м в плані.

Якщо в геологічній будові є слабкий прошарок ґрунту, і його габарит становить більше 6м в плані, його потрібно враховувати щонайменше під дві сусідні конструкції незалежно від кроку, а якщо крок менше 4м, то щонайменше під три сусідні конструкції.

Оскільки слабкі прошарки ґрунтової основи явище непоодинокі і має суттєвий вплив на НДС великопролітних конструкцій з клеєної деревини то проведені дослідження показують свою актуальність і нагальну необхідність. Однак, слід зазначити, що проведені дослідження стосуються лише

положистих колових арок, і є нагальна потреба в подальших дослідженнях та детальному аналізі: 1) різних типів арок (стрілчатих та трикутних); 2) арок з різними прольотами (від 10м до 100м); 3) арокних конструкцій з різною статичною схемою роботи (тришарнірних та безшарнірних); 4) різних типів за формулою геометричної осі (парабола, синусоїда, гіпербола). Просторовий розрахунок конструкцій потрібно проводити на багат шаровому ґрунтовому масиві як система «основа–фундамент–надземні конструкції».

ЛІТЕРАТУРА

1. **Іванов В. А.**, Конструкции из дерева и пластмасс / В. А. Иванов, В. З. Клименко. – Киев: Вища школа. Головное изд-во, 1983. – 279 с.
2. **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.
3. **Калугин А.В.** Деревянные конструкции. Учеб. пособие (конспект лекций). М.: Издательство АСВ, 2003. 224 с.
4. **ДБН В.2.1-10:2018.** Основы та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – //Мінрегіонбуд України. – Київ, 2018. – 36с.
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. **ДСТУ-Б.В.2.6-217-2016** «Проективання будівельних конструкцій з цільної і клеєної деревини.» //“Укрархбудінформ”.- Київ, 2016. – 143 с.
8. **ДБН В.2.6-161:2017** «Дерев’яні конструкції. Основні положення.» //Київ, “Укрархбудінформ” 2017. – 125 с.
9. **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.
10. **ДБН А.2.1-1-2014** «Інженерні вишукування для будівництва» – Мінрегіонбуд України – Київ, 2014
11. **Попов А.Н.** Численное моделирование напряженно-деформированного состояния аэродромных покрытий в условиях физической нелинейности грунтового основания [Электронный ресурс] / А.Н. Попов, В.В. Волков, А.А. Хатунцев // *Науковедение*. – 2013. – Режим доступу до ресурсу: <https://naukovedenie.ru/PDF/108tvn513.pdf>.
12. **Михайловський Д., Склярова Т.** Розрахунок великопрольотних клеєних конструкцій як системи ґрунтова основа-фундамент-наземні споруди // (31 серпня 2021 р.). *ScienceRise*, 4, 17-23, 2021 доступно в SSRN: <https://ssrn.com/abstract=3918996> <https://doi.org/10.21303/2313-8416.2021.002033>.
13. **Михайловський Д.В.** Моделирование пального фундамента з використанням об’ємних фізично-нелінійних скінченних елементів ґрунту / Д. В. Михайловський, Д. Н. Матющенко, А. О. Смоленський // *Нові технології в будівництві*. - 2015. - № 29. - С. 44-52. - Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Ntvb_2015_29_10
14. **Михайловський Д. В.** Розрахунок і конструювання колон та балок з клеєної деревини: Навчальний посібник / Д. В. Михайловський, Т. С. Бабич. – Київ: КНУБА, 2018. – 302 с.

REFERENCES

1. **Yvanov V. A.**, Konstruktsyy yz dereva y plastmass / V. A. Ivanov, V. Z. Klymenko. – Ky-ev: Vyshcha shkola. Holovnoe yzd-vo, 1983. – 279 s.
2. **Hryn Y.M.** Stroytelnye konstruktsyy yz dereva y syntetycheskykh materyalov. Proek-tyrovanye y raschet /Y.M. Hryn, K.E. Dzhan-Temyrov, V.Y. Hryn: *Uchebnoe posobyе 3-e yzd., pererab. y dop. K.: Vyshcha shk., 1990.221 s.*
3. **Kaluhyn A.V.** Dereviannye konstruktsyy. Ucheb. posobyе (konspekt lektsyi). M.: *Izdatelstvo ASV, 2003. 224 s.*
4. **DBN V.2.1-10:2018.** Osnovy ta fundamente y sporud. Osnovni polozhennia proektuvannia. *Minrehionbud Ukrainy. – Kyiv, 2018. – 36s.*
5. **Horodetskyi D.A.** Prohrammnyi kompleks LYRA-SAPR 2013. Uchebnoe posobyе / Horodetskyi D.A., Barabash M.S. y dr. – K. – M.: *Elektronnoe yzdanye, 2013. – 376 s.,*
6. **Horodetskyi A.S.** Kompiuternye modely konstruktsyi / Horodetskyi A.S., Evzerov Y.D. – Kyev, 2007. – 357 s.

7. **DSTU-B.V.2.6-217-2016** «Proektuvannia budivelnykh konstrukttsii z tsilnoi i kleienoi derevyny.» //Kyiv, "Ukrarkhbudininform" 2016. – 143 s.
8. **DBN V.2.6-161:2017** «Dereviani konstrukttsii. Osnovni polozhennia.» //Kyiv, "Ukrarkhbudininform" 2017. – 125 s.
9. **Naichuk A. Ya.** Proektyrovanye sovremennykh konstrukttsiy yz kleenoi drevesyny na pryntsyakh novoi kontseptsyy /A. Ya. Naichuk, V. V. Fursov, D. V. Mykhailovskyi. – Kyiv: «Stal», 2010. – 24 s.
10. **DBN A.2.1-1-2014** «Inzhenerni vyshukuvannia dlia budivnytstva» – *Minrehionbud Ukrainy – Kyiv, 2014*
11. **Popov A.N.** Chyssennoe modelyrovanye napriazhenno-deformirovannoho sostoiannya aэrodromnykh pokrytyi v uslovyakh 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>*.
12. **Mykhailovskyi Denys, Skliarova Tetiana** Rozrakhunok velykoprolotnykh kleienykh konstrukttsii yak systemy gruntova osnova-fundament-nazemni sporudy (31 serpnia 2021 r.). *ScienceRise*, 4, 17-23, 2021 dostupno v SSRN: <https://ssrn.com/abstract=3918996>
<https://doi.org/10.21303/2313-8416.2021.002033>,
13. **Mykhailovskyi D.V.** Modeliuvannia palo-voho fundamentu z vykorystanniam obiemnykh fizychno-neliniinykh skinchennykh elementiv gruntu / D. V. Mykhailovskyi, D. N. Matiushchenko, A. O. Smolenskyi // *Novi tekhnolohii v budivnytstvi*. - 2015. - № 29. - S. 44-52. - *Rezhym dostupu*
: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Ntvb_2015_29_10
14. **Mykhailovskyi D. V.** Rozrakhunok i konstruiuvannia kolon ta balok z kleienoi derevy-ny: Navchalnyi posibnyk / D. V. Mykhailovskyi, T. S. Babych. – Kyiv: KNUBA, 2018. – 302 s.

*Denis MYKHAYLOVSKYI,
Tetiana SKLIAROVA*

Summary. The need to use large-span structures arises in the design of public and industrial buildings. Glued arches are most often used as load-bearing structures for such buildings. With relatively high strength and low bulk density, plywood construction is economically feasible to use in long-span structures. In addition, glued wood has special properties in the operation of structures that are built in seismic areas. Also, it should be noted that the service life of such buildings is much higher than that of traditional metal and reinforced concrete structures.

One of the problems of large-span, especially frame, buildings is the uneven subsidence of the supports, which is associated with the heterogeneity of the geological composition of the base (soils) or the presence of layers of weak soils. This is especially true of such a constructive form as the arch, the change in the stress-strain state of which leads to a radical redistribution of stresses.

Given the fact that the soil environment is more heterogeneous, survey data insufficiently describe the actual geological composition of the base of the building site. The biggest problem in the design of structures is the presence of lenses of weak soils in the areas of the foundations for load-bearing structures, which were not detected during engineering and geological surveys. The presence of even insignificant layers of weak soils can cause uneven subsidence of supports and changes in the stress-strain state of all structures.

As a result of this work, the behavior of a building that partially fell on a layer of weak soils was studied. This is realized by numerical study of the influence of uneven subsidence of several building foundations on the stress-strain state of the whole frame, which allows to analyze the actual stress-strain state of the building and increase the reliability of the structure as a whole.

Keywords. Glued wood; flat arches; long-span structures; stress-strain state; uneven subsidence; weak layers of soils; engineering-geological surveys; soil massif.

**INFLUENCE OF UNEQUAL
DEPOSITIONS OF SEVERAL ARCH
FOUNDATIONS ON THE STRESSED
AND DEFORMED CONDITION OF THE
WHOLE BUILDING**

Стаття надійшла до редакції 22.04.2022

ДОСВІД ВПРОВАДЖЕННЯ BIM-ТЕХНОЛОГІЙ В НАВЧАЛЬНИЙ ПРОЦЕС НА КАФЕДРІ МЕТАЛЕВИХ І ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ КНУБА

Вячеслав АДАМЕНКО

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
vchsvet@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-7469-9585>

Анотація. Стаття присвячена досвіду впровадження сучасних методів 3D BIM-інформаційного моделювання будівель і споруд в навчальний процес на кафедрі Металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва та архітектури. Починаючи із 2016-2017 н.р., в основних навчальних курсах кафедри зроблено акцент на проектуванні, розрахунку, конструюванні та видачі проектною документації за допомогою сучасних 3D BIM-інформаційних систем, зокрема зв'язки програмних комплексів ПК Autodesk Revit, ПК Robot Structural Analysis Professional, ПК Tekla Structures, ПК IDEA StatiCa. Приведено загальну характеристику та викладено послідовність роботи із вказаними програмними комплексами щодо створення інформаційної моделі, підбору перерізів сталевих елементів конструкцій, розрахунку і конструювання вузлів, перевірки напружено-деформованого стану вузлів і їх складових елементів, конструювання і деталювання елементів сталевих конструкцій, автоматичного формування необхідних видів, перерізів і специфікацій, підготовки до друку креслень проектною конструкторської документації сталевих конструкцій.

Додатково, для ряду дисциплін впроваджено міждисциплінарне наскрізне проектування і розрахунок сталевих конструкцій із використанням ПК Ліра-САПР та ПК Robot Structural Analysis Professional.

На основі отриманого досвіду розроблено методику інтеграції BIM-технологій в структуру інших дисциплін, з акцентом на виконання паралельних ручних розрахунків і розрахунків



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

за допомогою спеціалізованих програмних комплексів, формування креслень за допомогою BIM-інформаційних систем.

Ключові слова. BIM; BIM-технології; інформаційне моделювання; 3D моделювання; металеві конструкції; числовий розрахунок; конструювання сталевих конструкцій.

ВСТУП

Активний розвиток інформаційних технологій, зокрема 3D BIM-інформаційного моделювання будівель і споруд, дозволяє вивести процеси проектування, розрахунку та конструювання металевих і дерев'яних конструкцій принципово на інший рівень. Створення 3D інформаційної моделі у інтуїтивно зручному середовищі, узгодження різних розділів проекту між собою за рахунок використання єдиної інформаційної моделі, та відповідно зменшення кількості проектних помилок, імпорт збережених моделей практично із будь-яких розрахункових систем, їх розрахунок та підбір перерізів, виконання конструювання та деталювання вузлів в 3D просторі, автоматичне формування

© В.АДАМЕНКО

специфікацій та необхідних виглядів і проєкцій при компонуванні креслень, зменшення об'єму переробок при внесенні змін, ось далеко не повний перелік переваг при роботі з 3D BIM-інформацій-ними системами.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Склад та зміст проєктної документації на будівництво визначений у ДБН А.2.2-3:2014 [1]. Основні вимоги до проєктної та робочої документації, а також правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень регулюються ДСТУ Б А.2.4-4:2009 [2] та ДСТУ Б А.2.4-7:2009[3]. Правила виконання проєктної та робочої документації металевих конструкцій нормуються ДСТУ Б А.2.4-43:2009 [4], креслення конструкцій металевих деталювальних унормовані в ДСТУ-Н Б А.2.4-44:2013 [5].

Впровадження BIM-інформаційного моделювання будівель і споруд в Україні виконується відповідно до концепції [6], яка схвалена розпорядженням Кабінету Міністрів України у лютому 2021 року. Концепцію передбачено реалізувати до 2025 року поетапно з урахуванням застосування рівнів BIM-технологій (BIM-рівнів). На початковому етапі впровадження BIM-технологій (BIM-рівень 1) передбачається здійснення нормативно-правового та технічного регулювання, розвиток нормативно-технічного забезпечення, навчання суб'єктів архітектурної діяльності, впровадження пілотних проєктів у частині проєктування та будівництва об'єктів різного призначення. Надалі заплановано впровадження BIM-рівня 2, що охоплює створення та управління BIM-моделями об'єкта, які складаються з об'єктно-орієнтованих тривимірних геометричних та атрибутивних даних, що створюються різними учасниками будівельного процесу протягом життєвого циклу об'єкта в рамках спільного середовища даних. На наступному етапі, подальше впровадження BIM-технологій в Україні до BIM-рівня 3, який характеризується повною інтеграцією та взаємодією даних, моделей і процесів з метою управління життєвим циклом об'єкта, а

також запровадження практики експлуатації об'єктів з використанням BIM-технологій.

Таким чином, на даному етапі, проводяться законодавчі зміни в частині правового регулювання застосування BIM-технологій у будівництві, виконується актуалізація національних будівельних норм з урахуванням особливостей застосування BIM-технологій. Окрім цього, впроваджується ряд нормативних документів, гармонізованих з міжнародними та європейськими нормативними документами із будівельного інформаційного моделювання (BIM-технологій), так зокрема, в Україні введені в дію ряд європейських нормативних документів ДСТУ EN ISO [17 - 20], а також розробляється ряд інших ДСТУ, що відображають переважно європейський досвід.

Основні тенденції розвитку металевих конструкцій в Україні і світі, включно із використанням BIM-технологій, зокрема окреслені в роботі [7]. Загалом, сформульовано п'ять основних напрямків розвитку: 1) цифровізація галузі за рахунок використання BIM-технологій у проєктуванні і виробництві металевих конструкцій; 2) автоматизація і роботизація проєктних та виробничих процесів шляхом більш широкого впровадження високоточних верстатів із числовим програмним управлінням; 3) наукоємність галузі, тобто, більш активне застосування високоміцних сталей, композитних матеріалів, товстолистових конструкцій, нових технологій зварювання; 4) екологізація галузі шляхом широкого використання брухту, застосування екологічних технологій плавки сталі, запровадження екологічної сертифікації, податкових стимулів; 5) комплексна оптимізація конструктивних форм на раніше недоступному рівні деталізації і багатокритеріальності за рахунок застосування сучасних комп'ютерних технологій та новітнього програмного забезпечення.

Таким чином, сучасні напрямки розвитку металевих конструкцій, що також відносяться і до інших видів будівельних конструкцій, тісно пов'язані із застосуванням комп'ютерних технологій, зокрема впровадженням BIM-інформаційних технологій, автоматизації і роботизації проєктних

та технологічних процесів, залученням до процесу проєктування елементів штучного інтелекту та машинного навчання, та виводять на перший план підготовку висококваліфікованих фахівців, які володіють сучасними комп'ютерними технологіями.

Питаннями впровадження BIM-технологій в навчальний процес займаються науковці багатьох країн світу. Автори роботи [8] аналізують поточні підходи викладання BIM-технологій в вищих навчальних закладах Великобританії та США, акцентується увага, що впровадженню BIM у навчальні програми передували широкі дискусії щодо методики викладання, стосовно того, чи мають бути окремі навчальні курси щодо BIM-технологій, чи повинні BIM-технології бути інтегрованими в усі навчальні дисципліни. Виділено шість ключових елементів для ефективного викладання BIM: міждисциплінарні навчальні програми, які є важливими для розуміння ролі інших розділів проєкту; простір для роботи; командна робота; практична робота у компаніях під час навчання; технічні навички; роль викладача. В роботі [9], на основі аналізу наявних публікацій проаналізовано стан впровадження BIM-технологій у вищій школі, окремо виділено важливість нових методів навчання, а також міждисциплінарної взаємодії.

Технологія BIM-інформаційного моделювання, також, впроваджується в навчальний процес вищих навчальних закладів України. Наприклад, в Харківському національному університеті будівництва і архітектури розроблена концепція впровадження BIM-технологій в освітній процес [10], яка передбачає оновлення діючих освітніх програм з введенням додаткових компетентностей; запровадження системи міждисциплінарного курсового проєктування; підвищення кваліфікації науково-педагогічних працівників; стажування здобувачів вищої освіти в провідних організаціях України; залучення роботодавців до освітнього процесу; впровадження BIM у випускних роботах першого (бакалаврського) та другого (магістерського) рівнів. Досвід кафедри Металевих і дерев'яних конструкцій Київсь-

кого національного університету будівництва та архітектури щодо впровадження BIM-технологій в навчальний процес був представлений на наукових конференціях [11, 12], а також висвітлений в роботах [13, 14, 15, 16].

МЕТА ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Мета та завдання дослідження полягає в аналізі, узагальненні та представленні практичного досвіду і напрацювань кафедри Металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва та архітектури по впровадженню BIM-технологій в навчальний процес, зокрема інтеграцію 3D BIM-інформаційних систем в основні навчальні курси кафедри для студентів першого (бакалаврського) та другого (магістерського) освітніх рівнів.

МАТЕРІАЛИ ТА МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Матеріали та методи дослідження включають аналіз і практичне впровадження найкращих практик проєктування, розрахунку, конструювання та видачі проєктної документації за допомогою сучасних 3D BIM-інформаційних систем.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

На кафедрі Металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва та архітектури, сучасні методи інформаційного моделювання будівель (BIM-технології) були впроваджені в навчальний процес із 2016-2017 н.р., зокрема, в основних навчальних дисциплінах кафедри зроблено акцент на проєктуванні, розрахунку, конструюванні та видачі проєктної документації за допомогою сучасних 3D BIM-інформаційних систем.

В рамках курсу «Дисципліни спеціальної підготовки кафедри» для студентів другого

(магістерського) рівня, які навчаються за освітньо-професійною та освітньо-науковою програмами «Промислове і цивільне будівництво» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», автором розроблений навчальний курс, що включає необхідне методичне забезпечення і відеокурс, та передбачає обов'язкове виконання двох курсових робіт, в яких реалізується проектування, розрахунок, конструювання та видача проєктної документації сталевих каркасу за допомогою зв'язки програмних комплексів ПК Autodesk Revit, ПК Robot Structural Analysis Professional, ПК Tekla Structures, ПК IDEA StatiCa.

Проектування, розрахунок, конструювання та видача проєктної документації за допомогою сумісного використання ПК Autodesk Revit, ПК Robot Structural Analysis Professional, ПК Tekla Structures та ПК IDEA StatiCa носить ряд переваг.

ПК Autodesk Revit являє собою універсальну 3D BIM-інформаційну систему, яка дозволяє реалізувати практично усі розділи проєкту, включаючи і конструктивний. Така універсальність, з одного боку, дає можливість спеціалістам різних напрямків працювати в рамках єдиної інформаційної моделі, та відкриває ряд переваг, зокрема оперативно узгоджувати різні розділи проєкту між собою, і як наслідок зменшити кількість проєктних помилок, а з іншого боку, суттєво ускладнює завдання для розробників ПК Autodesk Revit через наявність значної функціональності в рамках одного програмного комплексу та складнощів їх програмної реалізації. Саме це і є причиною, що ряд альтернативних програмних комплексів, зокрема ПК Tekla Structures, який є спеціалізованим ПК щодо конструктивного розділу проєкту, пропонують дещо більшу автоматизацію роботи інженера-конструктора, при цьому, ПК Autodesk Revit для досягнення подібного рівня автоматизації потребує пошуку і встановлення плагінів сторонніх виробників програмного забезпечення, наприклад шляхом участі у спільнотах користувачів ПК Autodesk Revit та підтримки стартапів незалежних розробників.

ПК Tekla Structures являє собою систему 3D BIM-інформаційного моделювання, яка належить компанії Trimble, та дозволяє виконувати моделювання будівельних конструкцій із сталі, бетону, дерева та скла, проте найбільш активно ПК Tekla Structures знайшла застосування для конструювання сталевих та залізобетонних конструкцій, автоматизованого отримання специфікацій та формування робочих креслень конструктивної частини проєкту, а також для передачі інформації про елементи конструкцій на виробничі лінії станків із числовим програмним управлінням (ЧПУ). ПК Tekla Structures використовувалася для розробки робочої документації таких всесвітньо відомих об'єктів як Capital Gate (Абу-Дабі, Об'єднані Арабські Емірати), Chennai International Airport (Індія), Singapore Sports Hub (Сінгапур), однак серйозним недоліком для застосування ПК Tekla малими та середніми компаніями є її відносно висока вартість.

ПК Robot Structural Analysis Professional, як розрахунковий модуль BIM-інформаційної системи компанії Autodesk, реалізований виходячи із 3D концепції, так само, як і в основних конструктивних модулях (ПК Tekla Structures, ПК Autodesk Revit) користувач оперує безпосередньо конструктивними елементами, тобто балкою, колоною, стержнем, плитою, створюючи таким чином 3D інформаційну модель, яку легко візуально переглянути і проконтролювати у 3D просторі. ПК Robot Structural Analysis Professional реалізує значну кількість норм проектування і досить корисний при розрахунках зокрема за нормами Єврокод. Користувач не має безпосереднього відношення до формування скінченно-елементної моделі, яка формується автоматично і тільки на кінцевому етапі перед розрахунком.

ПК IDEA StatiCa призначений для проектування і розрахунку вузлів сталевих конструкцій усіх типів, зварних і болтових з'єднань, та здобув широку популярність завдяки інтуїтивно зрозумілим підходам до моделювання вузлів сталевих конструкцій, інноваційним методам їх розрахунків, широким можливостям імпорту і експорту в

розрахункові та конструюючі системи. Інноваційний метод розрахунку вузлів сталевих конструкцій був розроблений командою IDEA StatiCa у співпраці із фахівцями кафедри металевих і дерев'яних конструкцій факультету цивільної інженерії технологічного університету м. Брно (Brno University of Technology), один із перших поєднав традиційний метод розрахунку за формулами (Component method) із скінченно-елементним розрахунком (FEM analysis), та отримав назву компонентного методу скінченних елементів (Component Based Finite Element Model, CBFEM).

Для зв'язки програмних комплексів ПК Autodesk Revit, ПК Robot Structural Analysis Professional, ПК Tekla Structures, ПК IDEA StatiCa можливі декілька варіантів їх сумісної роботи. Конструктивні модулі (ПК Autodesk Revit, ПК Tekla Structures), розрахунковий модуль (ПК Robot Structural Analysis Professional) та модуль для розрахунку сталевих вузлів (ПК IDEA StatiCa) мають необхідні інструменти для створення 3D інформаційної моделі, а також необхідні засоби для обміну інформацією, імпорту і експорту.

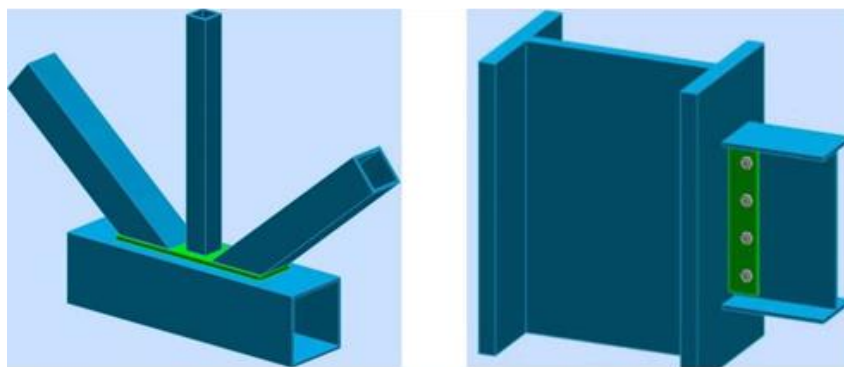


Рис.2. 3D моделі вузлів в ПК Robot Structural Analysis Professional

Fig.2. 3D models of nodes in the SP Robot Structural Analysis Professional

характеристик елементам конструкцій, виконується підбір перерізів, додатково, на цьому етапі є можливість переглянути відсотки використання елементів по кожній із перевірок норм. Після перепризначення фактичних жорсткостей підібраних елементів в інформаційній моделі, виконується повторний розрахунок.

3D інформаційна модель сталевого каркасу в ПК Robot Structural Analysis Profes-

сional приведена на рис. 1. ПК Robot Structural Analysis Professional дозволяє за відомими зусиллями та підібраними перерізами із попередніх етапів розрахунків, призначити додаткові параметри, і виконати перевірку для стандартних типів вузлів. 3D моделі вузлів в ПК Robot Structural Analysis Professional приведені на рис. 2.

sional приведена на рис. 1.

ПК Robot Structural Analysis Professional дозволяє за відомими зусиллями та підібраними перерізами із попередніх етапів розрахунків, призначити додаткові параметри, і виконати перевірку для стандартних типів вузлів. 3D моделі вузлів в ПК Robot Structural Analysis Professional приведені на рис. 2.

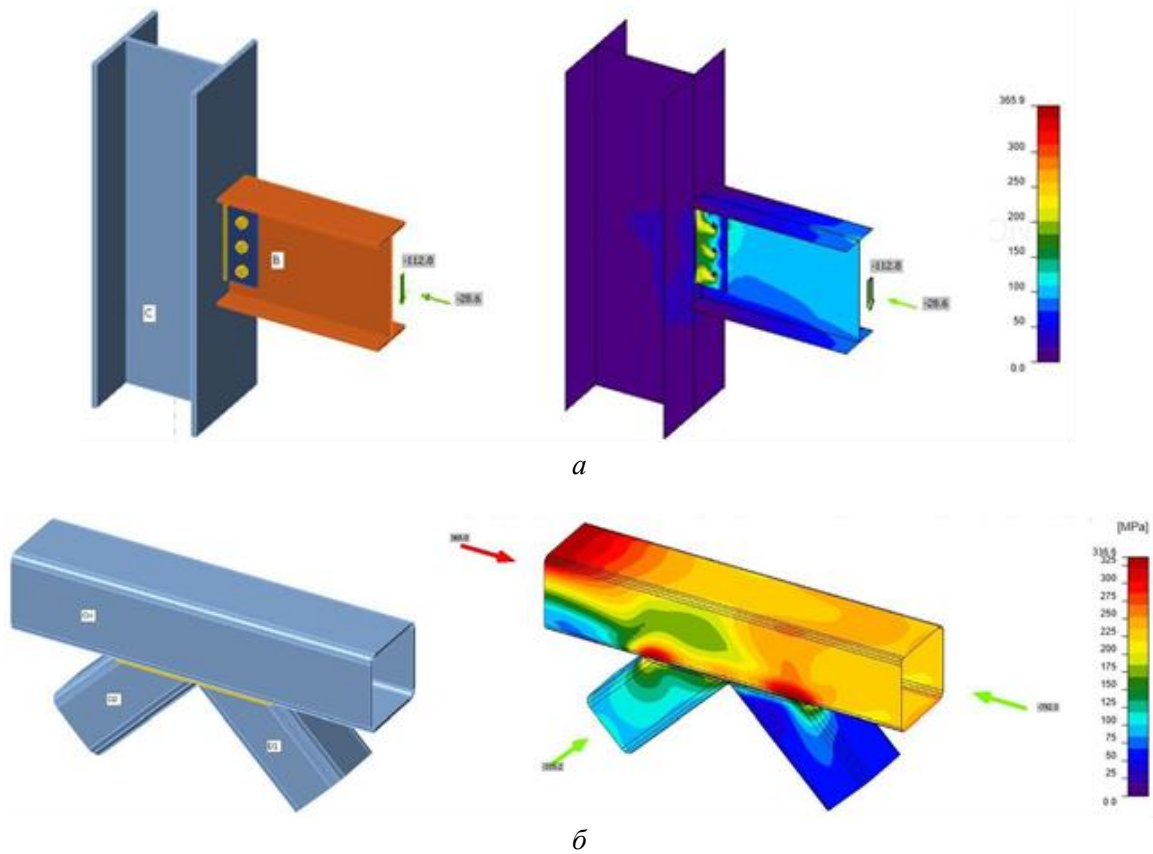


Рис.3. 3D моделі вузлів в ПК IDEA StatiCa:
a – примикання головної балки до колони;
б – верхній вузол ферми.

Fig.3. 3D models of nodes in the SP IDEA StatiCa:
a - adjacency of the girder to the column;
b - the upper node of the truss.

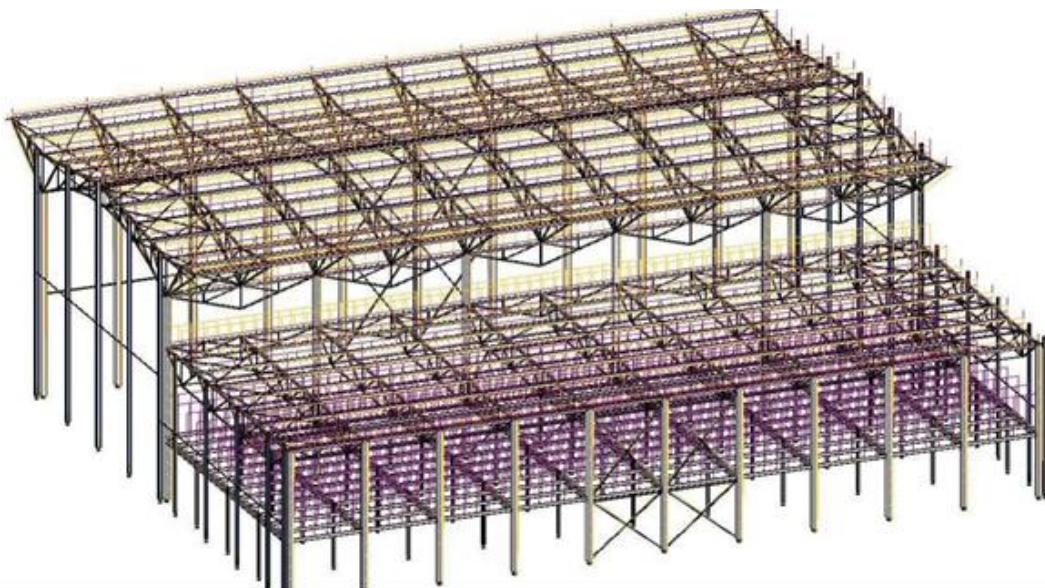


Рис.4. 3D інформаційна модель сталевго каркасу в ПК Autodesk Revit
Fig.4. 3D information model of the steel frame in the SP Autodesk Revit

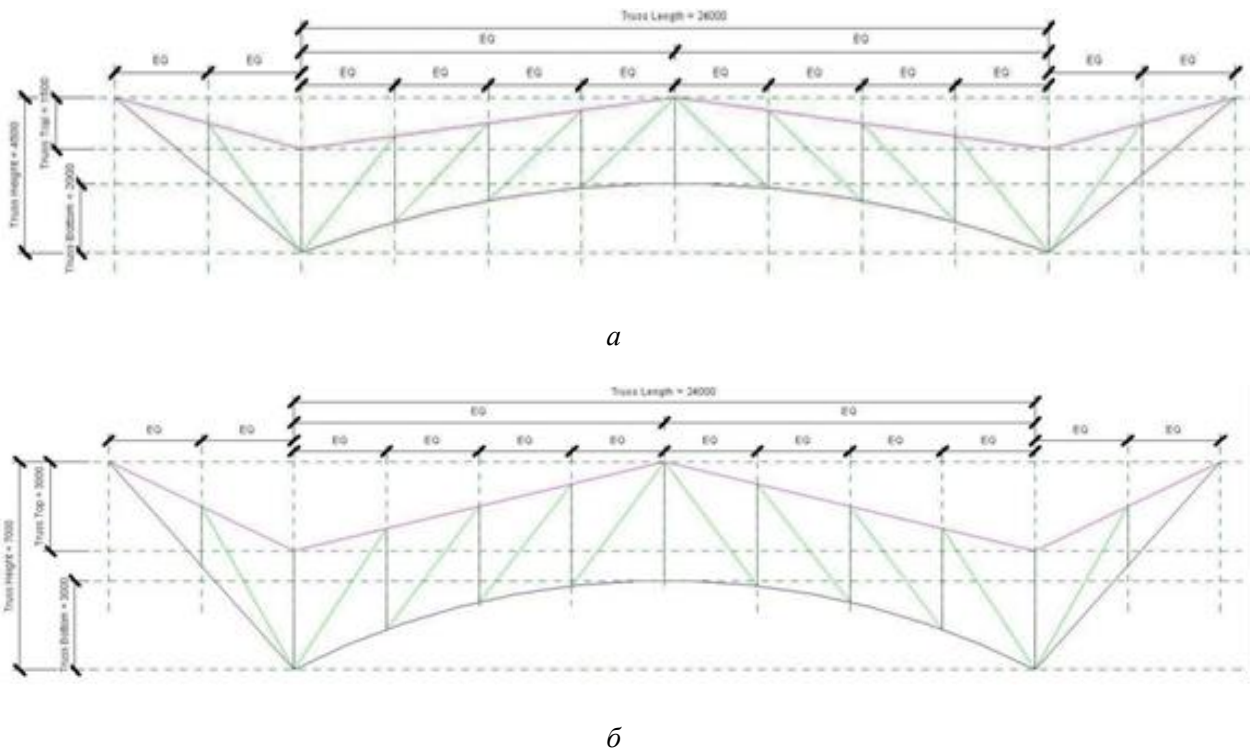


Рис.5. Створення параметричного сімейства ферми в ПК Autodesk Revit:
 а – при висоті 4,5 м, та параметрах 1,5 і 2 м;
 б – при висоті 7 м, та параметрах 3 і 3 м.

Fig.5. Creating a parametric family of the truss in the SP Autodesk Revit:
 а – at a height of 4.5 m, and parameters of 1.5 and 2 m;
 б – at a height of 7 m, and parameters of 3 and 3 m.

Для моделювання вузлів нестандартної конфігурації або альтернативного розрахунку стандартних сталевих вузлів використовується ПК IDEA StatiCa. Приклади створених сталевих вузлів в ПК IDEA StatiCa приведені на рис. 3.

Надалі, інформаційна модель без жодних втрат інформації імпортується у ПК Autodesk Revit, із яким ПК Robot Structural Analysis Professional має прямий зв'язок. 3D модель каркасу у ПК Autodesk Revit приведена на рис. 4.

При роботі із ПК Autodesk Revit, окрім іншого, пропонується детально ознайомитися також із номенклатурою сімейств, які є базовими елементами у ПК Autodesk Revit, їх залежність від обраних норм проектування, та створити власне параметричне сімейство ферми, яке включає мінімально два параметри по висоті ферми. Після завантаження такого сімейства в основну схему ПК Autodesk Revit та зміни параметрів її

висоти, необхідно виконати зворотній цикл експорту моделі у ПК Robot Structural Analysis Professional, повторний підбір перерізів та повернення моделі у ПК Autodesk Revit. Варіант створеного параметричного сімейства ферми, при висоті 4,5 м і 7 м приведено на рис. 5.

Конструювання, формування необхідних видів, перерізів і специфікацій, та як результат, видачу проектної конструкторської документації сталевому каркасу, пропонується виконати на вибір за допомогою ПК Autodesk Revit або ПК Tekla Structures, проте практика викладання даного курсу на протязі останніх п'яти років показує, що більш ніж 90% студентів обирають виконання даної частини курсу (курсової роботи № 2) за допомогою ПК Tekla Structures.

Аксонетрична проекція сталевого каркасу у ПК Tekla Structures, яка виконана в рамках курсової роботи студентом другого (магістерського) освітнього рівня групи ПЦБ-54 Дзюбком Д.А., приведена на рис. 6.

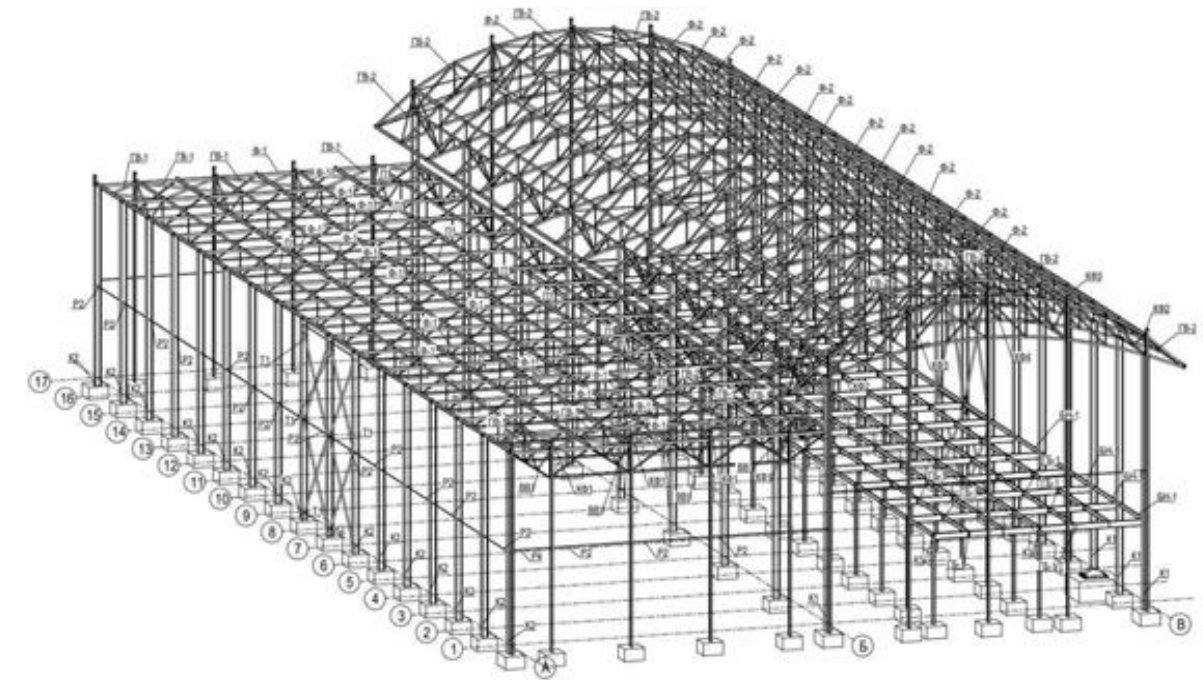


Рис.6. Аксонетрична проєкція сталевого каркасу в ПК Tekla Structures
Fig.6. Axonometric projection of the steel frame in the SP Tekla Structures

Для передачі інформаційної моделі у ПК Tekla Structures може бути використаний файл формату IFC (Industry Foundation Class), при цьому, модель імпортується із ПК Autodesk Revit. На жаль, через низку причин, після імпорту інформаційної моделі за допомогою файлу формату IFC, у деяких випадках відбувається втрата частини інформації, або її некоректність, що зумовлено в основному несумісністю баз даних різних розробників програмного забезпечення. Після імпорту IFC моделі у ПК Tekla Structures необхідно виконати розпізнавання конструктивних елементів. ПК Tekla Structures співставляє отриману з IFC файлу інформацію із власними сортаментами і пропонує свій варіант, який у випадку невідповідності сортаментів, як правило, не співпадає із характеристиками у вихідній моделі. Таким чином, при використанні IFC файлу, користувач змушений проаналізувати коректність переданої інформації і у випадку її невідповідності, призначити необхідні значення вручну.

Для конструювання вузлів металевих конструкцій використовуються базові засоби ПК Tekla Structures шляхом використання системних компонентів вузлів у вигляді з'єднання, вузла або елемента, а також широких можливостей створення користувачьких компонентів, у тому числі із використанням параметричних залежностей. Окрім цього, є можливість підключення плагінів сторонніх виробників, наприклад DS Component, який дозволяє автоматизувати процес конструювання вузлів за рахунок їх параметризації та використання елементів штучного інтелекту.

3D вигляд та креслення вузла опирання головних балок на колону, вузла опирання підкрив'яних та крокв'яних ферм на колону, а також вузла примикання балок до колони, що виконані у ПК Tekla Structures в рамках курсової роботи студентами другого (магістерського) освітнього рівня Мавдюком А. М., Дзюбком Д. А., Тупотою В. О., приведені на рис. 7, 8 і 9.

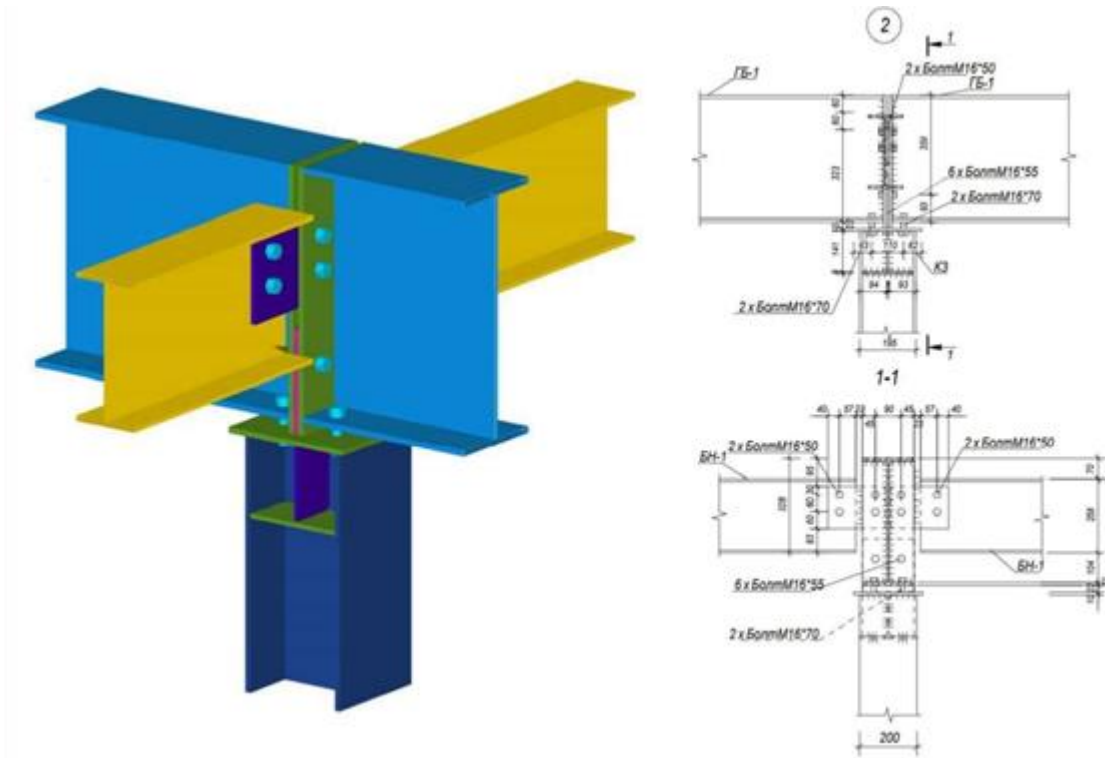


Рис.7. Вузол опирання головних балок на колону в ПК Tekla Structures
Fig.7. Node of support of the girders on a column in the SP Tekla Structures

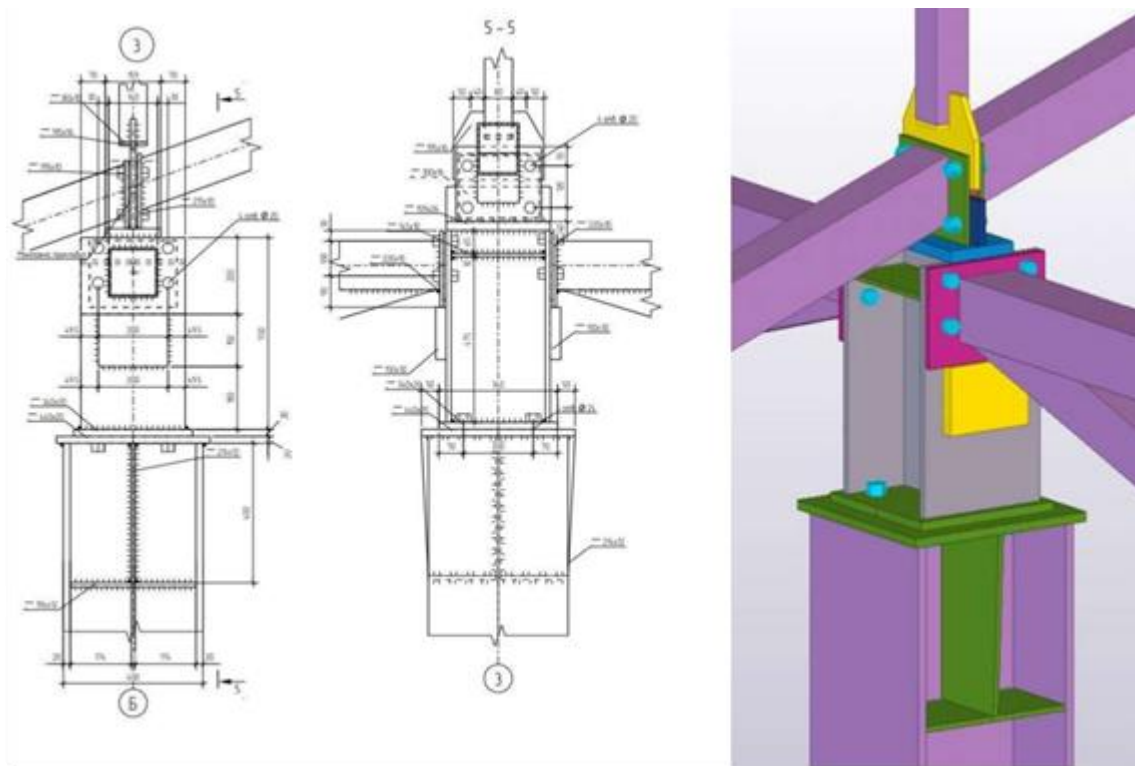


Рис.8. Вузол опирання підкрів'яних та кров'яних ферм на колону в ПК Tekla Structures
Fig.8. Node of support of secondary and main trusses on a column in the SP Tekla Structures

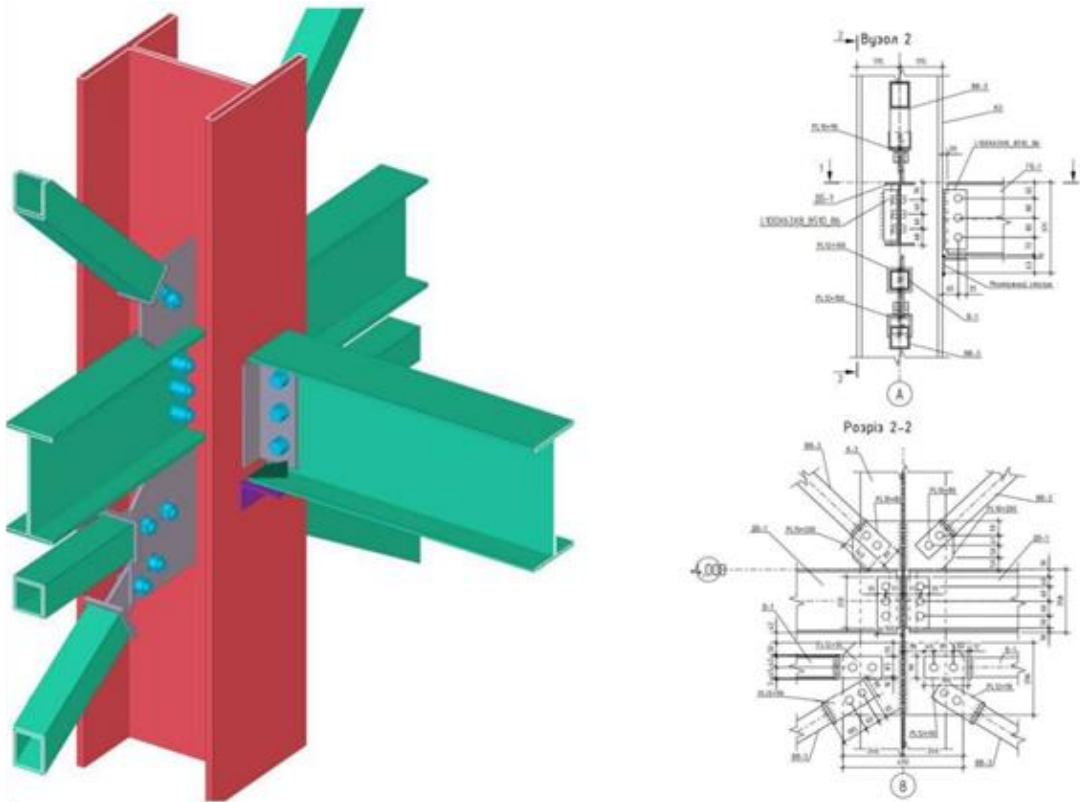


Рис.9. Вузол примикання головних балок до колони в ПК Tekla Structures
Fig.9. Node of the girders to the column adjacency in the SP Tekla Structures

Окрім повного циклу інформаційного моделювання будівель, для ряду дисциплін, впроваджено міждисциплінарне наскрізне проектування і розрахунок сталевих конструкцій із використанням числових методів. Так, зокрема, в рамках курсу «Основи проектування за нормами Єврокод» студенти другого (магістерського) рівня, які навчаються за освітніми програмами «Промислове і цивільне будівництво» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», виконують проектування, розрахунок і підбір перерізів сталевих каркасів балкової клітки за нормами Єврокод 3 у ПК Robot Structural Analysis Professional (1 семестр навчання), і далі, в рамках курсу «Обстеження та підсилення будівельних конструкцій (МДК)», за тими самими вихідними даними виконують проектування, розрахунок і підбір перерізів сталевих каркасів балкової клітки до, а також після підсилення елементів конструкцій за нормами ДБН у ПК Ліра-САПР (2 семестр навчання).

На основі отриманого досвіду, для студентів першого (бакалаврського) рівня, які на-

вчаються за освітньо-професійною програмою «Промислове і цивільне будівництво» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», розроблено методику інтеграції ВІМ-інформаційних технологій в структуру дисципліни «Металеві конструкції». Так, зокрема, із наступного навчального року передбачено широке використання 3D виглядів і 3D моделей в лекційному курсі дисципліни, а також, на практичних заняттях, в рамках курсових проектів, паралельний розрахунок і підбір перерізів сталевих балкової клітки (КП № 1) і одноповерхової виробничої будівлі (КП № 2) вручну та за допомогою спеціалізованих програмних комплексів ПК Ліра-САПР або ПК SCAD, оформлення креслень за допомогою ВІМ-інформаційної системи ПК Tekla Structures та / або стандартними способами за допомогою ПК AutoCAD.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. Практичне впровадження 3D ВІМ-технологій в навчальний процес, яке включає

проектування, розрахунок, конструювання та видачу проектної документації сталевих конструкцій за допомогою зв'язки програмних комплексів ПК Autodesk Revit, ПК Robot Structural Analysis Professional, ПК Tekla Structures та ПК IDEA StatiCa, показало ряд переваг над традиційними способами проектування і розробки документації, надало поштовх для критичного просторового осмислення прийнятих конструктивних рішень, забезпечило якісне опрацювання вузлів і елементів конструкцій проєктованих сталевих каркасів.

2. Введення для ряду дисциплін міждисциплінарного наскрізного проектування і розрахунку сталевих конструкцій із використанням числових методів, зокрема ПК Robot Structural Analysis Professional та ПК Ліра-САПР показало свою життєздатність та перспективність, надало можливість оцінити і порівняти результати підбору перерізів сталевих конструкцій запроєктованих за різними нормами проектування. Практична самостійна робота, починаючи від етапу створення розрахункової схеми і закінчуючи підбором перерізів, якісний захист результатів своєї роботи, надає впевненості у власних силах і у правильності отримуваних результатів.

3. Отриманий досвід дозволив розробити методику інтеграції BIM-інформаційних технологій в структуру інших дисциплін, з акцентом на виконання паралельних ручних розрахунків і розрахунків за допомогою спеціалізованих програмних комплексів, оформлення креслень за допомогою BIM-інформаційних систем та / або стандартними способами.

4. Подальше впровадження BIM-інформаційних технологій в навчальний процес, застосування інших відомих програмних комплексів і їх зв'язок, є перспективним з точки зору підвищення наочності навчання, збільшення зацікавленості студентів, та як наслідок, сприяє підвищенню фахових компетентностей і результатів навчання здобувачів освітніх рівнів.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН А.2.2-3:2014** Склад та зміст проектної документації на будівництво / *Міністерство*

регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України – К.: 2014. – 25 с.

2. **ДСТУ Б А.2.4-4:2009** Основні вимоги до проектної та робочої документації. Зі Зміною № 1 / *Мінрегіонбуд України – К.: 2009.*
3. **ДСТУ Б А.2.4-7:2009** Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень / *Мінрегіонбуд України – К.: 2009.*
4. **ДСТУ Б А.2.4-43:2009** Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій / *Мінрегіонбуд України – К.: 2009.*
5. **ДСТУ-Н Б А.2.4-44:2013** Настанова з розроблення проектної та робочої документації металевих конструкцій. Креслення конструкцій металевих деталювальні (КМД) / *Мінрегіонбуд України – К.: 2013.*
6. **Концепція впровадження** технологій будівельного інформаційного моделювання (BIM-технологій) в Україні / *Схвалено розпорядженням Кабінету Міністрів України від 17 лютого 2021 р. № 152-р.*
7. **Білик С. І., Білик А. С.** Головні напрямки сучасного розвитку металевих конструкцій будівель і споруд. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини, 2021. - Вип. 25. - С. 5-12. doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-5-12.*
8. **Shelbourn M., Macdonald J., McCuen T., Lee S.** Students' perceptions of BIM education in the higher education sector: A UK and US perspective. *Industry and Higher Education, 2017, Vol. 31, Issue 5, pp. 293–304. doi.org/10.1177/0950422217725962.*
9. **Wang L., Huang M., Zhang X., Jin R., Yang T.** Review of BIM Adoption in the Higher Education of AEC Disciplines. *Journal of Civil Engineering Education, 2020, Volume 146, Issue 3. doi.org/10.1061/(ASCE)EI.2643-9115.0000018.*
10. **Спіранде К. В., Герасименко В. В.** Концепція впровадження BIM-технологій в освітній процес ХНУБА за спеціальністю 192 "Будівництво та цивільна інженерія". *Матеріали доповідей Першої всеукраїнської науково-практичної конференції "BIM-технології в будівництві: Досвід та інновації". Харків. ФОП Бровін О.В. 2021. С. 243-249.*
11. **Адаменко В. М.** Досвід застосування BIM-технологій при проектуванні і розрахунках сталевих та залізобетонних конструкцій. *Матеріали доповідей Першої всеукраїнської науково-практичної конференції "BIM-технології в будівництві: Досвід та інновації". Харків. ФОП Бровін О.В. 2021. С. 13-16.*

12. **Адаменко В. М.** Використання 3D BIM-інформаційного моделювання при проєктуванні, розрахунках та конструюванні металевих конструкцій. *Тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції "Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини"*, ОДАБА, 2021. - С. 4-6.
13. **Адаменко В. М., Мавдюк А. М.** Дослідження впливу ефектів другого порядку на прикладі сталевих каркасів аеропорту. *Містобудування та територіальне планування*, 2020. - Вип. 72. - С. 176-186. DOI: 10.32347/2076-815x.2020.72.176-186.
14. **Адаменко В. М.** Нелінійне моделювання роботи монолітного ребристого перекриття силосу на основі дослідних даних. *Вісник Сумського національного аграрного університету, Серія Будівництво*, 2014. - Вип. 10 (18). - С. 67-71.
15. **Лаврінченко Л. І., Будко Т. Г.** Застосування методів і моделей BIM-технологій при проєктуванні купольного покриття аквапарку з дерев'яними арками. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. ОДАБА, 2021. - Вип. 25. - С. 72-84. DOI: 10.31650/2707-3068-2021-25-72-84.
16. **Олексій Бензель, Людмила Лаврінченко.** Інформаційне моделювання сталевих будівлі з підвищеними вимогами жорсткості. // *Зб. наук праць Будівельні конструкції. Теорія і практика*, КНУБА, 2021, Вип. 09, с. 30-44. DOI: 10.32347/2522-4182.9.2021.30-44.
17. **ДСТУ ISO/TS 12911:2020.** Структура стандартів будівельного інформаційного моделювання (BIM). - [Чинний від 2020-04-01]. - К. : ДП «УкрНДНЦ» 2020.
18. **ДСТУ EN ISO 12006-2:2020.** Зведення будівель. Організація інформації про будівлі та споруди. Частина 2. Структура класифікації. - [Чинний від 2020-04-01]. — К. : ДП «УкрНДНЦ» 2020.
19. **ДСТУ EN ISO 12006-3:2020.** Зведення будівель. Структура інформації про об'єкти будівництва. Частина 3. Структура об'єктно-орієнтованої інформації. - [Чинний від 2020-04-01]. — К. : ДП «УкрНДНЦ» 2020.
20. **ДСТУ EN ISO 16757-1:2020.** Структури даних електронних каталогів товарів для будівельних послуг. Частина 1. Поняття, архітектура та модель. - [Чинний від 2020-04-01]. — К. : ДП «УкрНДНЦ» 2020.
21. *komunalnoho gospodarstva Ukrainy – K.: 2014. – 25 s.*
2. **DSTU B A.2.4-4:2009** Osnovni vymohy do proektnoi ta robochoi dokumentatsii. Zi Zminoiu № 1 / *Minrehionbud Ukrainy – K.: 2009.*
3. **DSTU B A.2.4-7:2009** Pravyla vykonannia arkhitekturno-budivelnykh robochykh kreslen / *Minrehionbud Ukrainy – K.: 2009.*
4. **DSTU B A.2.4-43:2009** Pravyla vykonannia proektnoi ta robochoi dokumentatsii metalevykh konstrukttsii / *Minrehionbud Ukrainy – K.: 2009.*
5. **DSTU-N B A.2.4-44:2013** Nastanova z rozroblennia proektnoi ta robochoi dokumentatsii metalevykh konstrukttsii. Kreslennia konstrukttsii metalevykh detaliivalni (KMD) / *Minrehionbud Ukrainy – K.: 2013.*
6. **Kontseptsiiia vprovadzhennia** tekhnolohii budivelnoho informatsiinoho modeliuвання (BIM-tekhnolohii) v Ukraini / *Skhvaleno rozporiadzhenniam Kabinetu Ministriv Ukrainy vid 17 liutoho 2021 r. № 152-r.*
7. **Bilyk S. I., Bilyk A. S.** Holovni napriamky suchasnoho rozvytku metalevykh konstrukttsii budivel i sporud. *Suchasni budivelni konstrukttsii z metalu ta derevyny*. 2021. Vyp. 25. S. 5-12. doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-5-12.
8. **Shelbourn M., Macdonald J., McCuen T., Lee S.** Students' perceptions of BIM education in the higher education sector: A UK and US perspective. *Industry and Higher Education*, 2017, Vol. 31, Issue 5, pp. 293–304. doi.org/10.1177/0950422217725962.
9. **Wang L., Huang M., Zhang X., Jin R., Yang T.** Review of BIM Adoption in the Higher Education of AEC Disciplines. *Journal of Civil Engineering Education*, 2020, Volume 146, Issue 3. doi.org/10.1061/(ASCE)EI.2643-9115.0000018.
10. **Spirande K. V., Herasymenko V. V.** Kontseptsiiia vprovadzhennia BIM-tekhnolohii v osvittii protses KhNUBA za spetsialnistiu 192 "Budivnytstvo ta tsyvilna inzheneriia". *Materialy dopovidei Pershoi vseukrainskoi naukovo-praktychnoi konferentsii "BIM-tekhnolohii v budivnytstvi: Dosvid ta innovatsii"*. Kharkiv. FOP Brovin O.V. 2021. S. 243-249.
11. **Adamenko V. M.** Dosvid zastosuvannia BIM-tekhnolohii pry proiektuvanni i rozrakhunkakh stalevykh ta zalizobetonnykh konstrukttsii. *Materialy dopovidei Pershoi vseukrainskoi naukovo-praktychnoi konferentsii "BIM-tekhnolohii v budivnytstvi: Dosvid ta innovatsii"*. Kharkiv. FOP Brovin O.V. 2021. S. 13-16.
12. **Adamenko V. M.** Vykorystannia 3D BIM-informatsiinoho modeliuвання pry proiektuvanni, rozrakhunkakh ta konstruiuvanni metalevykh konstrukttsii. *Tezy dopovidei mizhnarodnoi naukovo-tekhnichnoi konferentsii*

REFERENCES

1. **DBN A.2.2-3:2014** Sklad ta zmist proektnoi dokumentatsii na budivnytstvo / *Ministerstvo rehionalnoho rozvytku, budivnytstva ta zhytlovo-*

"Suchasni budivelni konstruksii z metalu ta derevyny". ODABA. 2021. S. 4-6.

13. **Adamenko V. M., Mavdiuk A. M.** Doslidzhennia vplyvu effektiv drugoho poriadku na prykladi stalevoho karkasu aeroportu. *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia*. 2020. Vyp. 72. S. 176-186. DOI: 10.32347/2076-815x.2020.72.176-186.
14. **Adamenko V.M.** Neliniine modeliuвання roboty monolitnoho rebrystoho perekryttia sylosu na osnovi doslidnykh danykh. *Visnyk Sumskoho natsionalnoho ahrarnoho universytetu, Serii Budivnytstvo*, 2014. - Vyp. 10 (18). - S. 67-71.
15. **Lavrinenko L. I., Budko T. H.** Zastosuvannia metodiv i modelei VIM-tekhnolohii pry proektuvanni kupolnoho pokryttia akvaparku z derevianymy arkamy. *Suchasni budivelni konstruksii z metalu ta derevyny*. ODABA. 2021. Vyp. 25. S. 72-84. DOI: 10.31650/2707-3068-2021-25-72-84.
16. **Oleksii Benzel, Liudmyla Lavrinenko.** Informatsiine modeliuвання stalevoi budivli z pidvyshchenymy vymohamy zhorstkosti. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka, KNUBA*, 2021, Vyp. 09, s. 30-44. DOI: 10.32347/2522-4182.9.2021.30-44.
17. **DSTU ISO/TS 12911:2020.** Struktura standartiv budivelnoho informatsiinoho modeliuвання (BIM). - [Chynnyi vid 2020-04-01]. - K. : DP «UkrNDNTs» 2020.
18. **DSTU EN ISO 12006-2:2020.** Zvedennia budivel. Orhanizatsiia informatsii pro budivli ta sporudy. Chastyna 2. Struktura klasyfikatsii. - [Chynnyi vid 2020-04-01]. — K. : DP «UkrNDNTs» 2020.
19. **DSTU EN ISO 12006-3:2020.** Zvedennia budivel. Struktura informatsii pro obiekty budivnytstva. Chastyna 3. Struktura obiektno-oriientovanoi informatsii. - [Chynnyi vid 2020-04-01]. — K. : DP «UkrNDNTs» 2020.
20. **DSTU EN ISO 16757-1:2020.** Struktury danykh elektronnykh katalogiv tovariv dlia budivelnykh posluh. Chastyna 1. Poniattia, arkhitektura ta model. - [Chynnyi vid 2020-04-01]. — K. : DP «UkrNDNTs» 2020.

Стаття надійшла до редакції 11.05.22

EXPERIENCE OF IMPLEMENTING BIM TECHNOLOGIES IN THE EDUCATIONAL PROCESS AT THE DEPARTMENT OF STEEL AND TIMBER STRUCTURES OF KNUCA

Viacheslav ADAMENKO

Summary. The article is devoted to the experience of implementing modern methods of 3D building information modeling of buildings and structures into the educational process at the Department of Steel and Timber Structures of Kyiv National University of Construction and Architecture. Starting from the 2016-2017 academic year, the main training courses of the department focus on the design, calculation, detailing and issuance of project documentation using modern 3D building information modeling systems, including software links Autodesk Revit, Robot Structural Analysis Professional, Tekla Structures, IDEA StatiCa. The general characteristic and sequence of work with the specified software concerning creation of information model, selection of sections of steel elements, calculation and detailing of knots, checking of a stress-strain condition of knots and their constituent elements, designing and detailing of elements of steel structures, automatic formation of necessary views, cross-sections and specifications, preparation of drawings of design structural documentation of steel frame for printing.

Additionally, interdisciplinary end-to-end design and calculation of steel structures using LiraCAD and Robot Structural Analysis Professional have been introduced for a number of disciplines.

Based on the experience gained, a method of integrating BIM technologies into the structure of other disciplines has been developed, with an emphasis on performing parallel manual calculations and calculations using specialized software packages, forming drawings using BIM information systems.

Keywords: BIM; BIM technologies, information modeling; 3D modeling; steel structures; numerical calculation; detailing of steel structures.

МІЦНІСТЬ СТИКОВОГО КОНТАКТНОГО ЗВАРНОГО З'ЄДНАННЯ АРМАТУРИ КЛАСУ А500С

Юлій КЛІМОВ¹, Ігор Бойко²

^{1,2} Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
yuliiklymov@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-4275-7058>
boyko.ip@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-6841-0271>

Анотація. В роботі наведені результати експериментальних досліджень міцності стикового контактного зварного з'єднання типу С1-Ко з термомеханічнозмцненої арматури класу А500С.

Експериментальні дослідження включали в себе випробування на розтяг двох серій зразків арматури, кожна з яких включала в себе зразки арматури у вихідному стані і з стиковим контактним зварним з'єднанням типу С1-Ко.

Перша серія включала в себе арматуру Ø12А500С, Ø14А500С, Ø16А500С зі сталі марки СтЗпс і Ø18А500С, Ø20А500С, Ø22А500С зі сталі марки СтЗГпс. Всього було випробувано 278 зразків зварних з'єднань. Друга серія включала зразки зварного з'єднання С1-Ко з решти номенклатури діаметрів і марок сталі арматури класу А500С, а саме Ø16А500С зі сталі марки СтЗпс, Ø20А500С, Ø22А500С зі сталі марки СтЗГпс і Ø25А500С, Ø28А500С, Ø32А500С зі сталі марки 25Г2С. Для кожного з діаметрів було випробувано по 6 зразків у вихідному стані і 6 зразків зварних з'єднань С1-Ко.

Встановлено, що руйнування стикового контактного з'єднання типу С1-Ко термомеханічнозмцненої арматури класу А500С всіх діаметрів, від 12 до 32 мм, і марок сталі відбувається в зоні термічного впливу і носить пластичний характер.

Отримані експериментальні дані щодо міцності стикового контактного зварного з'єднання типу С1-Ко арматури класу А500С для всієї номенклатури діаметрів і марок сталі, що виробляються в Україні.



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



Ігор Бойко
завідувач кафедри геотехніки
д.т.н., професор

Встановлено, що найбільший ступінь розміщення в межах 19-20% має місце при діаметрах арматури 12...16 мм зі сталі марки СтЗпс, при діаметрах арматури 18...22 мм зі сталі марки СтЗГпс розміщення складало 15-17%, а при діаметрах 25...32 мм зі сталі марки 25Г2С – 2,5...8%

Ключові слова. Термомеханічнозмцнена арматура; клас А500С; стикове контакте зварне з'єднання; міцність.

ВСТУП

Застосування зварних з'єднань арматури з нормованою міцністю є одним з визначальних факторів при прийнятті конструктивних рішень при проектуванні збірних і монолітних залізобетонних конструкцій. Зварні з'єднання застосовуються при проектуванні арматурних сіток і каркасів (хрестопо-

дібний тип), з'єднанні стержнів поздовжньої арматури в конструкціях, а також стижах збірних виробів між собою (нахльостаний і стиковий типи), проектуванні закладних виробів (тавровий тип). Протягом останнього двадцятиріччя основною арматурою для залізобетонних конструкцій в Україні є термомеханічнозміцнена арматура класу А500С за [1]. За позначенням арматура А500С вважається зварювальною, хоча насправді такою не є, оскільки не всі існуючі зварні з'єднання можуть виконуватися з такою арматурою. Тому, більш вірно, називати арматуру класу А500С за [1] обмежено зварювальною.

Застосування зварних з'єднань арматури залізобетонних конструкцій в Україні регламентується нормативними документами [2] і [3], в першому з яких наводяться типи зварних з'єднань арматури і закладних виробів, а у другому – технічні вимоги, методи випробувань і правила приймання зварних з'єднань. Разом з тим, у жодному з цих документів немає посилання на арматуру класу А500С. Тому, вже на протязі вже більше 20 років зварювання арматури класу А500С, який є основним в Україні, проводиться без будь-якого нормативного забезпечення під відповідальність проектувальників і виконавців робіт. При цьому, мають місце випадки прийняття необґрунтованих рішень в плані застосування типів зварних з'єднань і правил їх контролю, що у кінцевому випадку, призводить до зниження надійності і експлуатаційної придатності будівель і споруд.

Єдиним документом, де наводяться положення щодо зварювання арматури класу А500С є Рекомендації [4], які не є нормативним документом і орієнтовані на стандарт на арматуру, який після розробки [4] пережив дві нових редакції.

В світлі вищенаведеного, проведення будь-яких досліджень міцності зварних з'єднань арматури класу А500С є вкрай необхідною задачею, хоча б для більш обґрунтованого прийняття рішень при проектуванні конструкцій до розробки відповідних нормативних документів.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Арматура класу А500С за [1] є термомеханічнозміцненою, особливістю якої є різна міцність шарів у поперечному перерізі. Так, зовнішній шар, що формується внаслідок закалювання при охолодженні водою у процесі виготовлення з 900 C^0 до $400\text{-}500\text{ C}^0$, має більшу міцність, а внутрішнє ядро, що формується внаслідок самовідпуску в умовах близьких до ізотермічних – меншу міцність, наближену до міцності сталі у вихідному стані. При цьому, міцність арматурного стержню визначається інтегральною міцністю зовнішнього шару і внутрішнього ядра.

Співвідношення між розміром зовнішнього шару і внутрішнього ядра зі збільшенням діаметру арматурного стержня зменшується, що вимагає, для забезпечення нормованого значення міцності, збільшувати міцність сталі у вихідному стані. Так, для діаметрів 8-16 мм застосовується сталь марки СтЗпс, 18-22 мм – сталь марки ЗГпс, а для діаметрів 25-32 – сталь марки 25Г2С [4].

Дослідженням структури, фізико-механічних властивостей і зварюваності арматури класу А500С присвячені роботи [5, 6, 7, 8, 9, 10, 11,12] та інші.

Як показали проведені дослідження, неоднорідність структури, внаслідок особливості виробництва, зменшує кількість типів зварних з'єднань, які можуть бути застосовані для термомеханічнозміцненої арматури класу А500С, а для решти типів з'єднань вимагає виконання спеціальних рекомендацій при зварюванні.

Це пов'язано з впливом температури нагріву стержня при виконанні того, чи іншого типу зварного з'єднання на міцність, в першу чергу, зовнішнього шару, який після нагріву при зварюванні без подальшого охолодження, втрачає свою міцність майже до рівня вихідного стану. Для вирішення цієї проблеми, свого часу навіть існували спеціальні технічні умови, які передбачали охолодження водою з'єднання після виконання зварювання.

В результаті експериментальних досліджень теплової зварюваності арматури класу А500С діаметрів від 8 до 16 мм зі сталі марки СтЗпс [13], було встановлено, що при температурі нагріву від 650 C^0 і більше має місце значне падіння тимчасового опору і межі текучості арматури майже до значень відповідних характеристик у вихідному стані, тобто повній втраті ефекту від термомеханічного зміцнення. Тому, при призначенні типів зварних з'єднань термомеханічнозміцненої арматури класу А500С слід керуватися значеннями температури нагріву стерню при зварюванні і маркою сталі, яка визначає міцність арматури у вихідному стані.

Стикове контактне зварне з'єднання арматури типу С1-Ко за [2] застосовуються у заводських умовах, а останнім часом і в умовах будівельного майданчика [7], для з'єднання арматурних стержнів при їх заготовці для подальшої безвідходної різки, а також для застосування залишків арматури, що особливо важливо для сучасного монолітного будівництва, де залишки арматури у вертикальних несучих елементах (колонах, пілонах) при довжині стержнів 12,0м і їх розрізці на поверхні сягають 20-25%.

Незважаючи на важливість проблеми, як с технологічної, так економічної точки зору, цілеспрямованих експериментальних досліджень міцності стикового контактного з'єднання термомеханічнозміцненої арматури класу А500С до теперішнього часу не проводилось, що унеможливило розробку рекомендацій з обґрунтованого застосування таких з'єднань на практиці.

Об'єкт дослідження –міцність стикового контактного зварного з'єднання типу С1-Ко за [2] термомеханічнозміцненої арматури класу А500С за [1].

Метою роботи є встановлення характеру руйнування, міцності стикового контактного зварного з'єднання типу С1-Ко за [2] термомеханічнозміцненої арматури класу А500С номенклатури діаметрів марок сталі, що виробляються за [2].

Задачі дослідження:

- експериментально встановити характер руйнування стикового контактного

зварного з'єднання типу С1-Ко за [2] термомеханічнозміцненої арматури класу А500С ;

- отримати експериментальні дані щодо міцності стикового контактного зварного з'єднання типу С1-Ко за [2] термомеханічнозміцненої арматури класу А500С номенклатури діаметрів і марок сталі, що виробляються за [2];

- оцінити розміщення арматури класу А500С у стиковому контактному зварному з'єднанні типу С1-Ко.

Предмет дослідження.

Експериментальні дослідження включали в себе випробування на розтяг за [14] двох серій зразків арматури, кожна з яких включала в себе зразки арматури у вихідному стані і з стиковим контактним зварним з'єднанням типу С1-Ко.

Перша серія включала в себе арматуру $\text{Ø}12\text{A}500\text{C}$, $\text{Ø}14\text{A}500\text{C}$, $\text{Ø}16\text{A}500\text{C}$ зі сталі марки СтЗпс і $\text{Ø}18\text{A}500\text{C}$, $\text{Ø}20\text{A}500\text{C}$, $\text{Ø}22\text{A}500\text{C}$ зі сталі марки СтЗГпс, де слід очікувати найбільшого розміщення у зварному з'єднанні типу С1-Ко. Зразки відбиралися з різних плавок і включали в себе по 6 зразків для випробування у вихідному стані і по 10 -15 зразків зварних з'єднань. Всього було випробувано 278 зразків зварних з'єднань.

Випробування зразків другої серії мало на меті оцінити міцність стикового контактного зварного з'єднання С1-Ко арматури класу А500С для всієї номенклатури марок сталі при відповідних діаметрах, а саме $\text{Ø}16\text{A}500\text{C}$ зі сталі марки СтЗпс, $\text{Ø}20\text{A}500\text{C}$, $\text{Ø}22\text{A}500\text{C}$ зі сталі марки СтЗГпс і $\text{Ø}25\text{A}500\text{C}$, $\text{Ø}28\text{A}500\text{C}$, $\text{Ø}32\text{A}500\text{C}$ зі сталі марки 25Г2С. Для кожного з діаметрів випробувалося по 6 зразків у вихідному стані і 6 зразків зварних з'єднань типу С1-Ко.

Стикові зварні з'єднання виконувалися на машині МСО-606 способом безперервного оплавлення без попереднього підігріву. Довжина, що встановлюється приймалося у межах $(0,6-1,0)d$, довжина оплавлення - $(0,3-0,5)d$, діаметр ґрата – не менше $1,2d$.

Температура нагріву стержнів при зварюванні вимірювалася оптичним пірометром "Raynger MX" і на ділянці, що примикає до лінії сплавлення складала $780\text{ C}^0 \dots 870\text{ C}^0$. а на відстані 10 і 30 мм від лінії сплавлення – відповідно $415\text{ C}^0 \dots 570\text{ C}^0$ і $360\text{ C}^0 \dots 398\text{ C}^0$.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ ТА РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Результати випробувань зразків арматури першої і другої серії у вихідному стані наведені відповідно у таблиці 1 і таблиці 2 (σ_T - межа текучості, σ_B - тимчасовий опір).

Руйнування всіх дослідних зразків зварних з'єднань першої і другої серії відбувалося у зоні термічного впливу і носило пластичний характер (рис.1).

Табл. 1. Механічні характеристики зразків арматури першої серії у вихідному стані
Table 1 Mechanical characteristics of reinforcement samples of the first series in the initial state

№ п/п	Діаметр, мм	Марка сталі	Кількість зразків, шт.	σ_T , Н/мм ²			σ_B , Н/мм ²		
				максим.	мінім.	серед.	максим.	мінім.	серед.
1	12	Ст3пс	9	734,3	566,2	660,1	831,6	663,5	758,9
2	14		27	698,7	552,5	628,0	818,9	649,9	738,2
3	16		18	711,6	572,3	629,2	841,0	666,8	752,5
4	18	Ст3Гпс	9	648,7	554,4	595,5	825,7	692,0	739,8
5	20		12	678,3	557,3	604,5	812,1	649,7	738,0
6	22		9	668,5	613,3	636,9	768,5	708,0	740,7

Табл. 2. Механічні характеристики зразків арматури другої серії у вихідному стані
Table 2. Mechanical characteristics of reinforcement samples of the second series in the initial state

№ п/п	Діаметр, мм	Марка сталі	Кількість зразків, шт.	σ_T , Н/мм ²			σ_B , Н/мм ²		
				максим.	мінім.	серед.	максим.	мінім.	серед.
1	16	Ст3пс	6	610,2	605,3	608,6	722,5	712,7	719,2
2	20	Ст3Гпс	6	609,2	546,7	570,0	737,3	671,7	701,6
3	22	Ст3Гпс	6	653,2	580,9	612,8	743,6	689,4	718,1
4	25	25Г2С	6	539,9	505,9	518,1	683,8	639,8	663,6
5	28	25Г2С	6	542,0	542,0	542,0	685,4	669,5	677,4
6	2	25Г2С	6	524,8	506,5	516,6	652,9	634,6	640,7

Ø32A500C



Ø28A500C



Ø25A500C



Ø20A500C



Ø16A500C



Рис. 1. Характер руйнування стикового зварного з'єднання типу С1-Ко арматури класу А500С
Fig. 1. The nature of the failure of the butt weld type C1-Ko of reinforcement class A500C

Результати проведених випробувань зразків зварних з'єднань типу С1-Ко першої серії наведено в таблиці 3, 4 і на рис.2-5 у вигляді:

- залежності межі текучості і тимчасового опору у вихідному стані від діаметру арматури (рис.2) ;
- залежності максимальних, середніх і мінімальних значень міцності арматури у

вихідному стані і стикових зварних з'єднань типу С1-Ко від діаметру арматури (рис.3);

- співставлення міцності (тимчасового опору арматури) у вихідному стані і міцності стикових зварних з'єднань типу С1-Ко для всіх зразків серії (рис.4);
- залежності середніх значень розміщення арматури класу А500С у стикових

зварних з'єднань типу С1-Ко від діаметру арматури (рис.5).

Табл. 3. Результати випробувань зразків стикових зварних з'єднань типу С1-Ко першої серії
Table 3. Test results of samples of butt welds of type С1-Ко of the first series

№ п/п	Діаметр, мм	Марка сталі	Кількість зразків, шт.	Межа міцності зварного з'єднання σ_{C1-Ko} , Н/мм ²		
				максим.	мінім.	серед.
1	12	СтЗпс	25	663,5	521,9	573,7
2	14		108	698,7	513,5	604,9
3	16		75	661,8	522,5	586,9
4	18	СтЗГпс	15	727,4	585,8	622,1
5	20		40	710,2	541,4	627,7
6	22		15	694,8	597,5	632,8

Табл. 4. Порівняння міцності стикових зварних з'єднань типу С1-Ко і міцності арматури у вихідному стані зразків першої серії

Table 4. Comparison of the strength of butt welds of type С1-Ко and the strength of reinforcement the initial state of the samples of the first series

№ п/п	Діаметр, мм	Марка сталі	Кількість зразків, шт..	σ_{C1-Ko}/σ_B			σ_{C1-Ko}/σ_B за маркою сталі	σ_{C1-Ko}/σ_B за вибіркою
				максим.	мінім.	серед.		
1	12	СтЗпс	25	0,892	0,672	0,758	0,799	0,810
2	14		108	0,935	0,681	0,820		
3	16		75	0,917	0,693	0,781		
4	18	СтЗГпс	15	0,912	0,729	0,842	0,853	
5	20		40	0,957	0,725	0,852		
6	22		15	0,930	0,801	0,855		

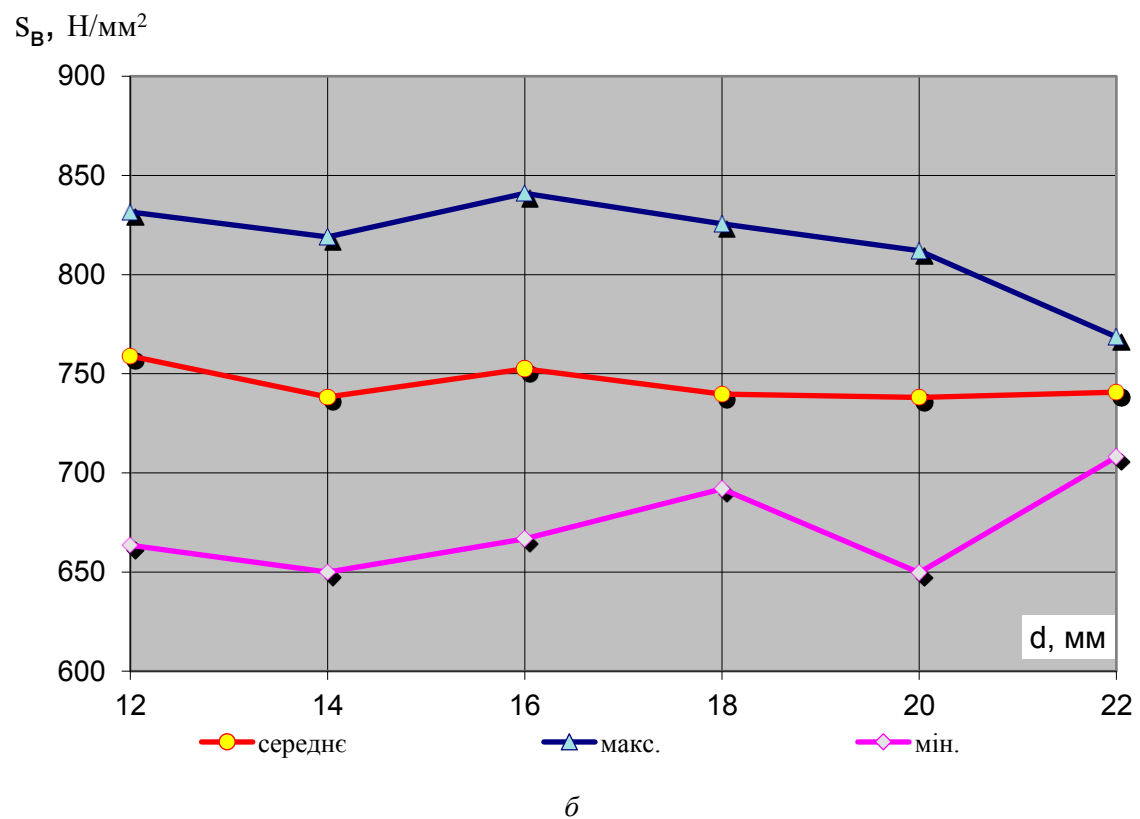
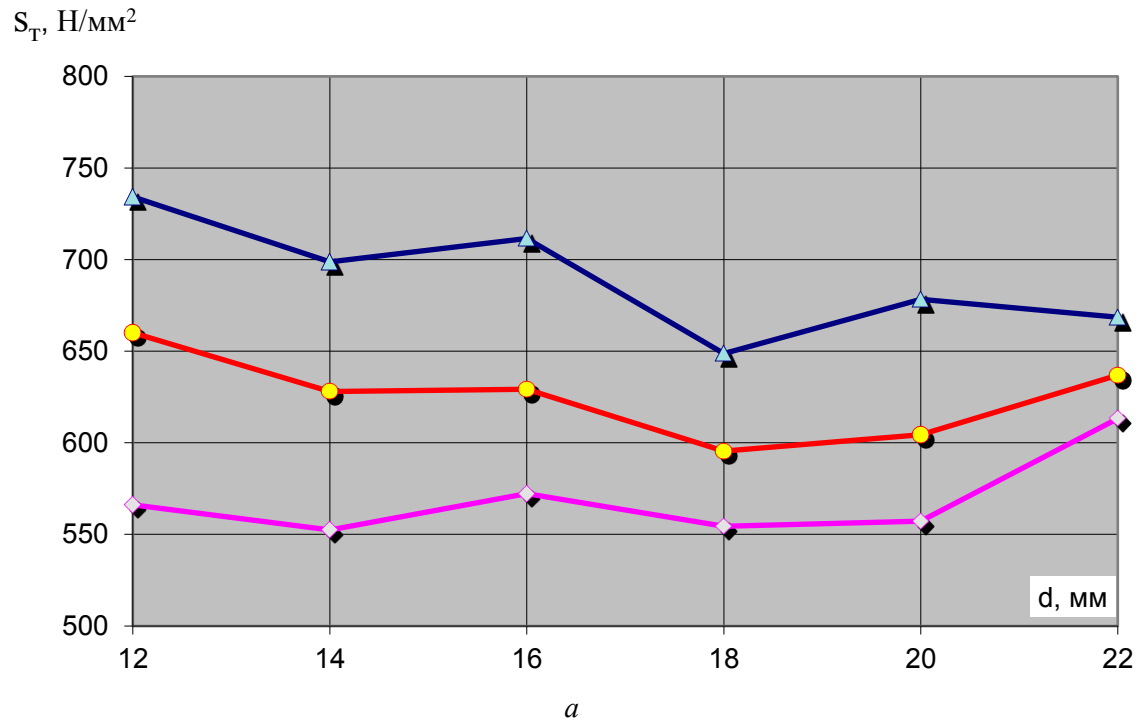
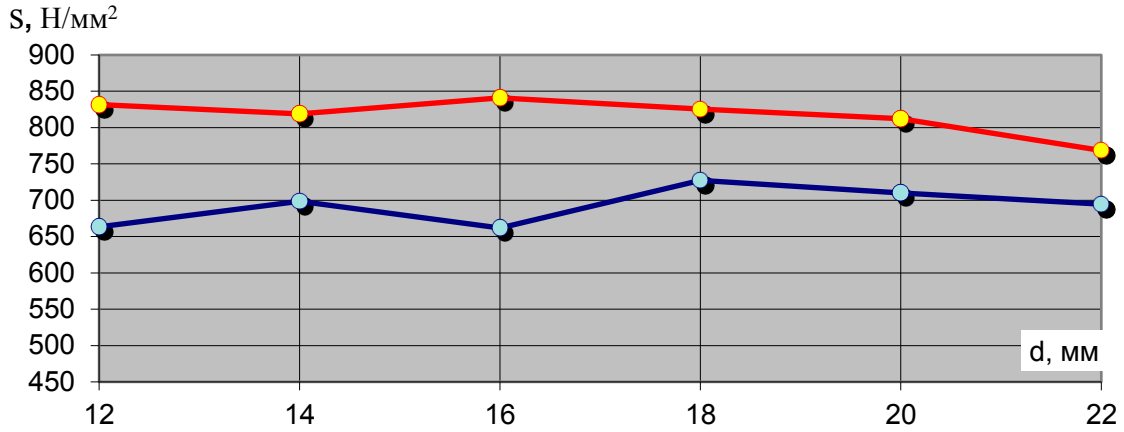
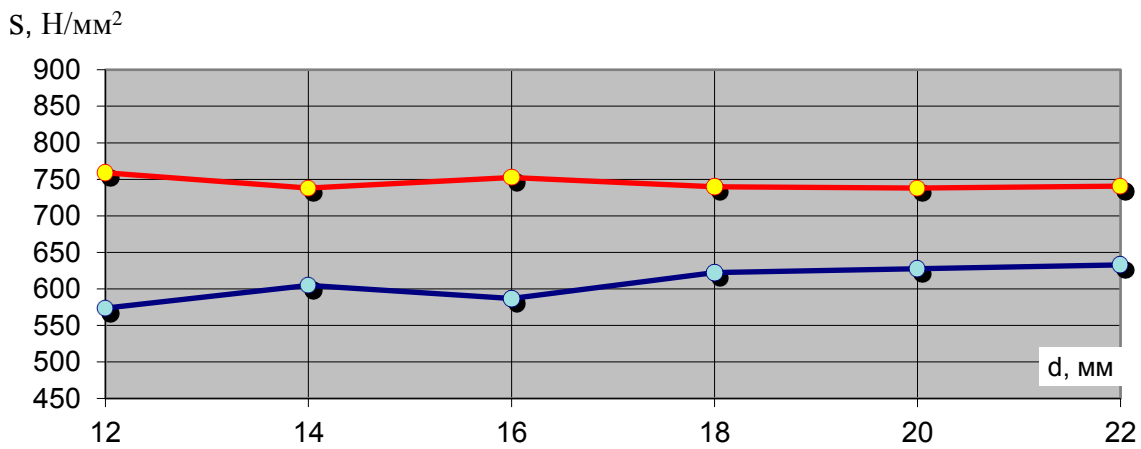


Рис.2 Максимальні, мінімальні і середні значення межі текучості (а) і тимчасового опору (б) зразків першої серії в залежності від діаметру.

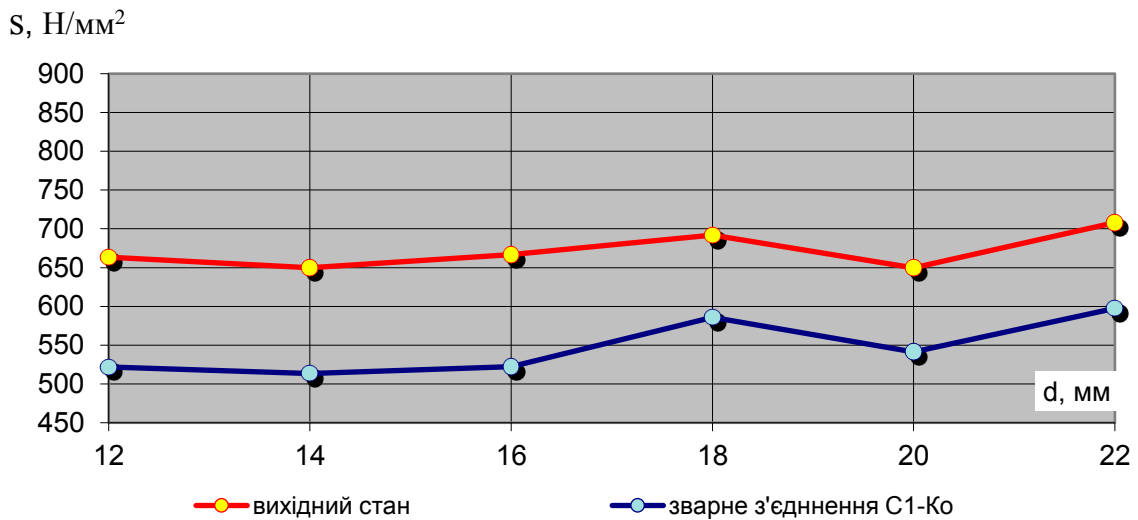
Fig.2 Maximum, minimum and average values of yield strength (a) and temporary resistance (b) of the samples of the first series depending on the diameter.



a



б



в

Рис.3 Максимальні (а), середні (б) і мінімальні (в) значення міцності арматури у вихідному стані і міцності стикового зварного з'єднання типу C1-Ko.

Fig.3 Maximum (a), average (b) and minimum (c) values of the strength of the reinforcement in the initial state and the strength of the butt weld type C1-Ko

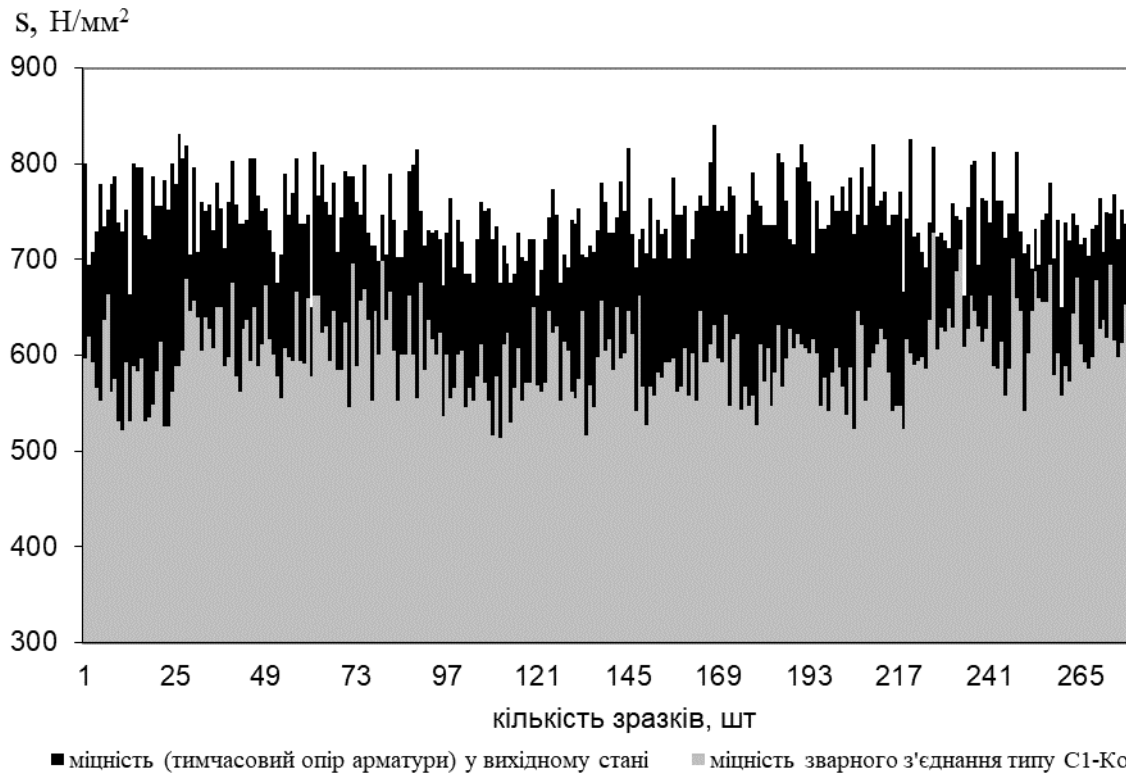


Рис. 4 Співставлення міцності (тимчасового опору) арматури у вихідному стані і міцності стикового зварного з'єднання типу C1-Ko зразків першої серії.

Fig. 4 Comparison of the strength (temporary resistance) of the reinforcement in the initial state and the strength of the butt weld type C1-Ko samples of the first series

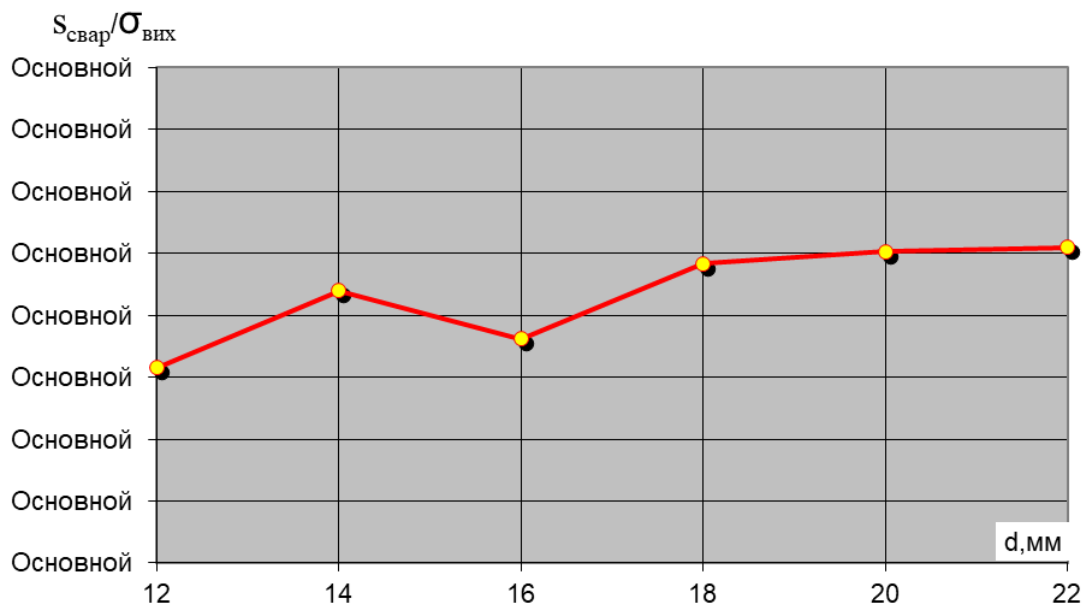


Рис.5 Середні значення розміцнення стикового зварного з'єднання типу C1-Ko в залежності від діаметру зразків першої серії.

Fig.5 The average values of the softening of the butt weld type C1-Ko depending on the diameter samples of the first series

Результати проведених випробувань зразків зварних з'єднань типу С1-Ко другої серії наведено в таблиці 5 і на рис.6-8 у вигляді:

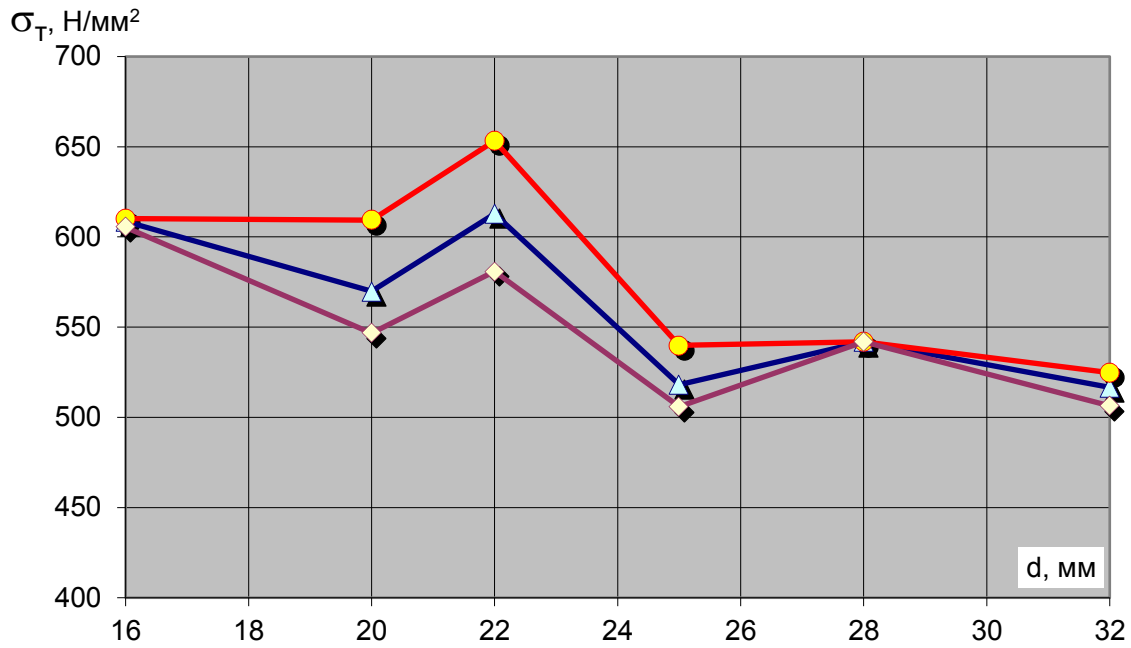
- залежності межі текучості і тимчасового опору у вихідному стані від діаметру арматури (рис.6);

- співставлення міцності (тимчасового опору арматури) у вихідному стані і стикових зварних з'єднань типу С1-Ко для всіх зразків серії (рис.7);

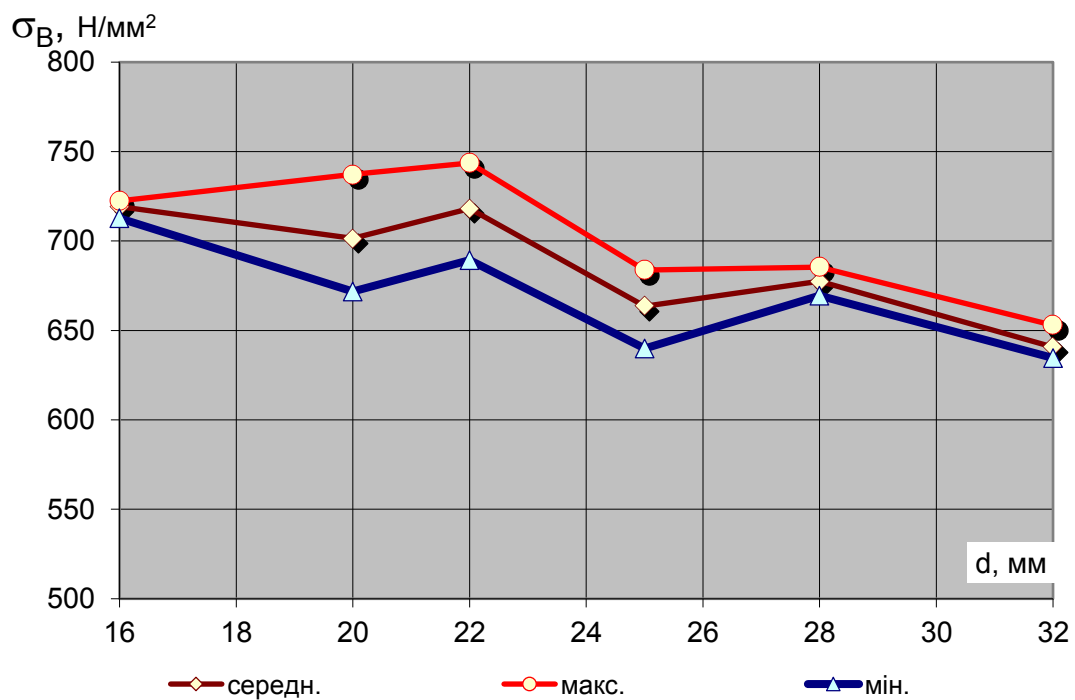
- залежності середніх значень розміщення арматури класу А500С у стикових зварних з'єднань типу С1-Ко від діаметру арматури (рис.8).

Табл. 5. Механічні характеристики зразків арматури другої серії у вихідному стані
Table. 5 Mechanical characteristics of reinforcement samples of the second series in the initial state

№ п/п	Діаметр, мм	Марка сталі	№ зразка	Результати випробувань				
				σ_{C1-Co} , Н/мм ²	$\sigma_{C1-Co, серед}$, Н/мм ²	σ_B , Н/мм ²	σ_{C1-Co}/σ_B , Н/мм ²	Середнє σ_{C1-Co}/σ_B
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	16	Ст3пс	1	566,3	571,1	719,2	0,787	0,814
			2	580,9			0,808	
			3	576,0			0,801	
			4	561,4			0,781	
			5	556,5			0,774	
			6	585,8			0,814	
2	20	Ст3Гпс	7	609,2	600,9	701,6	0,868	0,846
			8	581,1			0,828	
			9	609,2			0,868	
			10	599,8			0,855	
			11	612,3			0,873	
			12	593,6			0,846	
3	22	Ст3Гпс	13	586,1	590,4	718,1	0,816	0,831
			14	583,5			0,813	
			15	580,9			0,809	
			16	580,9			0,809	
			17	614,5			0,856	
			18	596,4			0,831	
4	25	25Г2С	19	613,8	610,2	663,6	0,925	0,919
			20	601,8			0,907	
			21	599,8			0,904	
			22	613,8			0,925	
			23	615,8			0,928	
			24	615,8			0,928	
5	28	25Г2С	25	647,2	632,2	677,4	0,955	0,933
			26	655,1			0,967	
			27	650,3			0,960	
			28	610,2			0,901	
			29	607,8			0,897	
			30	622,4			0,919	
6	28	25Г2С	31	610,2	616,3	632,8	0,964	0,974
			32	607,8			0,960	
			33	622,4			0,984	
			34	617,5			0,976	
			35	620,0			0,980	
			36	620,0			0,980	



а



б

Рис.6 Максимальні, мінімальні і середні значення межі текучості (а) і тимчасового опору (б) зразків другої серії в залежності від діаметру.

Рис.6 Maximum, minimum and average values of yield strength (a) and temporary resistance (b) of the samples of the second series depending on the diameter.

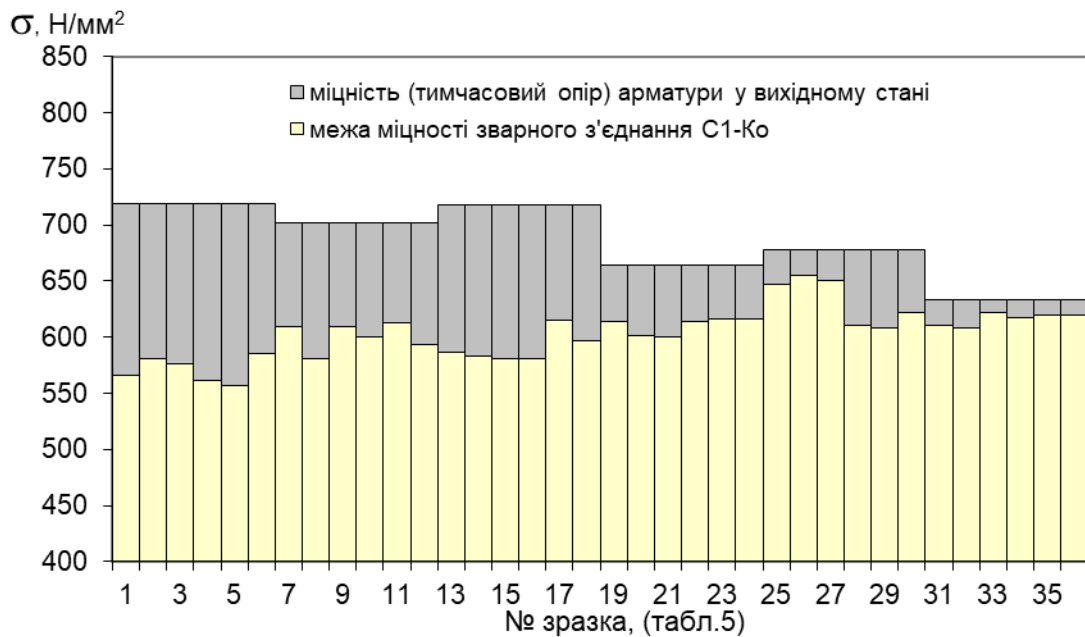


Рис. 7 Співставлення міцності (тимчасового опору) арматури у вихідному стані і міцності стикового зварного з'єднання типу С1-Кo зразків другої серії.

Fig. 7 Comparison of the strength (temporary resistance) of the reinforcement in the initial state and the strength of the butt weld type C1-Ko samples of the second series.

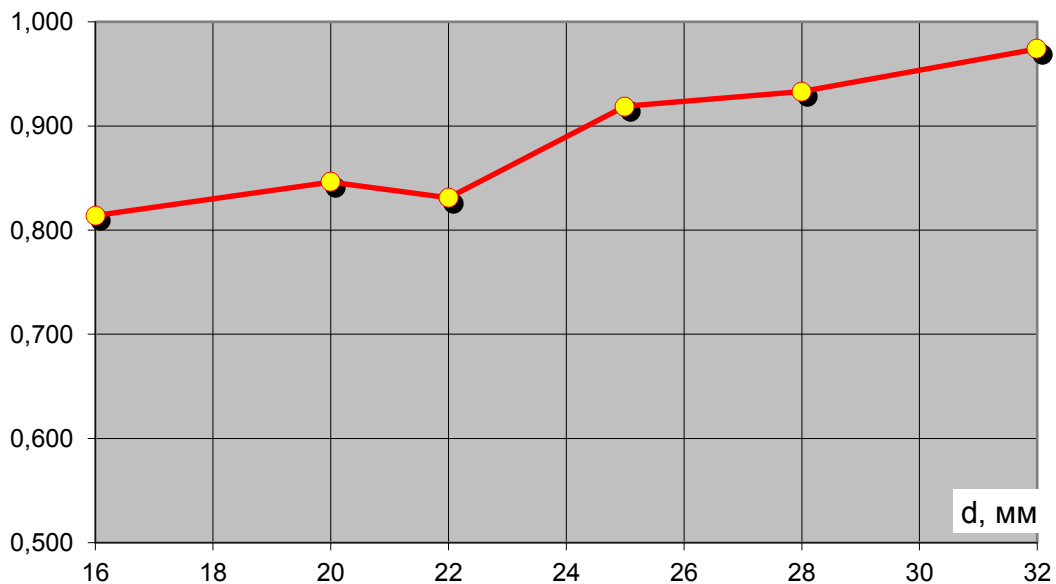


Рис.8 Середні значення розміцнення стикового зварного з'єднання типу С1-Кo в залежності від діаметру зразків другої серії.

Fig.8 The average values of the softening of the butt weld type C1-Ko depending on the diameter samples of the second series.

Узагальнення і аналіз результатів виконаних експериментальних досліджень дозволяє констатувати таке.

Руйнування стикового контактного зварного з'єднання типу С1-Ко термомеханічнозмцненої арматури класу А500С всіх діаметрів, від 12 до 32 мм, і марок сталі, що застосовуються, відбувається в зоні термічного впливу і має пластичний характер (рис.1).

У стикових контактних зварних з'єднаннях типу С1-Ко термомеханічнозмцненої арматури класу А500С має місце розміщення у порівнянні з міцністю (тимчасовим опором) арматури у вихідному стані.

Ступінь розміщення стикових контактних зварних з'єднаннях типу С1-Ко термомеханічнозмцненої арматури класу А500С залежить від діаметру і марки сталі, що застосовуються.

Найбільший ступінь розміщення в межах 19-20% має місце при діаметрах арматури 12...16 мм зі сталі марки СтЗпс (таб.4,5, рис.5, 8). При діаметрах арматури 18...22 мм зі сталі марки СтЗГпс ступінь розміщення складає 15-17%, а при діаметрах 25...32 мм зі сталі марки 25Г2С – 2,5...8% (таб.4,5, рис.5, 8). Залежності, що встановлені, пояснюються структурою термомеханічнозмцненої арматури класу А500С з зовнішнім зміцненим шаром і ядром з меншою міцністю. З збільшенням діаметру ця різниця зменшується за рахунок застосування марок сталі з більшою міцністю у вихідному стані, що впливає на міцність зварного з'єднання, яке супроводжується нагрівом стержня без подальшого охолодження і, як наслідок, зниженням міцності зовнішнього шару.

Очевидно, що ця тенденція має місце і для інших зварних з'єднань термомеханічнозмцненої арматури класу А500С.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Термомеханічнозмцнена арматура класу А500С за [1] вже на протязі вже більше 25 років є основною арматурою для залізобетонних конструкцій в Україні. Незважаючи на це, у існуючих нормативних документах відсутні будь-які рекомендації щодо зварювання такої арматури. Тим не менш, зварні

з'єднання термомеханічнозмцненої арматури А500С використовуються на практиці, що призводить до зниження надійності та експлуатаційної придатності будівель і споруд, де такі зварні з'єднання арматури застосовуються.

Особливістю термомеханічнозмцненої арматури класу А500С є неоднорідність структури у поперечному перерізі, що пояснюється технологією її виробництва. Так, арматура класу А500С має зовнішній зміцнений шар і ядро з меншою міцністю, наближеною до міцності сталі у вихідному стані. Цей факт позначається на зварюваності арматури класу А500С і призводить до розміщення зварних з'єднань з їх застосуванням.

Стикове контактне зварне з'єднання арматури типу С1-Ко за [2] застосовуються у заводських умовах, а останнім часом і в умовах будівельного майданчика [7], для з'єднання арматурних стержнів при їх заготовці для подальшої безвідходної різки, а також для застосування залишків арматури, які для окремих конструкцій, зокрема колон і пілонів монолітних будівель досягають 20-25%.

Встановлено, що руйнування стикового контактного з'єднання типу С1-Ко термомеханічнозмцненої арматури класу А500С всіх діаметрів, від 12 до 32 мм, і марок сталі, відбувається в зоні термічного впливу і має пластичний характер (рис.1).

В результаті проведених досліджень отримані експериментальні дані щодо міцності стикового контактного зварного з'єднання типу С1-Ко арматури класу А500С для всієї номенклатури діаметрів і марок сталі, що виробляються в Україні. Встановлено, що найбільший ступінь розміщення в межах 19-20% має місце при діаметрах арматури 12...16 мм зі сталі марки СтЗпс, при діаметрах арматури 18...22 мм зі сталі марки СтЗГпс розміщення складає 15-17%, а при діаметрах 25...32 мм зі сталі марки 25Г2С – 2,5...8% (таб.4,5, рис.5, 8).

Отримані дані можуть бути враховані для більш обґрунтованого прийняття рішень щодо застосування стикового контактного зварного з'єднання типу С1-Ко арматури класу А500С, включаючи призначення місць його розташування по довжині конструкцій (поза зоною дії максимальних

зусиль) і подальшій розробці нормативних документів з зварювання арматури залізобетонних конструкцій.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДСТУ-3760:2019** Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій Загальні технічні вимоги. К., *Держспоживстандарт України*, 2019. 18с.
2. **ДСТУ-Б В.2.6-169:2011** З'єднання зварні арматури та закладних виробів залізобетонних конструкцій. Типи, конструкція та розміри. К., *Мінрегіонбуд України*, 2012. 19с.
3. **ДСТУ-Б В.2.6-168:2011** Арматурні та закладні вироби зварні. З'єднання зварні арматури та закладних виробів залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. К., *Мінрегіонбуд України* 2012. 37с.
4. **Рекомендації** по применению арматурного прокату по ДСТУ 3760-98 при прокатывании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. – Киев, *Госстрой Украины*, 2002, - С.39.
5. **Бліхарський Я.З.** Залишковий ресурс залізобетонних конструкцій з пошкодженнями термічно-зміцненої арматури. – *Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук.* – Одеса, 2021. – С.44.
6. **Blikharsky Y.Z.** Anisotropy of the mechanical properties of thermally hardened A500s reinforcement. *Materials Science.* -2019.-Vol.55.- P/175-180.
7. **Чвертко П.Н., Горонков Н.Д., Виноградов Н.А., Самотрясов С.М., Сысоев В.Ю.** Контактная стыковая сварка арматуры железобетона в условиях стройплощадки. -*Автоматическая сварка.* — 2014. — № 3 (730). — С. 50-53.
8. **Чвертко П.Н.** Контактная стыковая сварка стержневой арматуры классов А400С–А600С при строительстве конструкций из монолитного бетона. - *Автоматическая сварка.* — 2010. — № 8 (688). — С. 30-34.
9. **Демченко Ю.В.** Перспективне встаткування для зварювання й наплавлювання арматури. – *Сварщик. Технології. Производство. Сервис.* - 2010.-6 (76). - С.10-12.
10. **Болотов Г., Болотов М., Ганєв Т., Корзаченко М.** Оцінка несучої здатності зварних з'єднань арматури залізобетону.-*Технічні науки та технології.*-2017.- №1(7). – С.58-67.

11. **Issa C.A.** An Experimental Study of Welded Splices of Reinforcing Bars - *Building and Environment*, 2006, 41(10)- P. - 1394–1405.
12. **Apostolopoulos Ch. Alk., Michalopoulos D, Dimitrov L.** Numerical Simulation of Tensile Mechanical Behavior of Lap Welded Reinforcing Steel Bar Jointsю- *Bulgarian Journal for Engineering Design.*- November 2009.- No. 3, -P. 5-11.
13. **Клімов Ю.А.** Теплова зварюваність арматури класу А500С. -// *Зб. наук. праць Будівельні конструкції. Теорія і практика.* – 2017.- Випуск 1.- КНУБА.- С. 22-27.
14. **ДСТУ-10080:2009** Сталь для армування бетону. Зварювальна арматурна сталь. Загальні технічні вимоги (EN 10080:2005, IDT). К., *Держспоживстандарт України*, 2012. 43с.

REFERENCES

1. **DSTU-3760:2019** Prokat armaturnyi dlia zalizobetonnykh konstruksii. Zahalni tehniichni vymohy. K., *Derzhspozhyvstandart Ukrainy* 2019. 18s.
2. **DSTU-B V.2.6-169:2011** Zeidndniy zvarni armatury ta zakladnich virobiv zalazobetonuch konstruksiy. Tipy, konstruksiy ta rozmiri.- K, *Minregiobud Ukainy.*- 2012. 19c
3. **DSTU-B V.2.6-168:2011** Armaturni ta zakladni virobi zvarni. Ziednaniy zvarni armaturi ta zakladnich virobiv zalizobetonich konstruksiy. Zagalni technichni umovi.- K, *Minregiobud Ukainy.*- 2012 37s.
4. **Recommendations** for the use of steel bars according to DSTU 3760-98 when designing and manufacturing reinforced concrete structures without prestressing the reinforcement – *Kiev: State Committee for Construction*, 2002 – S.39.
5. **Blikharsky Y.Z.** Zalichkoviy resurs zalizobetonuch konstruksiy z poshkodgeniyami termichno-zmiznenoy armature. Avtoreferat dusertazii na zdobutiy naukovogo stupeniy doktora technichnih nauk. – *Odesa*, 2021. – S.44.
6. **Blikharsky Y.Z.** Anisotropy of the mechanical properties of thermally hardened A500s reinforcement. *Materials Science.* -2019.-Vol.55.- P/175-180.
7. **Chetverko P.N., Goronkov N.D., Vinogradov N.A., Samotriysov S.M., Susoev V.U.** Kontaktnay stikovaia svarka armature zelezobetona a usloviy ch stroyploshadki. -*Avtomaticheskay svarka* — 2014. — № 3 (730). — S. 50-53.

8. **Chetverko P.N.** Kontaktnay stikovaiy svarka stergnevoy armature clasov A400C–A600C pri stroitelstve konstrukciy iz monolitnogo betona. - *Avtomaticheskay svarka*. — 2010. — № 8 (688). — S. 30-34.
9. **Demchenko U.V.** Perspektivne vstatkuvaniy dly zvaruvaniy i naplavluvaniy armaturi – *Svarchik. Technologiy. Proizvodstvo. Servis*. - 2010.-6 (76).- S.10-12.
10. **Bolotov G., Bolotov M., Ganeev T., Korzachenko M.** Ozinka nesuchoy zdatnosti zvarnich ziednan armature zalizobetonu.- *Thenichniy nayki ta tehnologii*.-2017.- №1(7). – C.58-67.
11. **Issa C.A.** An Experimental Study of Welded Splices of Reinforcing Bars - *Building and Environment*, 2006, 41(10).- P. 1394–1405.
12. **Apostolopoulos Ch. Alk., Michalopoulos D, Dimitrov L.** Numerical Simulation of Tensile Mechanical Behavior of Lap Welded Reinforcing Steel Bar Jointsю- *Bulgarian Journal for Engineering Design*.- November 2009.- No. 3, -P. 5-11.
13. **Klymov Y.A.** Teplova zvaruvaanist armature clasu A500C. - *Budivelni konstrucsii. Teotiy i praktica*. – 2017.- Vipusk 1.- KNUBA.- S. 22-27.
14. **DSTU-10080:2009** Stal dlia armuvannia betonu. Zvariuvalna armaturna stal. Zahalni tekhnichni vymohy (EN 10080:2005, IDT). K., *Derzhspozhyvstandart Ukrainy*, 2012. 43s

STRENGTH OF BUTT WELDED BUTT JOINT OF REINFORCEMENT OF CLASS A500C

*Yulii KLYMOV
Igor BOYKO*

Summary. The paper presents the results of experimental studies of the strength of the butt welded

joint type C1-Ko for thermo-mechanically reinforced reinforcement class A500C.

The experimental studies included tensile tests of two series of reinforcement specimens, each of which included reinforcement specimens in the initial state and with a butt contact weld of the C1-Ko type.

The first series included fittings Ø12A500C, Ø14A500C, Ø16A500C from steel of the ST3ps brand and Ø18A500C, Ø20A500C, Ø22A500C from steel of the Ст3пс brand. A total of 278 samples of welded joints were tested. The second series included samples of C1-Co welded joints from the rest of the nomenclature of diameters and grades of steel reinforcement class A500C, namely Ø16A500C from steel grade St3ps, Ø20A500C, Ø22A500C from steel grade St3Gps and Ø25A500C, Ø32A500C, Ø32A500C, Ø32A500C. For each of the diameters, 6 samples were tested in the initial state and 6 samples of C1-Co welded joints.

It was found that the destruction of the butt contact connection type C1-Co thermomechanically reinforced reinforcement class A500C of all diameters, from 12 to 32 mm, and steel grades, takes place in the zone of thermal impact and is plastic

Experimental data on the strength of the butt contact weld type C1-Ko reinforcement class A500C for the entire range of diameters and grades of steel produced in Ukraine. It is established that the greatest degree of hardening within 19-20% takes place at diameters of armature of 12... 16 mm from steel of the Ст3пс brand, at diameters of armature of 18... 22 mm from steel of the Ст3Гпс brand of marking made 15-17%, and at diameters of 25... 32 mm from steel of the 25Г2С brand - 2,5... 8%.

Keywords. Thermomechanically reinforced fittings; class A500C; butt contact welded joint; strength .

Стаття надійшла до редакції 14.05.2022

РОЗРАХУНОК НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЗГИНАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА МЕТОДИКОЮ ЄВРОКОДУ 5

Олег ФЕСЕНКО¹, Віра КОЛЯКОВА², Євген ДМИТРЕНКО³, Дарина МОМОТЮК⁴,

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

^{1,3,4} Національний університет біоресурсів і природокористування України
15, вул. Героїв Оборони, Київ, Україна, 03041

¹oleg_for@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0001-8154-2239>

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

³zdmirenko26@gmail.com, <https://orcid.org/0000-0001-9737-943X>

⁴dmomotyuk@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0001-8445-930X>

Анотація. Стаття містить результати розрахунку на вогнестійкість дерев'яних згинальних конструкцій спрощеним методом приведення перерізу та уточненим методом шляхом розв'язання диференційного рівняння нестационарної теплопровідності.

Розрахунок дерев'яних згинальних елементів перекриття на вогнестійкість було виконано за методикою, що наведена у Єврокод 5, частина 1-2.

Розрахунок на вогнестійкість методом приведення перерізу було виконано за ознакою втрати несучої здатності та за ознакою втрати теплоізоляційної здатності.

За результатами розрахунку методом приведення перерізу було визначено час руйнування вогнезахисту і час початку обвуглювання елементів перекриття.

Межа вогнестійкості перекриття за ознакою втрати теплоізоляційної здатності була визначена як сума значень межі вогнестійкості усіх шарів і елементів конструкції.

Теплофізичний розрахунок вогнестійкості дерев'яних балок перекриття було виконано методом скінчених елементів за допомогою програмного комплексу Ansys Mechanical 2021 R1 Academic.

Залежності теплофізичних властивостей деревини – питомої теплоємності, коефіцієнта теплопровідності та густини від підвищених температур були прийняті відповідно до стандарту ДСТУ-Н Б EN 1995-1-2.

© О.ФЕСЕНКО, В.КОЛЯКОВА,
Є.ДМИТРЕНКО, Д.МОМОТЮК, 2022



Олег ФЕСЕНКО

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



Віра КОЛЯКОВА

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



Євген ДМИТРЕНКО

старший викладач кафедри будівництва,
к.т.н.



Дарина МОМОТЮК

студентка 3-го року навчання

Результати теплофізичного розрахунку вогнестійкості були отримані для трьох типів поперечних перерізів, для двох варіантів нагрівання під час пожежі – знизу і з трьох сторін протягом 45 і 60 хв.

Ключові слова. Вогнестійкість; дерев'яні конструкції; приведений переріз; теплофізичний розрахунок.

ВСТУП

Останніми роками значний суспільний резонанс в Україні викликали пожежі у громадських будівлях, які супроводжувалися втратами життя, зокрема дітей і людей похилого віку. Одними з найбільш трагічних можна назвати пожежу у дитячому таборі «Вікторія» (м. Одеса, 2017 рік) [1], пожежу в Будинку Асвадура (м. Одеса, 2019 рік) [2], пожежу у приватному будинку для літніх людей «Золотий час» (м. Харків, 2021 рік) [3]. Серед імовірних причин пожеж були розглянуті такі:

- підпал (занесення стороннього вогню);
- необережне поводження з вогнем у побуті і електроприладами або замикання електромережі;
- відсутність протипожежних заходів або недотримання вимог пожежної безпеки.

Відповідно до Закону України «Про надання будівельної продукції на ринку» пожежна безпека є другою основною вимогою до будівель і споруд [4]. Будівлі або споруди повинні бути запроектовані і побудовані таким чином, щоб у разі виникнення пожежі:

- протягом визначеного проміжку часу зберігалася несуча здатність конструкцій;
- було обмежено виникнення та поширення вогню і диму всередині будівлі чи споруди;
- було обмежено поширення вогню на сусідні будівлі і споруди;
- була забезпечена можливість евакуації людей або їх порятунку в інший спосіб;
- враховувалася безпека рятувальників.

Одним із базових елементів гарантування пожежної безпеки у будівництві є забезпечення вогнестійкості будівельних конструкцій. Згідно з вимогами частин Будівельних Єврокодів, що встановлюють правила для розрахунку конструкцій на вогнестійкість [5-7], заходи для забезпечення вогнестійкості конструкцій поділяють на активні (спринклерні системи, сигналізація,

автоматичне оповіщення про небезпеку, пожежно-рятувальні підрозділи тощо) та пасивні (конструктивні заходи, вогнезахист та ін.).

Деревина, як конструкційний матеріал, має ряд суттєвих переваг (екологічність, відновлюваність, естетичність, невисока маса), які часто нівелюються одним характерним недоліком – горючістю. Чинні ДБН В.1.1-7:2016 [8] чітко обмежують сферу застосування горючих матеріалів у будівництві. Таким чином, дерев'яні конструкції часто потребують улаштування їх вогнезахисту.

Єврокод 5, частина 1-2 [7], встановлює вимоги до розрахунку дерев'яних конструкцій на вогнестійкість та передбачає конструктивні заходи щодо гарантування пожежної безпеки цих конструкцій. Застосування розрахункових методів оцінки вогнестійкості дерев'яних конструкцій за Єврокод 5 є значно менш трудо- та матеріаломістким порівняно із експериментальними натурними методами випробування.

Удосконалення розрахункових методів оцінки вогнестійкості дерев'яних конструкцій, а також їх широке впровадження у практику проектування будівель і споруд, дозволить суттєво підвищити рівень пожежної безпеки у будівництві.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Дослідженням вогнестійкості будівельних конструкцій, зокрема дерев'яних, займалися такі українські вчені як Демчина Б.Г., Коляков М.Й., Круковський П.В., Михайловський Д.В., Пелех А.Б., Поклонський В.Г., Тарасюк В.Г., Фомін С.Л., Шналь Т.П. та інші, а також зарубіжні вчені Peter J. Moss, Thomas Gernay, Massimo Fragiaco, Alar Just, J. König, P. W. C. Lau, R. White, I. Van Zeeland та інші [9-19].

Вогнестійкість дерев'яних конструкцій, як і будь яких інших, може бути оцінена аналітично (за розрахунками) або шляхом проведення випробувань згідно зі стандартами [20, 21]. Розрахункові методи є більш інноваційними і менш матеріаломісткими, однак

їх широке застосування неможливе без наявної бази результатів випробувань.

Впровадження розрахункових методів потребує даних щодо характеристик матеріалів, наприклад, деревини різних сортів і порід, деревинних матеріалів тощо, за високих температур. Зокрема, необхідними є експериментальні залежності теплофізичних (теплопровідність, теплоємність) та механічних характеристик (міцність, модуль пружності) від температури.

Такі експериментальні дані наявні у Єврокод 5, частина 1-2, який впроваджено в Україні як гармонізований національний стандарт ДСТУ-Н Б EN 1995-1-2:2012 [7]. Водночас поява та застосування нових засобів вогнезахисту деревини потребує їх дослідження та визначення пожежних характеристик.

Застосування розрахункових методів оцінки вогнестійкості пов'язане із впровадженням новітніх програмних обчислювальних комплексів, зокрема таких як Ліра-САПР, Ansys Mechanical, Comsol Multi-physics та ін.

Не менш важливим для забезпечення вогнестійкості дерев'яних конструкцій, як і гарантування пожежної безпеки в цілому, є рівень кваліфікації виконавців, так званий «людський чинник», які будуть здійснювати проектування вогнезахисту та виконувати його безпосередньо на майданчику будівництва.

МЕТА ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Мета та завдання дослідження полягає в розрахунковій оцінці теплового і напружено-деформованого стану дерев'яних згинальних конструкцій за умов вогневого впливу пожежі, що розвивається за стандартним температурним режимом.

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ЗА ЄВРОКОД 5

Метою розрахунку на вогнестійкість будь-якої будівельної конструкції є визначення її фактичної межі вогнестійкості. За межею вогнестійкості конструкція може бути віднесена до певного класу вогнестійкості. Ступінь вогнестійкості будівлі або споруди визначається класами вогнестійкості конструкцій та межею поширення вогню по цих конструкціях [8].

Єврокод 5, частина 1-2, а саме гармонізований національний стандарт ДСТУ-Н Б EN 1995-1-2:2012, стосується проектування дерев'яних конструкцій на випадок аварійних ситуацій під час пожежі. Цей стандарт застосовують до конструкцій, що мають виконувати певні функції під час пожежі [7]:

- запобігання передчасному руйнуванню конструкції (несуча здатність);
- обмеження поширення вогню (полум'я, гарячих газів, надлишкового нагрівання) за межі визначених зон (огорожувальна здатність).

Методи оцінки вогнестійкості дерев'яних конструкцій поділяють на спрощені та уточнені.

Спрощені методи розрахунку несучої здатності дерев'яних конструкцій під час пожежі базуються на методі приведенного перерізу. Сутність цього методу полягає у визначенні залишкової несучої здатності приведенного перерізу конструкції, який отримано з урахуванням швидкості глибини обвуглювання деревини.

Спрощені методи розрахунку огорожувальної здатності дерев'яних конструкцій передбачають визначення сумарного часу руйнування усіх шарів конструкції, що призводить до втрати нею цілісності або теплоізолювальної здатності.

В цілому, спрощені методи розрахунку дерев'яних конструкцій не потребують застосування програмних обчислювальних комплексів. Однак сфера їх застосування обмежується окремими конструкціями (балка, колона, стіна тощо).

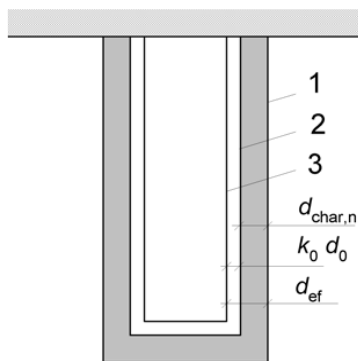
Уточнені методи розрахунку для визначення несучої та огорожувальної здатності дерев'яних конструкцій забезпечують більш реалістичний їх аналіз, порівняно зі спроще-

ними методами. Вони базуються на фундаментальних фізичних уявленнях, що ведуть до отримання найбільш достовірних даних про очікувану роботу відповідного конструктивного елемента під час пожежі.

Уточнені моделі можуть бути використані як для розрахунку окремих конструктивних елементів, так і частин конструктивної системи або цілих конструктивних систем.

Уточнені методи розрахунку дерев'яних конструкцій на вогнестійкість застосовуються для таких цілей:

- визначення глибини обуглювання;
- визначення збільшення та розподілення температури в елементах конструкцій (теплофізичний розрахунок);
- оцінки механічної роботи конструкцій або будь-якої частини (статичний розрахунок).



- робоча глибина обуглювання

-

$$d_{ef} = d_{ef} + k_0 \cdot d_0, \quad (1)$$

де $d_0 = 7$ мм;

k_0 – коефіцієнт (п. 4.2.2.4 [7])

- умовна розрахункова глибина обуглювання

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t, \text{ мм} \quad (2)$$

де β_n – умовна розрахункова швидкість обуглювання, мм/хв;

t – тривалість вогневого впливу,

де час початку обуглювання

$$t_{ch} = 2,8 \cdot h_p - 14, \text{ хв} \quad (3)$$

де h_p – товщина вогнезахисної панелі, мм;

Уточнені методи теплофізичного розрахунку вогнестійкості ґрунтуються на теорії теплообміну. При теплофізичному розрахунку враховують зміну теплофізичних та термомеханічних властивостей матеріалів залежно від зміни температури. Температура навколишнього середовища приймається 20 °С.

Статичний розрахунок вогнестійкості дерев'яних конструкцій виконують з урахуванням впливу нелінійних характеристик матеріалів.

Розрахунок на вогнестійкість дерев'яних конструкцій перекриття методом *приведеного поперечного перерізу* виконують за таким алгоритмом [7]:

1. Визначення залишкового поперечного перерізу (рис. 1):

Рис.1. Залишковий і робочий поперечний перерізи дерев'яного елемента:

1 – початкова поверхня елемента;

2 – межа залишкового поперечного перерізу;

3 – межа робочого поперечного перерізу

Fig.1. Residual and design cross-section of timber element:

1 - initial surface of member;

2 - border of residual cross-section;

3 – border of effective cross-section

- час руйнування гіпсокартонних панелей

$$t_{ch} = 2,8 \cdot h_p - 11, \text{ хв} \quad (4)$$

- час, коли глибина обуглювання дорівнює меншому зі значень глибини елемента без вогнезахисту або 25 мм, за умови, що

$t_{ch} < t_f$

$$t_a = \frac{25 - (t_r - t_{ch})k_2\beta_n}{k_3\beta_n} + t_f \quad (5)$$

де $k_2 = 1 - 0,018h_p$, $k_3 = 2$.

2. Визначення рівня зниження характеристик міцності деревини:

- коефіцієнт зміни міцності дерев'яних елементів під час пожежі $k_{mod,fi} = 1,0$.

3. Перевірка несучої здатності дерев'яної конструкції перекриття під час пожежі:

- розрахункова міцність під час пожежі

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

- 20 %-й квантиль міцності

$$f_{20} = k_f \cdot f_k, \quad (7)$$

де k_{fi} – коефіцієнт (табл. 2.1 [7]),

$\gamma_{M,fi}$ – коефіцієнт надійності для деревини під час пожежі;

- розрахункове значення несучої здатності

$$R_{d,t,fi} = \eta \frac{R_{20}}{\gamma_{M,fi}} \quad (8)$$

- умова забезпечення несучої здатності під час пожежі:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi}, \quad (9)$$

де $E_{d,fi}$ – розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі;
 $R_{d,t,fi}$ – відповідний розрахунковий опір під час пожежі.

Для огорожувальних елементів дерев'яних конструкцій має виконуватися така умова (п. Е.1.4 [7]):

$$t_{ins} > t_{req} \quad (10)$$

де t_{ins} – межа вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності;

t_{req} – нормована межа вогнестійкості для огорожувальної здатності конструкції.

Значення t_{ins} розраховують як суму значень для окремих шарів огорожувальної конструкції (рис. 2)

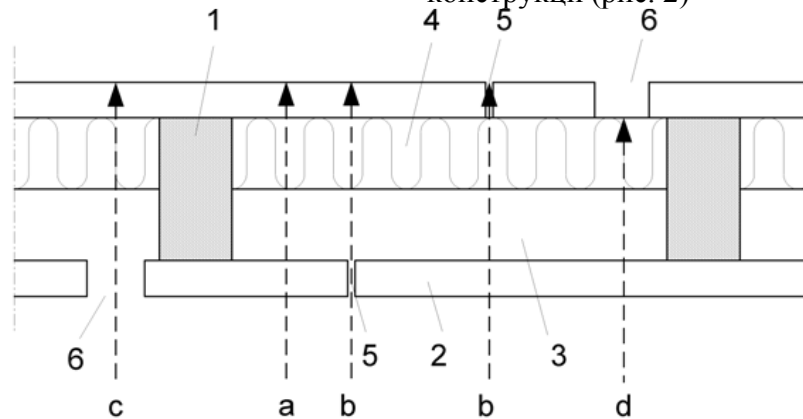


Рис.2. Шляхи теплообміну через огорожувальну конструкцію

1 – елемент дерев'яної рами;

2 – панель;

3 – незаповнена порожнина;

4 – ізоляція порожнини;

5 – стик панелей, не захищений дошкою, стійкою каркасу стіни або балкою каркасу перекриття;

6 – місце прокладання комунікацій;

a-d – шляхи теплообміну

Fig.2. Heat transfer paths through a separating construction

1 - timber frame member;

2 - panel;

3 - void cavity;

4 - cavity insulation;

5 - panel joint not being backed with a batten, stud or joist;

6 - position of services;

a-d - heat transfer paths

$$t_{ins} = \sum_i t_{ins,o,i} \cdot k_{pos} \cdot k_j, \quad (11)$$

де $t_{ins,o,i}$ – базисне значення часу настання граничного стану з вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності “i”-го шару, хв, див. Е.2.2 [7];

k_{pos} – коефіцієнт розташування;

k_j – коефіцієнт з'єднання.

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ МЕТОДОМ ПРИВЕДЕНОГО ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ

Розрахунок на вогнестійкість було виконано для дерев'яних конструкцій перекриття житлового будинку, що запроектований за каркасно-модульною технологією [12].

Перекриття модуля являють собою панелі, каркас яких виконаний із дерев'яних балок з кроком 0,4 м.

Розміри перерізу балок основи – 190х40 мм, балок перекриття – 140х40 мм. Панель основи модуля знизу обшита одним гіпсокартонним листом (ГКЛ) товщиною 10 мм, а зверху – орієнтовано-стружковою плитою (ОСП) товщиною 18 мм.

Панелі перекриття модуля обшита знизу двома шарами ГКЛ товщиною 12 мм кожен. Панелі заповнені утеплювачем. Опорні рами основи і перекриття модулів виготовлені з елементів складеного перерізу загальною висотою 230 мм і 140 мм відповідно. Загальна товщина міжповерхових перекриттів будинку становить 412 мм.

Відповідно до вимог ДБН В.1.1-7 [8] і ДБН В.2.2-15 [22] ступінь вогнестійкості дерев'яного каркасно-модульного житлового будинку висотою до п'яти поверхів – III. Згідно з ДБН В.1.1-7 [8] клас вогнестійкості

$$t_{a,1} = \frac{25 - (t_r - t_{ch}) \cdot k_2 \cdot \beta_n}{k_3 \cdot \beta_n} + t_f = \frac{25 - (45 - 36,4) \cdot 0,784 \cdot 0,8}{2 \cdot 0,8} + 39,6 = 51,7 \text{ хв} > t = 45 \text{ хв}$$

$$\text{де } k_2 = 1 - 0,018h_p = 1 - 0,018 \cdot 12 = 0,784, \\ k_3 = 2.$$

4. Час початку обвуглювання елементів основи модуля

конструкцій перекриття будинку III-го ступеня вогнестійкості має становити REI 45.

Розрахунок на вогнестійкість за ознакою втрати несучої здатності (R)

Тривалість вогневого впливу на перекриття (рис. 3) знизу прийнято $t = 45$ хв за стандартним температурним режимом [12].

1. Час початку обвуглювання елементів перекриття модуля

$$t_{ch} = 2,8 \cdot h_p - 14 = 2,8 \cdot 1,5 \cdot 12 - 14 = 36,4 \text{ хв} < t = 45 \text{ хв}$$

2. Час руйнування панелі перекриття модуля

$$t_{ch} = 2,8 \cdot h_p - 11 = 2,8 \cdot 1,5 \cdot 12 - 11 = 39,4 \text{ хв} < t = 45 \text{ хв}$$



Рис.3. Поперечний переріз перекриття будинку

Fig.3. Cross-section of the floor

3. Час, коли глибина обвуглювання дорівнює меншому зі значень глибини елемента без вогнезахисту або 25 мм

$$t_{ch,2} = 2,8 \cdot h_p - 14 = 2,8 \cdot 12 - 14 = 19,6 \text{ хв} > t - t_{f,1} = 45 - 39,4 = 5,6 \text{ хв}$$

$$t_{ch,2} = 2,8 \cdot h_p - 14 = 2,8 \cdot 12 - 14 = 19,6 \text{ хв} > t - t_{f,1} = 45 - 39,4 = 5,6 \text{ хв}$$

5. Час руйнування панелі основи модуля
 $t_{f,2} = 2,8 \cdot h_p - 11 = 2,8 \cdot 12 - 11 = 22,6$ хв $> t -$
 $t_{f,1} = 45 - 39,4 = 5,6$ хв.

Час початку обвуглювання елементів панелі основи модуля і час руйнування панелі основи модуля менші за тривалість прямого вогневого впливу на основу модуля. Таким

$$t_{ins} = \sum_i t_{ins,0,i} \cdot k_{pos} \cdot k_j = 0,8 \cdot (t_{ins,0,ГКЛ,1} \cdot k_{pos} \cdot k_j + t_{ins,0,ГКЛ,2} \cdot k_{pos} \cdot k_j + t_{ins,0,пор,1} \cdot k_{pos} \cdot k_j + t_{ins,0,пор,2} \cdot k_{pos} \cdot k_j + t_{ins,0,ОСП} \cdot k_{pos} \cdot k_j) + t_{ins,0,ГКЛ,3} \cdot k_{pos} \cdot k_j$$

$$t_{ins} = 0,8 \cdot (1,4 \cdot 12 \cdot 1 \cdot 1 + 1,4 \cdot 12 \cdot 0,8 \cdot 1 + 5 \cdot 11 + 1,4 \cdot 12 \cdot 0,8 \cdot 1 + 5 \cdot 1 \cdot 1 + 1,1 \cdot 18 \cdot 0,6 \cdot 1) =$$

$$= 52,45 \text{ хв} > t_{req} = 45 \text{ хв},$$

де $t_{ins,0,ГКЛ} = 1,4 h_p$ – базисне значення часу настання граничного стану з вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності гіпсокартонних листів, хв [7];

$t_{ins,0,ОСП} = 1,1 h_p$ – для деревостружкових плит і деревинно-волокнистих плит, хв [7];

$t_{ins,0,пор} = 5$ хв – для незаповнених порожнин;

k_{pos} – коефіцієнти розташування [7];

k_j – коефіцієнти з'єднання [7].

Таким чином, теплоізолювальна здатність перекриття будинку протягом вогневого впливу тривалістю 45 хв забезпечена. Відповідно до п. Е.1.2 [7] цілісність (граничний стан з вогнестійкості за ознакою втрати цілісності Е) забезпечена, якщо забезпечені вимоги щодо теплоізолювальної здатності, а панелі залишаються закріплені до дерев'яної рами з необігріваної поверхні. За результатами розрахунку клас вогнестійкості перекриття становить щонайменше REI 45.

РЕЗУЛЬТАТИ ТЕПЛОФІЗИЧНОГО РОЗРАХУНКУ УТОЧНЕНИМИ МЕТОДАМИ

Теплофізичний розрахунок включає відповідні теплові впливи, що визначені в ДБН В 1.2-7 [23], ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 [24], а також залежні від температури властивості деревини.

Для розгляду теплового стану конструкції в умовах пожежі враховують такі теплові процеси, як теплопровідність, конвекційний і радіаційний теплообмін [24]. Внутрішні поверхні приміщення, які обтікає гаряче повітря, сприймають тепло завдяки спільному

чином, несуча здатність перекриття будинку протягом вогневого впливу тривалістю 45 хв забезпечена.

Розрахунок на вогнестійкість за ознакою втрати теплоізолювальної здатності (I)

Межу вогнестійкості за ознакою втрати теплоізолювальної здатності t_{ins} було визначено за формулою (11):

конвекційному і радіаційному теплообміну. В об'ємі конструкції тепло поширюється від обігріваної поверхні до поверхні охолодження завдяки теплопровідності, а зовнішні поверхні конструкції віддають тепло в повітря шляхом радіаційно-конвекційного теплообміну [23, 24].

Умови радіаційно-конвекційного нагрівання від гарячих газів до обігріваних поверхонь і охолодження конструкцій у повітря прийняті такими, що становлять [24]:

- коефіцієнт тепловіддачі від гарячих газів до поверхні конструкції – 25 Вт/(м² К);

- коефіцієнт тепловіддачі від поверхні конструкції в повітря – 5,0 Вт/(м² К).

Значення коефіцієнту теплового випромінювання приймають такими, що становлять [7, 22]:

- $\epsilon_m = 0,8$ – для незахищених поверхонь дерев'яних конструкцій;

- $\epsilon_f = 1,0$ – для полум'я, якщо відсутнє обґрунтування щодо іншого значення цього коефіцієнту.

Теплофізичні властивості деревини за підвищених температур прийняті відповідно до стандарту ДСТУ-Н Б EN 1995-1-2 [7]. Залежності питомої теплоємності, коефіцієнта

теплопровідності та густини від температури наведені на рисунках 4-6. Теплофізичний розрахунок вогнестій-кості дерев'яних балок перекриття було виконано методом

скінченних елементів за допомогою програмного комплексу Ansys Mechanical 2021 R1 Academic, який вільно поширюється на сайті розробника програмного забезпечення і призначений для наукових досліджень

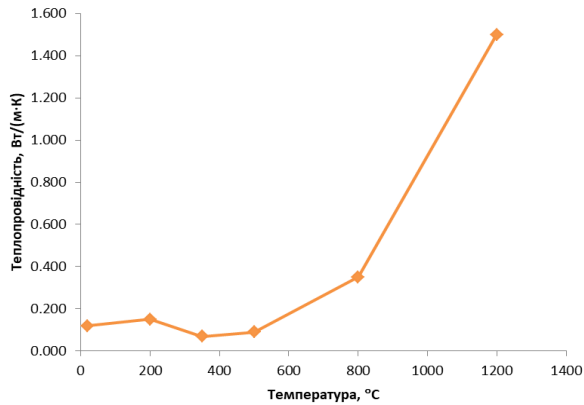


Рис. 4. Залежність теплопровідності деревини від температури

Fig. 4. Temperature-thermal conductivity relationship for wood

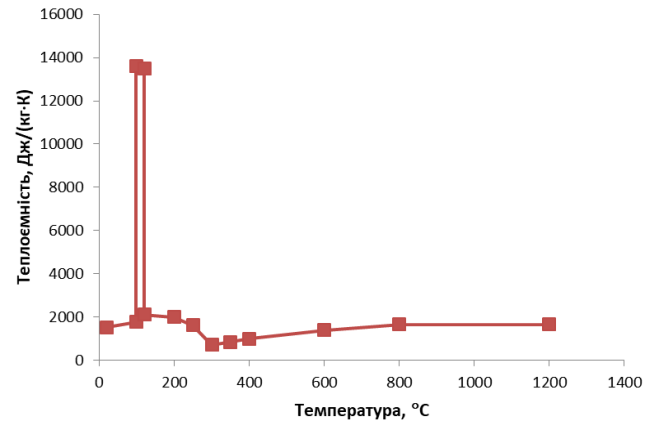


Рис. 5. Залежність питомої теплоємності деревини від температури

Fig. 5. Temperature-specific heat relationship for wood

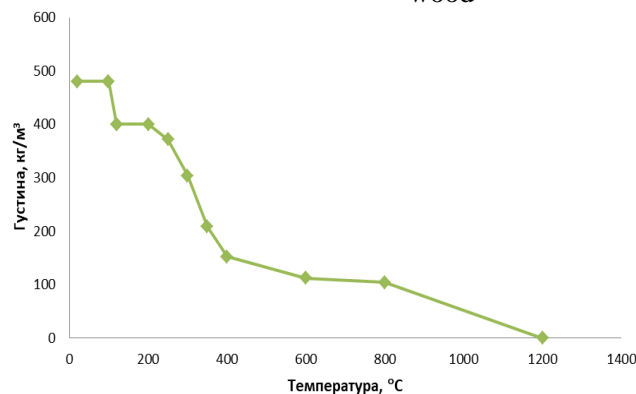


Рис. 6. Залежність густини деревини від температури

Fig. 6. Temperature-density ratio relationship for wood

Для розрахунку розподілу температури в поперечному перерізі конструкції перекриття для часу 45 хв вогневого впливу за стандартним температурним режимом була прийнята скінченно-елементна математична модель нестационарної теплопровідності, яка враховує радіаційно-конвективний теплообмін від газового середовища до обігрівних поверхонь, кондуктивний теплообмін у цих конструкціях та радіаційно-конвективний теплообмін.

Розподіл температури в перерізі конструкції визначають шляхом розв'язання диференційного рівняння нестационарної теплопровідності [14]:

$$c_p \frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} + \lambda \frac{\partial \theta}{\partial y} + \lambda \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) \quad (12)$$

де x, y, z – координати в конструкції, м;

t – час, с;

θ – температура в конструкції, °C;

λ – теплопровідність матеріалу, Вт/(м·К);

c_p – питома теплоємність матеріалу, Дж/(кг·К);

ρ – густина матеріалу, кг/м³.

Значення теплофізичних характеристики деревини були прийняті згідно з ДСТУ-Н Б EN 1995-1-2:2012 [7].

Граничні умови для розрахункової моделі дерев'яних балок перекриття були прийняті такими [7, 24]:

- коефіцієнт тепловіддачі: внутрішньої поверхні – 25 Вт/(м²·К); зовнішньої поверхні – 10 Вт/(м²·К);
- температура зовнішньої поверхні – 20 °С.

Прийнятий стандартний температурний режим пожежі:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \lg(8 \cdot t + 1) \quad (13)$$

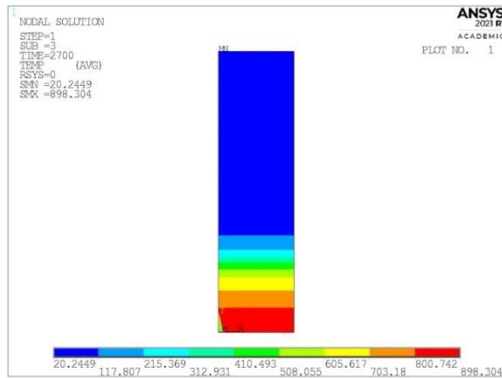
де θ_g – температура газового середовища, °С;

θ_0 – початкова температура середовища,

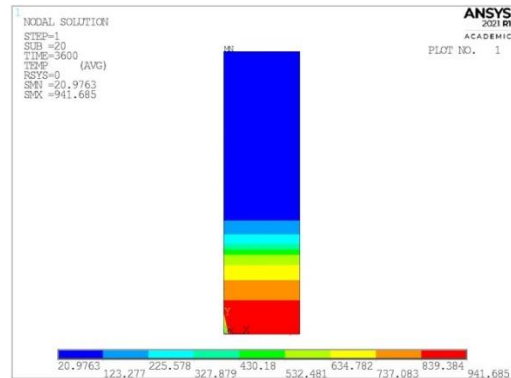
°С; t – тривалість вогневого впливу пожежі, хв.

Розрахунки розподілу температури в перерізі балок за даною математичною моделлю були виконані із застосуванням чисельного методу розв'язання за неявною кінцево-різницевою схемою апроксимації.

Розрахунки було виконано для трьох поперечних перерізів – 150x40 мм, 200x50 мм, 250x100 мм, для двох варіантів нагрівання під час пожежі – знизу і з трьох сторін протягом 45 і 60 хв. Результати теплофізичного розрахунку розподілу температури у поперечних перерізах дерев'яних балок перекриття наведено на рис. 7-12.



а

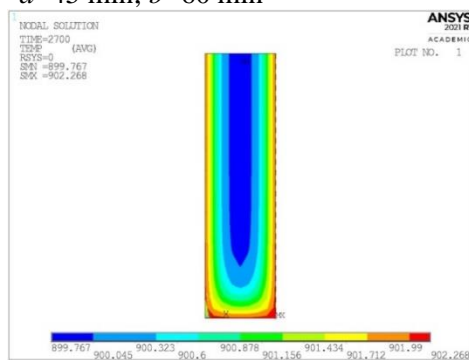


б

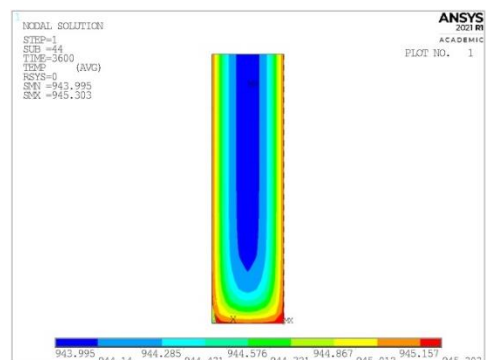
Рис.7. Розподіл температури балки 150x40 мм при односторонньому вогневому впливі тривалістю:

а- 45 хв; б- 60 хв

Fig.7. Thermal distribution in beam cross-section 150x40 mm after the one-side fire exposure during: а- 45 min; б- 60 min



а



б

Рис. 8. Розподіл температури балки 150x40 мм при тристоронньому вогневому впливі тривалістю:

а- 45 хв; б- 60 хв

Fig. 8. Thermal distribution in beam cross-section 150x40 mm after the three-side fire exposure: а- during 45 min; б- during 60 min

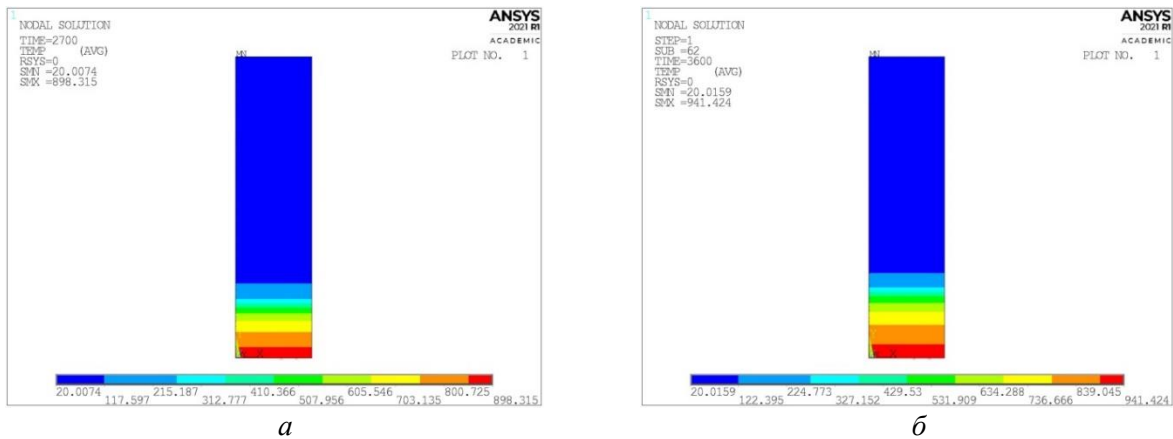


Рис. 9. Розподіл температури балки 200x50 мм при односторонньому вогневому впливі протягом:
a- 45 хв; *б*- 60 хв

Fig. 9. Thermal distribution in beam cross-section 200x50 mm after the one-side fire exposure during:
a- 45 min; *b*- 60 min

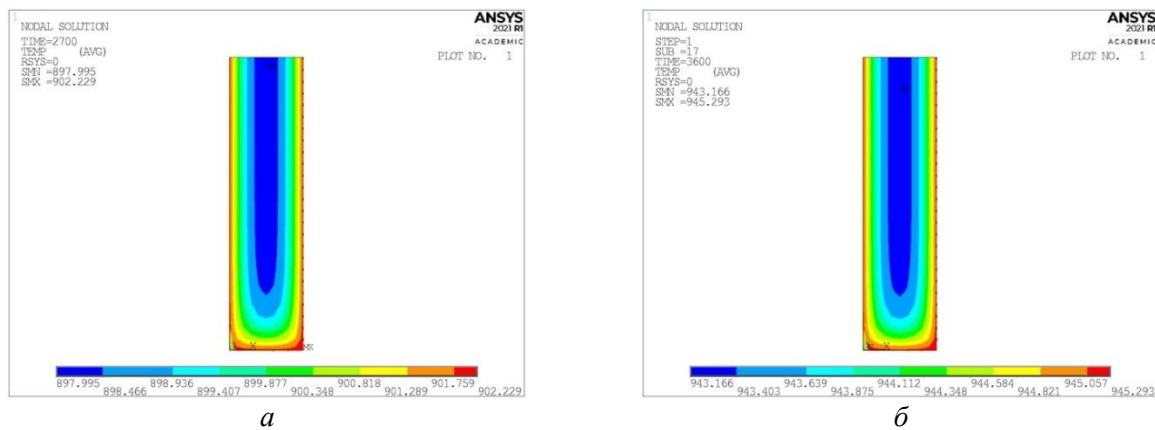


Рис. 10. Розподіл температури балки 200x50 мм при тристоронньому вогневому впливі тривалістю:
a- 45 хв; *б*- 60 хв

Fig. 10. Thermal distribution in beam cross-section 200x50 mm after the three-side fire exposure:
a- during 45 min; *b*- during 60 min

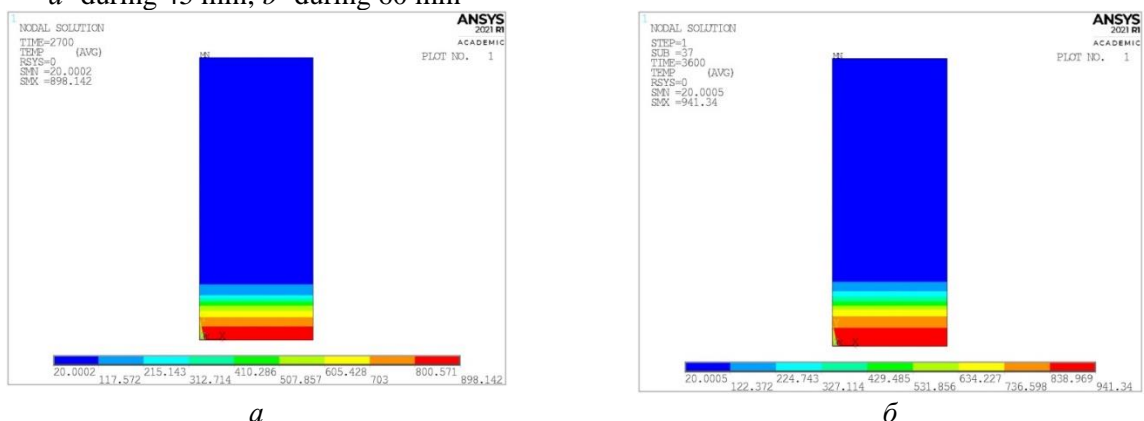
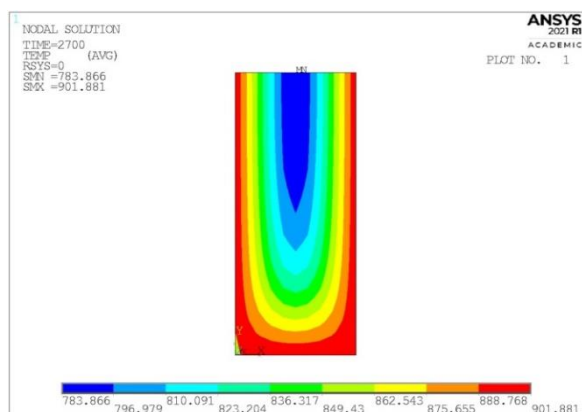
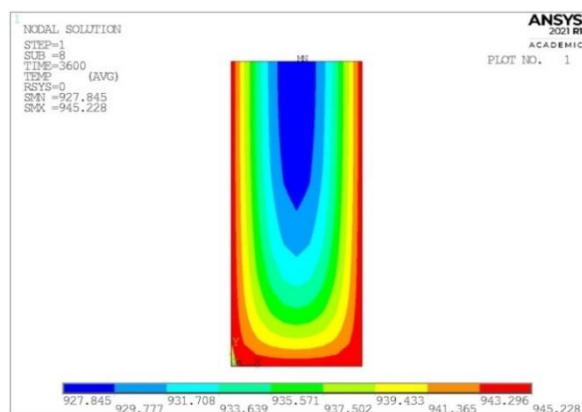


Рис. 11. Розподіл температури балки 250x100 мм при односторонньому вогневому впливі тривалістю:
a- 45 хв; *б*- 60 хв

Fig. 11. Thermal distribution in beam cross-section 250x100 mm after the one-side fire exposure during:
a- 45 min; *b*- 60 min



a



б

Рис. 12. Розподіл температури балки 200x50 мм при тристоронньому вогневому впливі протягом: *a*-45 хв; *б*- 60 хв

Fig. 12. Thermal distribution in beam cross-section 200x50 mm after the three-side fire exposure during: *a*- 45 min; *b*- 60 min

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. За результатами спрощеного розрахунку час початку обвуглювання елементів перекриття модуля і час руйнування панелі основи модуля менші за тривалість прямого вогневого впливу на основу модуля. Таким чином, несуча здатність перекриття будинку протягом вогневого впливу тривалістю 45 хв забезпечена.

2. За результатами теплофізичного розрахунку розподілу температури у поперечних перерізах дерев'яних балок перекриття було встановлено таке:

- при тристоронньому нагріві балок середня температура становила для 45 хв – 788-902 °С, для 60 хв – 928-945 °С, що відповідає значенню температури пожежі. Таким чином, можна зробити висновок, що межа вогнестійкості балок при тристоронньому нагріві є меншою за 45 хв і не відповідає нормативним вимогам до конструкцій перекриття;

- при односторонньому нагріві балок глибина їх прогрівання має прямо пропорційну залежність від висоти перерізу і співвідноситься із результатами спрощеного розрахунку методом приведення поперечного перерізу. Температура необігріваної грані перерізу балки не перевищує 20 °С.

3. На підставі аналізу результатів спрощеного і уточненого розрахунків, зроблено висновок, що для забезпечення нормованої

для перекриття житлових будинків межі вогнестійкості 45 (60) хв дерев'яні балки перекриття потребують улаштування вогнезахисту із трьох сторін, які можуть зазнавати вогневого впливу у разі пожежі. Товщину вогнезахисного шару дерев'яних конструкцій перекриття слід визначати на підставі розрахунків на вогнестійкість..

ЛІТЕРАТУРА

- https://uk.wikipedia.org/wiki/Пожежа_в_таборі_«Вікторія»
- https://uk.wikipedia.org/wiki/Пожежа_в_Одесі_4_грудня_2019_року
- [https://uk.wikipedia.org/wiki/%Пожежа_у_пансіонаті_для_літніх_людей_у_Харкові_\(2021\)](https://uk.wikipedia.org/wiki/%Пожежа_у_пансіонаті_для_літніх_людей_у_Харкові_(2021))
- Закон України** «Про надання будівельної продукції на ринку»
- ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012** Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість. (EN 1992-1-2:2004, IDT) – Чинний від 2013-07-01 – К.: Мінрегіон України, 2013. – 135 с. – (Національний стандарт України)
- ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010**. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1993-1-2:2005, IDT) – Чинний від 2014-01-01 – К.: Мінрегіон України, 2012. – 106 с. – (Національний стандарт України)
- ДСТУ-Н Б EN 1995-1-2:2012** Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-2. Загальні правила. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1995-1-2:2004, IDT) – Чинний від 2013-07-01 – К.: Мінрегіон

- України, 2013. – 96 с. – (Національний стандарт України)
8. **ДБН В.1.1-7:2016** Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: – [Чинні від 2017-06-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2017. – 47 с. – (Державні будівельні норми)
 9. **Пелех А. Б.** Несуча здатність та деформативність стиснутих дерев'яних елементів при локальному впливі високих температур : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Пелех Андрій Богданович – Львів, 2021. – 176 с.
 10. **Михайловський Д.В.** Розрахунок елементів та вузлів дерев'яних конструкцій за ДБН В.2.6-161 «Дерев'яні конструкції. Основні положення»: Навчальний посібник – К.: ПНО КНУБА, 2018 – 115 с.
 11. **Шналь, Т.М.** Вогнестійкість та вогнезахист дерев'яних конструкцій: Навч. Посібник. Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка, 2006 – 220 с.
 12. **Поклонський В., Фесенко О., Байтала Х.** Вогнестійкість конструкцій дерев'яних каркасно-модульних багатоповерхових будинків, що зводяться в сейсмічних зонах інтенсивністю до 7-8 балів. *Наука та будівництво*, 4(6), 2015 – с. 61-65.
<https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v6i4>
 13. **Немчинов Ю.І., Поклонський В.Г., Коник Х.З., Расюк Р.В., Фесенко О.А.** Дослідження вогнестійкості будівельних конструкцій. *Наука та будівництво*. К., ДП НДІБК. 2014. №2. С.11 – 16
 14. **Поклонський В.Г., Фесенко О.А., Байтала Х.З., Круковський П.В., Новак С.В.** Розрахункові методи оцінки вогнестійкості будівельних конструкцій за Єврокодами. Будівельні конструкції. К., ДП НДІБК. 2016. Вип. 83 (2). - С. 380-389
 15. **Колякова В.М., Божинський М.О., Фесенко О.А.** Розподіл температури в перерізі залізо-бетонної плити. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. Луцьк: ЛНТУ. 2016. №5. С.232-239
 16. **Барашиков А.Я., Колякова В.М., Халік Н.** Теплотехнічні властивості бетону. *Зб. наук. праць. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, Рівне: НУВГП. 2008. С. 3-7
 17. **Колякова В.О., Божинський М.О.** Розрахунково-теоретичні дослідження розподілу температури в перерізі залізобетонної конструкції східчастих складок. / *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, Вип. № 1 (2017). С. 149-157.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.149-157>
 18. **Фесенко О.А., Момотюк Д.С.** Розрахунок на вогнестійкість дерев'яних конструкцій за Єврокод 5 / Тенденції та виклики сучасної аграрної науки: теорія і практика: матеріали III міжнародної наукової інтернет-конференції (м. Київ, 20-22 жовтня 2021 р.). – К.: НУБіП України, 2021. – С. 353
 19. **Дембовська А.** Протипожежна безпека дерев'яних конструкцій згідно з нормами EN 1995-1-2 / А. Дембовська // *Промислове будівництво та інженерні споруди*, 2009. – №1. – С. 16-20.
 20. **ДСТУ Б В.1.1-4-98*** Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги: – Чинний від 1999-03-01 – К.: ДЕРЖБУД УКРАЇНИ, 2005 – 43 с. – (Національний стандарт України)
 21. **ДСТУ Б В. 1.1-20:2007** Захист від пожежі. Перекриття та покриття. Метод випробування на вогнестійкість (EN 1365-2:1999, NEQ) – Чинний від 2008-04-01 – К.: Мінрегіонбуд України, 2007 – 17 с. – (Національний стандарт України)
 22. **ДБН В.2.2-15:2019** Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. - [Чинні від 2019-12-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2019. – 44 с. – (Державні будівельні норми)
 23. **ДБН В.1.2-7:2008.** Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека: – чинні з 2008-10-01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2008 – 30 с. – (Державні будівельні норми)
 24. **ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010** Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT) – Чинний від 2013-07-01 – К.: Мінрегіон України, 2011 – 81 с. – (Національний стандарт України)

REFERENCES

1. https://uk.wikipedia.org/wiki/Пожежа_в_таборі_«Вікторія»
2. https://uk.wikipedia.org/wiki/Пожежа_в_Одесі_4_грудня_2019_року
3. [https://uk.wikipedia.org/wiki/%Пожежа_у_пансіонаті_для_літніх_людей_у_Харкові_\(2021\)](https://uk.wikipedia.org/wiki/%Пожежа_у_пансіонаті_для_літніх_людей_у_Харкові_(2021))
4. **Zakon Ukrainy** «Pro nadannia budivelnoi produktsii na rynku» (in Ukrainian)
5. **DSTU-N B EN 1992-1-2:2012.** Yevrokod 2. Proektuvannia zalizobetonnykh konstrukttsii. Chastyna 1-2. Zahalni polozhennia. Rozrakhunok

- konstruktsii na vohnestiikist. (EN 1992-1-2:2004, IDT) – Chynnyi vid 2014-07-01 – K.: Minrehion Ukrainy, 2013. – 135 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy) (in Ukrainian)
6. **DSTU-N B EN 1993-1-2:2010**. Yevrokod 3. Proektuvannia stalevykh konstruktsii. Chastyna 1-2. Zahalni polozhennia. Rozrakhunok konstruktsii na vohnestiikist (EN 1993-1-2:2005, IDT) – Chynnyi vid 2014-01-01 – K.: Minrehion Ukrainy, 2012. – 106 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy) (in Ukrainian)
 7. **DSTU-N B EN 1995-1-2:2012** Yevrokod 5. Proektuvannia derev`ianykh konstruktsii. Chastyna 1-2. Zahalni pravyla. Rozrakhunok konstruktsii na vohnestiikist (EN 1995-1-2:2004, IDT) – Chynnyi vid 2013-07-01 – K.: Minrehion Ukrainy, 2013. – 96 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy) (in Ukrainian)
 8. **DBN V.1.1-7:2016**. Pozhezhna bezpeka obektiv budivnytstva. Zahalni vymohy: – chynni vid 2017-06-01. – K.: Minrehion Ukrainy, 2017. – 47 s. – (Derzhavni budivelni normy) (in Ukrainian)
 9. **Pelexh A. B.** Nesucha zdatnist ta deformatyvni stysnutykh derevianykh elementiv pry lokalnomu vplyvi vysokykh temperatur : dys. kand. tekhn. nauk : 05.23.01 / Pelexh Andrii Bohdanovych – Lviv, 2021. – 176 s. (in Ukrainian)
 10. **Mykhailovskiy D.V.** Rozrakhunok elementiv ta vuzliv derevianykh konstruktsii za DBN V.2.6-161 «Dereviani konstruktsii. Osnovni polozhennia»: Navchalnyi posibnyk – K: IINO KNUBA, 2018 – 115 s. (in Ukrainian)
 11. **Shnal, T.M.** Vohnestiikist ta vohnezakhyst derevianykh konstruktsii: Navch. Posibnyk. Lviv: Vydavnytstvo Natsionalnoho universytetu «Lvivska politehnika, 2006 – 220 s. (in Ukrainian)
 12. **Poklonskyi V., Fesenko O., Baitala Kh.** Vohnestiikist konstruktsii derevianykh karkasno-modulnykh bahatopoverkhovykh budynkiv, shcho zvodiatsia v seismichnykh zonakh intensyvniuiu do 7-8 baliv. Nauka ta budivnytstvo, 4(6), 2015 – s. 61-65. (in Ukrainian)
 13. **Nemchynov Yu.I., Poklonskyi V.H., Konyk Kh.Z., Rasiuk R.V., Fesenko O.A.** Doslidzhennia vohnestiikosti budivelnykh konstruktsii. Nauka ta budivnytstvo. K., DP NDIBK. 2014. №2. S.11 – 16 (in Ukrainian)
 14. **Poklonskyi V.H., Fesenko O.A., Baitala Kh.Z., Krukovskiy P.H., Novak S.V.** Rozrakhunkovi metody otsinky vohnestiikosti budivelnykh konstruktsii za Yevrokodamy. Budivelni konstruktsii. K., DP NDIBK. 2016. Vyp. 83 (2).- S. 380-389 (in Ukrainian)
 15. **Koliakova V.M., Bozhynskiy M.O., Fesenko O.A.** Rozpodil temperatury v pererizi zalizobetonnoi plyty. Suchasni tekhnologii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi. Lutsk: LNTU. 2016. №5. S.232-239 (in Ukrainian)
 16. **Barashykov A.Ia., Koliakova V.M., Khalik N.** Teplotekhnichni vlastyivosti betonu. Zb. nauk. prats. Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy, Rivne: NUVHP. 2008. S. 3-7 (in Ukrainian)
 17. **Koliakova V.O., Bozhynskiy M.O.** Rozrakhunkovo-teoretychni doslidzhennia rozpodilu temperatury v pererizi zalizobetonnoi konstruktsii skhidchastykh skladok. / Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka, Vyp. № 1 (2017). S. 149-157. (in Ukrainian)
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.149-157>
 18. **Fesenko O.A., Momotiuk D.S.** Rozrakhunok na vohnestiikist derevianykh konstruktsii za Yevrokod 5 / Tendentsii ta vyklyky suchasnoi aharnoi nauky: teoriia i praktyka: materialy III mizhnarodnoi naukovoï internet-konferentsii (m. Kyiv, 20-22 zhovtnia 2021 r.). – K.: NUBiP Ukrainy, 2021. – S. 353 (in Ukrainian)
 19. **Dembovska A.** Protypozhezhna bezpeka derevianykh konstruktsii zghidno z normamy EN 1995-1-2 / A. Dembovska // Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy, 2009. – №1. – S. 16-20 (in Ukrainian)
 20. **DSTU B V.1.1-4-98*** Zakhyst vid pozhezhi. Budivelni konstruktsii. Metody vyprobu-van na vohnestiikist. Zahalni vymohy: – Chynnyi vid 1999-03-01 – K.: DERZhBUD UKRAINY, 2005 – 43 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy) (in Ukrainian)
 21. **DSTU B V. 1.1-20:2007** Zakhyst vid pozhezhi. Perekryttia ta pokryttia. Metod vyprovuvannia na vohnestiikist (EN 1365-2:1999, NEQ) – Chynnyi vid 2008-04-01 – K.: Minrehionbud Ukrainy, 2007 – 17 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy) (in Ukrainian)
 22. **DBN V.2.2-15:2019** Budynky i sporudy. Zhytlovi budynky. Osnovni polozhennia. - [Chynni vid 2019-12-01]. – K.: Minrehion Ukrainy, Derzhavne pidpriemstvo «Ukrarkhbudinformat», 2019. – 44 s. – (Derzhavni budivelni normy) (in Ukrainian)
 23. **DBN V.1.2-7:2008**. Osnovni vymohy do budivel i sporud. Pozhezhna bezpeka: – chynni z 2008-10-01. – Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2008 – 30 s. – (Derzhavni budivelni normy) (in Ukrainian)
 24. **DSTU-N B EN 1991-1-2:2010** Yevrokod 1. Dii na konstruktsii. Chastyna 1-2. Zahalni dii. Dii na konstruktsii pid chas pozhezhi (EN 1991-1-2:2002, IDT) – Chynnyi vid 2013-07-01 – K.: Minrehion Ukrainy, 2011 – 81 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy) (in Ukrainian)

FIRE RESISTANCE ANALYSIS OF BENDING TIMBER STRUCTURES ACCORDING TO EUROCODE 5

*Yevhen DMYTRENKO, Vira KOLIAKOVA,
Daryna MOMOTYUK, Oleg FESENKO*

Abstract. The article contains the results of the fire resistance analysis of timber bending structures by a simplified method of reduced cross-section and an advanced method by solving the differential equation of non-stationary thermal conductivity.

The fire resistance analysis of timber floor elements was performed according to the procedure described in Eurocode 5, part 1-2.

The fire resistance analysis with respect to the load-bearing function and insulation function was performed with the reduced cross-section method.

According to the results of the analysis, the failure time of the fire protection and the time of start

of charring of the floor elements were determined by the method of the reduced cross-section method.

The time of fire resistance of the floor with respect to insulation function was defined as the sum of the values of the times of fire resistance of individual layers and structural floor elements.

The thermal analysis of the fire resistance of timber floor beams was performed by the finite element method using the Ansys Mechanical 2021 R1 Academic software.

Relationships between thermal properties of wood – specific heat, thermal conductivity, density and elevated temperature were adopted in accordance with the standard DSTU-N B EN 1995-1-2.

The results of thermal analysis of fire resistance were obtained for three types of cross-sections, for two options of heating during a fire – from one and three sides for 45 and 60 minutes.

Keywords. Fire resistance; timber structures; residual cross-section; thermal analysis.

Стаття надійшла до редакції 19.05.22

ДОСЛІДЖЕННЯ ОКРЕМИХ АСПЕКТІВ ЩОДО ВОДОПРОНИКНЕННЯ ВОГНЕЗАХИЩЕНИХ ТКАНИН ДЛЯ НАМЕТІВ

Юрій ЦАПКО¹, Ольга БОНДАРЕНКО², Олексій ЦАПКО³,

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

²Київський національний університет будівництва і архітектури,
²Науково-дослідний інститут в'язучих речовин і матеріалів ім. В. Д. Глуховського
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

³Український державний науково-дослідний інститут "Ресурс"
84, вул.Казимира Малевича, Київ, Україна, 03150

¹juryts@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0003-0625-0783>

²bondolya3@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-8164-6473>

³alekseysapko@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0003-2298-068X>

Анотація. Розробка надійних методів дослідження умов вогнезахисту тканин призводить до створення нових типів вогнезахисних матеріалів. При цьому виникає необхідність визначення умов утворення бар'єру для масопереносу води і встановлення механізму гальмування водопроникнення через матеріал. В результаті проведених досліджень визначено вплив інтумесцентного покриття на стійкість до дії води та отримані критеріальні співвідношення, що дозволяють одержувати зміну водопроникнення на поверхні тканини, тобто значення при впливі води в часі, що характеризується кількістю поглинутої води. Час водопроникнення зразка вогнезахисного елемента намету перевищує дані, порівняно з необробленим зразком більше, ніж у 30 разів.

Особливості гальмування процесу масопереносу при дії води полягають в ізолюванні поверхні вогнезахисної тканини нерозчинними комплексами інтумесцентного покриття. Так, зразок вогнезахисної тканини інтумесцентним покриттям з оберненої сторони після експозиції води показав кількість поглинутої води не більше 0,00011 кг, а зразок тканини без покриття поглинув 0,01 кг води.

Таким чином, отримані дані щодо впливу інтумесцентного покриття на процес гальмування



Юрій ЦАПКО
Провідний науковий співробітник
д.т.н., професор



Ольга БОНДАРЕНКО
доцент кафедри
будівельних матеріалів
к.т.н., доцент



Олексій ЦАПКО
старший науковий співробітник
к.т.н.

водопоглинання дозволяють стверджувати, що основним регулятором процесу є не стільки формування значної кількості водонерозчинних комплексів, оскільки окремі вогнезахисні покриття руйнуються під впливом дії вологи. При цьому суттєвий вплив на процес захисту природного горючого матеріалу при застосуванні вогнезахисного покриття здійснюється у напрямк

водоізолювання поверхні тканини полімерною оболонкою, стійкою до руйнування під дією вологи.

Ключові слова. Захисні засоби; тканина; водонепроникнення; втрата маси; оброблення поверхні тканини; гідрофобні покриття.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Аналіз напрямків використання легкозведених конструкцій з текстильних займистих виробів свідчить про стійку тенденцію до збільшення їх використання під час тимчасового виконання тих чи інших завдань Збройних сил України та підрозділів державної служби з надзвичайних ситуацій. Під час опалювання таких споруд можливе займання та швидке поширення пожежі. Статистика експлуатації легкозведених конструкцій з текстильних займистих виробів виявила низький рівень безпеки у зв'язку з використанням природних волокон (наприклад льону, бавовни та сумішей), які високочутливі до впливу високої температури і вогню. Крім того під час експлуатації таких споруд можливе затікання води в приміщення, що приводить до необхідності застосування гідрофобізаторів [1, 2].

В зв'язку з цим визначається необхідність розвитку робіт в даному напрямку та використання ефективних вогнезахисних матеріалів, оскільки використання сольових антипіренів для деревини малоефективне, так як конструкція не жорстка та поглинає воду. А тому врахувати умови експлуатації, зокрема водонепроникнення. І постає необхідність створення вогнезахисних матеріалів для конструкцій з текстильних виробів за рахунок направленої формування інтумесцентного покриття, стійкого до дії перемінних температурно-вологісних факторів, так і за рахунок функціональних добавок і гідрофобізаторів, здатних впливати на процеси термостійкості, фізико-хімічні та спеціальні властивості [3, 4].

Тому дослідження, що направлені на визначення гальмування процесу водопоглинання вогнезахисного елемента намету, є актуальними.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В роботі [5] показано, що протипожежні покриття на неорганічній основі дуже ефективно підвищують вогнестійкість текстильних матеріалів при виробництві конструкцій. Даний композит, зміцнений тканиною на основі цементу, приготований шляхом заповнення пористої поверхні тривимірної тканини. Даний матеріал має широке застосування та величезний потенціал застосування в аварійній техніці, такий як захист аварійних наметів та укриттів, аварійний ремонт та будівництво покриття аеропорту та позиційні проекти. Проте, необхідно покращити міцність на стиск, міцність на вигин, зносостійкість, ефективність проти проникнення.

В роботі [6] було модифіковано текстиль шляхом прищеплення диметилфосфіту та перфторгексил йоду. Гідрофільність поверхні та гідрофобність поверхні тканини характеризувалася статичним кутом контакту, а стійкість тканини до УФ-випромінювання представлялася величиною UPF. За даними мініатюрних калориметрів згоряння, як значення максимальної швидкості тепловіддачі, так і загального тепловиділення було приблизно на 65% нижчим, ніж у необробленої бавовняної тканини. Бавовняна тканина, стійка до ультрафіолетових випромінювань, була як зразок для використання у зовнішніх видах спорту, таких як одяг та намети. Модифікована тканина має вогнезахисні, стійкі до ультрафіолету провідні та провідні властивості. Але для підтвердження цього процесу не наведені відповідні фізико-хімічні дані, щодо вимивання в процесі експлуатації.

Дослідження [7] спрямовані на модифікацію оксиду графену шляхом прищеплення диметилфосфіту та перфторгексил йоду. Під час тесту на сірники захист зберігав оригінальні контури тканини. На знімках із скануючою електронною мікроскопією, що випромінюють поля, було виявлено, що залишок тканини, спалений методом сірників, був більш компактним, а пластинчаста структура графену залишалася більш повною.

Модифікована тканина має вогнезахисні, стійкі до УФ та гідрофобні властивості. Але не сказано, для яких класів експлуатації дані речовини належать.

В роботі [8] наведені дослідження, направлені на захист від ультрафіолетового випромінювання та встановлення гідрофобних властивостей шляхом модифікації бавовняної тканини оксидом графену та силановим зв'язковим агентом. Оксид графену та силановий сполучний агент були закріплені на бавовняній тканині стабільним хімічним зв'язком. Зразок тканини обробляли оксидом графену та силановим сполучним агентом, використовуючи простий метод занурення-прокладки-сушіння. Незважаючи на те, що сполучні агенти оксиду графену та силану успішно наділили бавовняну тканину хорошими захистом від ультрафіолетових променів та гідрофобними властивостями, оксид графену та силан є дорогими й використовуються у великих кількостях. Після обробки силановим сполучним агентом гідрофільна тканина, оброблена оксидом графену, переводиться в гідрофобну, а оксид графену з'єднується з бавовною. Модифіковані тканини мають як захист від ультрафіолетових променів, так і гідрофобні властивості. Але залишаються невирішеними питання, які пов'язані з механізмом захисту. Причиною цього можуть бути тонкощі відносно утворення захисного шару, що відповідно робить такі дослідження складними.

В роботі [9] описано нанокompозити, утворені з катіонного крохмалю глини, які наносили на чисту бавовняну тканину пошарово. Оптичні властивості та маса плівок точно контролювалися кількістю шарів. Конусова калориметрія показала нижчі показники загального тепловиділення та тепловіддачі тканини, покритої у два шари. Однак, не сказано про вплив зміни середовища на покриття, його руйнування в часі.

В роботі [10] запропоновано метод, що полягає у вирішенні системи двох рівнянь, що відповідають даним часово-температурних характеристик: модель Арреніуса в поєднанні з принципом суперпозиції часу і температури, і трипараметричне рівняння

Хілла. Результат аналізу даних за допомогою цього методу надається з точки зору чотирьох параметрів: температурного ефекту, швидкості, середнього часу деградації та граничної міцності. Він був використаний для порівняння ефекту прискореного термічного старіння на міцність на розрив семи різних тканин, що використовуються у протипожежному захисті. Однак, жодна з досліджених тканин, не відображала всіх характеристик, які були б ідеальними для тривалого протипожежного захисту.

В роботі [11] використовували золь-гелевий метод, беручи тетраетил-ортосилікат та етанол як розчинник і соляну кислоту як каталізатор, метакрилоксипропілтриметоксисилан як сполучний агент для препаратів SiO_2 , фосфорний антипірен і золи для поліпшення вогнестійкості та термостійкості бавовняних тканин. Процес занурення-випікання застосовувався для обробки бавовняних тканин. Морфологію поверхні, поверхневу функціональну групу та розподіл елементів, внутрішню кристалічну структуру, характеристики піролізу та вогнестійкість бавовняних тканин характеризували після випробування. Результати показують, що оброблені тканини мають хороший синергетичний ефект вогнезахисту. Гібридний золь, що містить фосфорний антипірен, може сприяти утворенню тривимірного мікроскопічного гелевого покриття та залишкового вугілля в конденсованій фазі. Однак, не наведено сфери застосування приведених виробів.

В роботі [12] дослідження було спрямовано на обговорення щодо використання двох різних вогнезахисних сполук на основі DOPO-APTES, що були синтезовані та нанесені на поверхні тканин з поліаміду за допомогою золь-гелевого методу для поліпшення термостабільності та антипіренів. Підготовлені покриття демонстрували набагато більший відсоток виходу вугільних речовин, порівняно з чистим матеріалом і одночасно пригнічували тенденцію капання у процесі вертикального горіння. Зразок тканини, модифікований 20% DOPO-APTES, продемонстрував значне зниження пікової швидкості тепловиділення на 36%, тоді як інший тільки

на 20%. Більше того, оброблені тканини демонструють певну стійкість до прання, і серед них зразок тканини, оброблений 20%. Вогнезахисні сполуки на основі DOPO-ARTES можуть протистояти жорсткому відмиванню. Проте, виконання даних робіт потребує спеціального устаткування на стадії виготовлення матеріалів.

В роботі [13] широко досліджувались два основні підходи, а саме покриття, отримані золь-гелем, і пошарові вузли. Обидва ці підходи здатні надавати обробленим тканинам високі вогнезахисні властивості. Незважаючи на це, відповідно до складу рецептур золь-гелю та типу нанесених шарів, можна розробити багатофункціональні (наприклад, гідрофобні та електропровідні) покриття. Однак, не сказано як витримують дані композиції зміну температурно-вологісних полів.

У приміщеннях з масовим перебуванням людей за стандартами слід використовувати матеріали зі зниженою горючістю. Матеріали, що містять целюлозу, небезпечні для пожежі. В роботі [14] представлені результати дослідження показників текстильних матеріалів, оброблених антипіренами для приміщень, де проживають люди. Досліджено вплив типу та тривалості просочення на зниження горючості та температури висихання просочених текстильних матеріалів на час їх полум'я горіння. Тому постає задача зафіксувати антипірен у матеріалі.

В роботі [15] показано, що для отримання достатньої вогнестійкості в покритті потрібно використовувати до 60% гідроксидів металів. Це призводить до обмеження використання гідроксидів металів кількома текстильними додатками, такими як килимові підкладки та брезенти. Результати наукових досліджень щодо розробки вогнезахисних наноконструктивів, що складаються з поліолефінів або поліаміду з включеними нанорозмірними гідроксидами металів, показують, що розмір частинок нанодобавок має вирішальний вплив на вогнезахисний ефект. Чим дрібніші частинки гідроксиду, тим швидше зв'язана вода відокремлюється, і у

випадку пожежі виділяється водяна пара. Крім того, поєднання з антипіренами синергістів, таких як наночарові силікати (бентоніти, монтморилоніти), що становить кілька відсотків за вагою, може зменшити необхідну кількість субмікронних гідроксидів металів.

Таким чином, з літературних джерел встановлено, що вогнезахисні покриття здатні вимиватися з поверхні текстильного матеріалу під впливом води при експлуатації, але потребують значної кількості захисту та застосування гідрофобізаторів. Крім того, не визначені параметри, які забезпечують стійкість до втрати вогнезахисних властивостей. Нехтування застосуванням органічних речовин для утворення гідрофобних покриттів призводить до неефективного застосування засобів захисту. Тому встановлення параметрів вогнестійкості тканин і впливу покриттів на цей процес обумовило необхідність проведення досліджень у даному напрямку.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою роботи є дослідження окремих аспектів щодо водонепроникнення вогнезахисних тканин для наметів. Це дає можливість обґрунтувати застосування інтумесцентного покриття на об'єктах з застосуванням тканин.

Для встановлення вогнезахисної ефективності текстильного матеріалу використовували зразки парусинової тканини, які представлено на (рис. 1).

Зразки обробляли покриттям, що утворює на поверхні захисну плівку та здатне під дією високої температури створити на поверхні пінококсовий захисний шар. Така композиція представлена покриттям «ФАСР-ВОЛ-ВУД». Отриману масу перемішували і наносили на зразок текстильного матеріалу у кількості 47,0...50,0 г/м². При цьому вогнезахисне покриття проникало у структуру тканини та утворювало еластичну плівку на поверхні товщиною близько 20 мкм. Після висихання покриття проводили випробування на поглинання води.

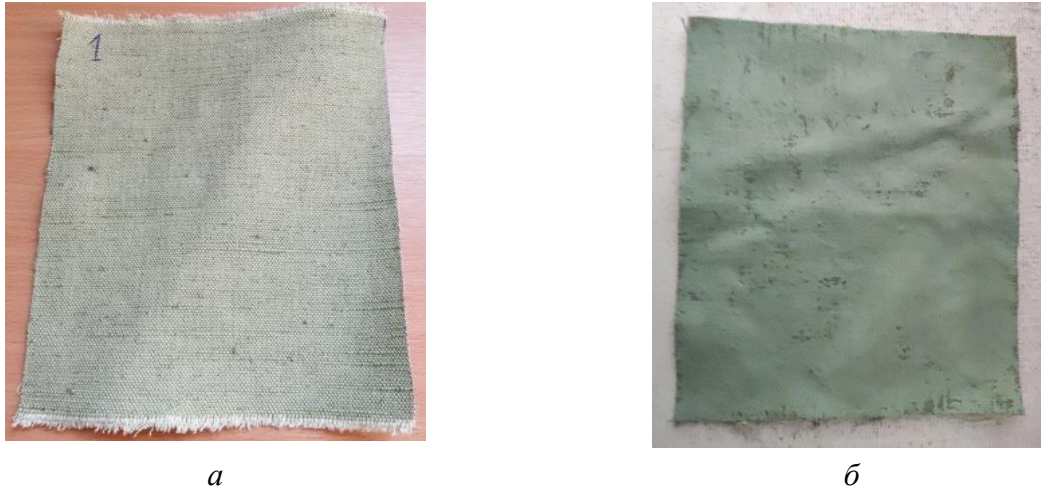


Рис.1. Модельні зразки тканини для випробувань:
a – зовнішня сторона, *б* – внутрішня вогнезахисна сторона.

Fig.1. Model samples of fabric for testing:
a – outer side; *b* – inner flame retardant side.

Для проведення дослідження використували установку з визначення ступеня гідрофобизації тканин, яка додатково була

оснащена пристроєм для вимірювання вологи на поверхні зразка в ході випробувань (рис. 2).

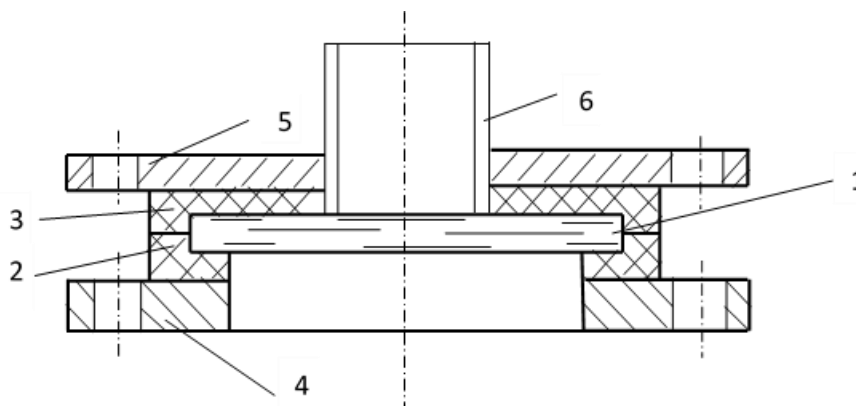


Рис.2. Пристрій для випробувань водоникнення вогнезахисної тканини:

1 – випробувальний зразок тканини; 2, 3 – гумові прокладки;
 4, 5 – фланці; 6 – фторопластова труба.

Fig.2. Device for testing the water penetration of fire-retardant fabric:
 1 – test sample of fabric; 2, 3 – rubber gaskets; 4, 5 – flanges; 6 – fluoroplastic pipe.

Зразок тканини, оброблений вогнезахисним засобом, вставляли між гумовими прокладками так, щоб він контактував необробленою стороною з водою, та закріплювали за допомогою фланців (рис. 2). Після чого заливали воду у кількості 100 мл у фторопластову трубку і одночасно вмикали секундомір і

визначити час утворення крапель води на оберненій поверхні зразка візуально. По вимірним величинам визначали водоникнення та фіксували зміни покриття на поверхні тканини. Для встановлення водоникнення зразка вогнезахисної тканини при при дії дослідження (рис. 3).



Рис.3. Випробування тканини на водопроникнення.
Fig.3. Tissue penetration test.

Результати досліджень із водопроникнення необробленого та обробленого зразка

тканини, проведених у лабораторних умовах, наведено в табл. 1.

Табл. 1. Результати визначення часу водопроникнення при дії води на тканину

Table 1. The results of determining the time of water penetration under the action of water on the fabric

Вогнезахисний зразок	Час водопроникнення при дії води τ , с	Кількість поглинутої води, кг
Тканини без покриття	406	0,010
Тканини, зворотна сторона яких оброблена покриттям	12860	0,00011

В результаті проведених досліджень встановлено, що час водопроникнення зразка вогнезахисного елемента намету перевищує необроблений у понад 30 разів. При дослідженні процесу водопроникнення вогнезахисного елемента намету, як витікає з отриманих результатів (табл. 1), закономірним є продовження часу руйнування інтумесцентного покриття і збільшення часу водопроникнення. Це обумовлено стійкістю інтумесцентного покриття та утворення заслону на поверхні вогнезахисної тканини, які уповільнюють процеси просочення води.

Слід зазначити, що присутність інтумесцентного покриття призводить до закупорки поверхні тканини від проникнення вологи. Вочевидь такий механізм впливу інтумесце-

нтного покриття є тим фактором регулювання процесу, завдяки якому зберігається цілісність об'єкту. В цьому сенсі має місце інтерпретація результатів визначення водопроникнення тканиною після експозиції води, а саме кількість поглинутої води. Оскільки кількість поглинутої води не перевищила 0,00011 кг, а для тканини без покриття становила 0,01 кг, це свідчить про утворення заслону для масопереносу при дії води, який можливо ідентифікувати за методом впливу води на дослідженні зразки.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В результаті проведених досліджень визначено вплив інтумесцентного покриття на

стійкість до дії води та отримані критеріальні співвідношення, що дозволяють одержувати зміну водопоглинання на поверхні тканини, тобто значення при впливі води в часі, що характеризується кількістю поглинутої води. Час водопоглинання зразка вогнезахищеного елемента намету перевищує дані, порівняно з необробленим зразком більше, ніж у 30 разів.

Особливості гальмування процесу масопереносу при дії води полягають в ізолюванні поверхні вогнезахищеної тканини нерозчинними комплексами інтумесцентного покриття. Так, зразок вогнезахищеної тканини інтумесцентним покриттям з оберненої сторони після експозиції води показав кількість поглинутої води не більше 0,00011 кг, а зразок тканини без покриття поглинув 0,01 кг води.

Таким чином, отримані дані щодо впливу інтумесцентного покриття на процес гальмування водопоглинання дозволяють стверджувати наступне:

- основним регулятором процесу є не стільки формування значної кількості водонерозчинних комплексів, оскільки окремі вогнезахисні покриття руйнуються під впливом дії вологи;
- суттєвий вплив на процес захисту природного горючого матеріалу при застосуванні вогнезахисного покриття здійснюється у напрямку водоізолювання поверхні тканини полімерною оболонкою, стійкою до руйнування під дією вологи.

Подальші дослідження можуть бути спрямовані на встановлення взаємозв'язку між складовими і властивостями вогнезахисних покриттів, а також їх оптимізацію.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Wang Y.** Effect of polydimethylsiloxane viscosity on silica fume-based geopolymer hybrid coating for flame-retarding plywood. // *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 239. 117814. 7 p.
2. **Tsapko Yu.** Research of the process of spread of fire on beams of wood of fire-protected intumescent coatings. // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 708. 012112. 7 p.
<http://doi.org/10.1088/1757-899X/708/1/012112>.
3. **Tsapko Yu.** Determination of the laws of thermal resistance of wood in application of fire-retardant fabric coatings. // *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2020. Vol. 2. No 10 (104). pp. 13-18.
<http://doi.org/10.15587/1729-4061.2020.200467>.
4. **Tsapko Yu.** Modeling of thermal conductivity of reed products. // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 907. 012057. 9 p.
<http://doi.org/10.1088/1757-899X/907/1/012057>.
5. **Jun Z.** Application and research status of concrete canvas and its application prospect in emergency engineering. // *Wei X., Xingzhong W., Lihai S., Jiang W. // Journal of Engineered Fibers and Fabrics*. 2020. 15 p.
6. **Xu J.,** Design of functional cotton fabric via modified carbon nanotubes. // *Zhang J.Y., Xu J., Zhang Z., Zhang H. // Pigment and Resin Technology*. 2020. Vol. 49 (1). pp. 71-78.
7. **Xu J.** Synthesis and properties of cotton fabric functionalized by dimethyl phosphite and perfluorohexyl group grafted graphene oxide. // *Zhang J., Xu J., Zhang Z., Zhang H. // Pigment and Resin Technology*. 2020. Vol. 48 (6). pp. 515-522.
8. **Shi F.** Study on UV-protection and hydrophobic properties of cotton fabric functionalized by graphene oxide and silane coupling agent. // *Xu J., Zhang Z. // Pigment and Resin Technology*. 2019. Vol. 48 (3). pp. 237-242.
9. **Choi K.** Fire protection behavior of layer-by-layer assembled starch-clay multilayers on cotton fabric. // *Seo S., Kwon H., Kim D., Park Y.T. // Journal of Materials Science*. 2018. Vol. 53 (16). pp. 11433-11443.
10. **Dolez P.I.** A quantitative method to compare the effect of thermal aging on the mechanical performance of fire protective fabrics. // *Tomer N.S., Malajati Y. // Journal of Applied Polymer Science*. 2019. Vol. 136 (6). 47045. 7 p.
11. **Zhou S.** Flame Retardancy and Mechanism of Cotton Fabric Finished by Phosphorus Containing SiO₂ Hybrid Sol. // *Huangfu W., You F., Li D., Fan D. // 9th International Conference on Fire Science and Fire Protection Engineering*. 2019. 9055847. 7 p.

12. **Kundu C.K.** Sol-gel coatings from DOPO-alkoxysilanes: Efficacy in fire protection of polyamide 66 textiles. /Song L., Hu Y. // *European Polymer Journal*. 2020. Vol. 125. 109483.
13. **Malucelli G.** Sol-Gel and layer-by-layer coatings for flame-retardant cotton fabrics: Recent advances. // *Coatings*. 2020. Vol. 10 (4). pp. 333.
14. **Vachnina T.N.** Improvement of fire protection of wood board and textile materials for premises with a massive stay of people. /Susoeva I.V., Titunin A.A. // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 962 (2). 022008.
15. **Dietzel Y.** Development of a environmentally friendly, halogen-free flame-retardant coating on the basis of high-performance submicron metal hydroxides. // *Gummi, Fasern, Kunststoffe*. 2015. Vol. 68 (7). pp. 490-496.
7. **Xu J.** Synthesis and properties of cotton fabric functionalized by dimethyl phosphite and perfluorohexyl group grafted graphene oxide. /Zhang J., Xu J., Zhang Z., Zhang H. // *Pigment and Resin Technology*. 2020. Vol. 48 (6). pp. 515-522.
8. **Shi F.** Study on UV-protection and hydrophobic properties of cotton fabric functionalized by graphene oxide and silane coupling agent. /Xu J., Zhang Z. // *Pigment and Resin Technology*. 2019. Vol. 48 (3). pp. 237-242.
9. **Choi K.** Fire protection behavior of layer-by-layer assembled starch-clay multilayers on cotton fabric. /Seo S., Kwon H., Kim D., Park Y.T. // *Journal of Materials Science*. 2018. Vol. 53 (16). pp. 11433-11443.
10. **Dolez P.I.** A quantitative method to compare the effect of thermal aging on the mechanical performance of fire protective fabrics. /Tomer N.S., Malajati Y. // *Journal of Applied Polymer Science*. 2019. Vol. 136 (6). 47045. 7 p.

REFERENCES

1. **Wang Y.** Effect of polydimethylsiloxane viscosity on silica fume-based geopolymer hybrid coating for flame-retarding plywood. /Zhao J., Chen J. // *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 239. 117814. 7 p.
2. **Tsapko Yu.** Research of the process of spread of fire on beams of wood of fire-protected intumescent coatings. /Tsapko A., Bondarenko O., Sukhanevych M., Kobryn M. // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 708. 012112. 7 p.
<http://doi.org/10.1088/1757-899X/708/1/012112>.
3. **Tsapko Yu.** Determination of the laws of thermal resistance of wood in application of fire-retardant fabric coatings. /Tsapko A., Bondarenko O. // *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2020. Vol. 2. No 10 (104). pp. 13-18.
<http://doi.org/10.15587/1729-4061.2020.200467>.
4. **Tsapko Yu.** Modeling of thermal conductivity of reed products. /Tsapko A., Bondarenko O. // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 907. 012057. 9 p.
<http://doi.org/10.1088/1757-899X/907/1/012057>.
5. **Jun Z.** Application and research status of concrete canvas and its application prospect in emergency engineering. /Wei X., Xingzhong W., Lihai S., Jiang W. // *Journal of Engineered Fibers and Fabrics*. 2020. 15 p.
6. **Xu J.,** Design of functional cotton fabric via modified carbon nanotubes. /Zhang J.Y., Xu J., Zhang Z., Zhang H. // *Pigment and Resin Technology*. 2020. Vol. 49 (1). pp. 71-78.
11. **Zhou S.** Flame Retardancy and Mechanism of Cotton Fabric Finished by Phosphorus Containing SiO₂ Hybrid Sol. /Huangfu W., You F., Li D., Fan D. // *9th International Conference on Fire Science and Fire Protection Engineering*. 2019. 9055847. 7 p.
12. **Kundu C.K.** Sol-gel coatings from DOPO-alkoxysilanes: Efficacy in fire protection of polyamide 66 textiles. /Song L., Hu Y. // *European Polymer Journal*. 2020. Vol. 125. 109483.
13. **Malucelli G.** Sol-Gel and layer-by-layer coatings for flame-retardant cotton fabrics: Recent advances. // *Coatings*. 2020. Vol. 10 (4). pp. 333.
14. **Vachnina T.N.** Improvement of fire protection of wood board and textile materials for premises with a massive stay of people. /Susoeva I.V., Titunin A.A. // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 962 (2). 022008.
15. **Dietzel Y.** Development of a environmentally friendly, halogen-free flame-retardant coating on the basis of high-performance submicron metal hydroxides. // *Gummi, Fasern, Kunststoffe*. 2015. Vol. 68 (7). pp. 490-496.

**RESEARCH OF SOME ASPECTS OF
WATER PERMEABILITY OF
FIRE-RETARDANT FABRIC
FOR TENTS**

*Yuriy TSAPKO,
Olga BONDARENKO,
Oleksiy TSAPKO*

Summary. The development of reliable methods for studying the conditions of fire protection of fabrics leads to the creation of new types of fire-proof materials. At the same time, there is a need to determine the conditions for the formation of a barrier to water mass transfer and to establish a mechanism for inhibiting water penetration through the material. As a result of the conducted researches the influence of intumescent coating on water resistance was determined and the criterion relations were obtained, which allow to obtain the change of water permeability on the fabric surface, ie the value of water exposure over time, characterized by the amount of absorbed water. . The water penetration time of the sample of the fireproof element of the

tent exceeds the data, compared to the untreated sample by more than 30 times.

Peculiarities of inhibition of the mass transfer process under the action of water are the isolation of the surface of the fire-retardant fabric by insoluble complexes of the intumescent coating. Thus, a sample of fire-retardant fabric with an intumescent coating on the reverse side after exposure to water showed the amount of absorbed water not more than 0.00011 kg, and a sample of uncoated fabric absorbed 0.01 kg.

Thus, the obtained data on the influence of intumescent coating on the process of inhibition of water absorption suggest that the main regulator of the process is not so much the formation of a significant number of water-insoluble complexes, as some fire-retardant coatings are destroyed by moisture. In this case, a significant impact on the process of protection of natural combustible material in the application of fire-retardant coating is carried out in the direction of waterproofing the fabric surface with a polymer shell resistant to destruction by moisture.

Keywords. Protective equipment; fabric; water penetration; weight loss; fabric surface treatment; hydrophobic coatings.

Стаття надійшла до редакції 06.05.2022

DOI: 10.32347/2522-4182.10.2022.117-123
УДК 691.57

РОЛЬ СИЛІКАТНИХ НАПОВНЮВАЧІВ У ФОРМУВАННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ПОРОШКОВИХ ПОКРИТТІВ

Володимир ГОЦ¹, Олесь ЛАСТІВКА², Олександр ТОМІН³, Вячеслав МЕГЕТЬ⁴

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

¹v.gots@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-7103-1234>

²oles.lastivka@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-7499-4744>

³alexkp94@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-2830-9419>

⁴ss9164669@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-5903-3590>

Анотація. Сучасний стан розвитку економіки України обумовлює вирішення низки актуальних питань, пов'язаних з удосконаленням виробництва та підвищенням рівня екологічної безпеки продукції, зокрема лакофарбових матеріалів, у поєднанні із забезпеченням високих експлуатаційних властивостей покриттів на їх основі.

Формування якісних лакофарбових покриттів із тривалим терміном служби без погіршення екології довкілля при їх застосуванні, значною мірою визначається складом і фізико-механічними властивостями лакофарбових матеріалів.

Основним недоліком використання рідких лакофарбових матеріалів традиційного для ринку України асортименту є вміст у їхньому складі розчинників до 40 %, що неминуче призводить до їх емісії при виробництві та нанесенні, а також забрудненні навколишнього середовища. Вирішити цю проблему можна завдяки розширенню виробництва із застосуванням екологічно чистих порошкових фарб.

В умовах зниження використання лакофарбових матеріалів на основі розчинників запропоновано застосування екологічних покриттів підвищеної корозійної стійкості на основі порошкових фарб, які містять в якості наповнювача силікати у вигляді метакаоліну та тальку.

Використання вказаних наповнювачів в складі порошкової фарби сприяє зменшенню ширину відшарування покриття та ширину корозії металу, а також класифікує отримані покриття до категорії атмосферної корозійної агре-



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



Олесь ЛАСТІВКА
доцент кафедри
технології будівельних
конструкцій і виробів
к.т.н., доцент



Олександр ТОМІН
аспірант кафедри
технології будівельних констру-
кцій і виробів



Вячеслав МЕГЕТЬ
аспірант кафедри
технології будівельних констру-
кцій і виробів

сивності С3 та С4 згідно з ISO 12944-2:2017, що відповідно, створює передумови для використання вказаних композицій в умовах підвищеної корозійної агресивності.

© В.ГОЦ, О.ЛАСТІВКА,
О.ТОМІН, В. МЕГЕТЬ, 2022

Ключові слова. Порошкова фарба; покриття; наповнювачі; ширина розширення корозії; адгезія; ширина відшарування фарби

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Порошкова фарба – матеріал який є одним з найбільш перспективних для створення техніко-економічного та екологічного захисного покриття для широкого асортименту будівельних виробів [1]. У хімічному відношенні виділяють дві групи порошкових лакофарбових матеріалів: на основі термопластичних і на основі термореактивних плівкоутворювачів [2, 3]. Перші утворюють покриття без хімічних перетворень, в основному за рахунок розплавлення частинок порошку і охолодження розплавів. У другому випадку відбувається процес затвердіння при нагріванні смоли, або в результаті взаємодії смоли і спеціально введеним затверджувачем [4]. Плівкоутворювачами в них служать тверді полімери та олігомери, а своєрідним розріджуючим агентом – повітря.

Технологія застосування декоративно-захисних покриттів на основі порошкових фарб має ряд переваг в порівнянні з фарбами на основі рідких систем: порошкові фарби постачаються на будівельні заводи вже в повністю готовому вигляді, вони не потребують підготовки, перемішування, розмішування та регулювання в'язкості [5, 6]. Легко забезпечується утилізація та рециклінг порошкових фарб, тим самим збільшується економічність виробництва. Знижуються енерговитрати на виробництво покриттів у зв'язку з відсутністю розчинників (не потребується додаткове очисне та вентиляційне обладнання повітря, зменшення енергозатрат). Надається можливість повної автоматизації виробництва, що дає змогу зменшити кількість робочого персоналу та виробничих площ, а також збільшити виробничі потужності.

Всі промислові порошкові фарби - полідисперсні системи, які, як правило, характеризуються наступним діапазоном розміру частинок, що лежить в межах від 5...60 мкм - для фарб термореактивної групи, і від 5...350 мкм - для фарб термопластичної групи [7]. В 90-х роках минулого століття в

промисловості переважав випуск термопластичних фарб. Проте на початку 21 століття різко зріс обсяг виробництва термореактивних порошкових фарб, який в даний час в різних країнах світу становить більше 80 % від загального випуску порошкових лакофарбових матеріалів, що свідчить про їх ефективність [8].

Рецептурний склад термореактивної порошкової фарби складається з п'яти основних компонентів: полімерна смола, затверджувач, пігменти, функціональні добавки і наповнювачі [9]. В цілому, полімерна смола і затверджувач відіграють основну роль в забезпеченні необхідних механічних характеристик і довговічності порошкового покриття. Однак, саме правильний вибір наповнювача сприяє регулюванню функціональних властивостей покриття, таких як твердість, блиск, міцність на згин та удар, модуль пружності, проникність та корозія [10]. Так, як наповнювачі для виготовлення порошкової фарби імпортуються з-за кордону, дослідженнями було встановлено, що використання силікатних наповнювачів Українського виробництва в складі порошкової фарби сприяє отриманню покриття з регульованими фізико-механічними характеристиками та сприяє підвищенню корозійної стійкості покриття. Найхарактернішою рисою таких наповнювачів є наявність гідроксильних груп, які відіграють визначальну роль під час взаємодії наповнювачів з термореактивними олігомерами [11].

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою даної роботи є визначення ролі силікатних наповнювачів у вигляді метакаоліну та тальку на корозійну стійкість покриттів на основі порошкових фарб з оптимізацією їх складів.

Рецептурний склад порошкової фарби складався з наступних складових: плівкоутворюючий компонент, наповнювач, пігменти, функціональні добавки.

В якості плівкоутворюючого компоненту використано карбоксилівмісну поліефірну смолу виробництва компанії "Alnex"

Crylcoat 2441-3, характеристика якої наведено в табл.1. Для карбоксилівмісної поліефірної смоли є також обов'язковим використання структуроутворюючого затверджувача. В даній роботі використано затверджувач у вигляді тригліцидилізоціанурата (TGIC) виробництва компанії «Huangshan».

В якості плівкоутворюючого компоненту використано карбоксилівмісну поліефірну смолу виробництва компанії “Alnex” Crylcoat 2441-3, характеристика якої наведено в табл. 1

Табл. 1. Характеристика плівкоутворюючого компоненту
Table 1. Characteristics of the film-forming component

Тип смоли	Показники					
	Зовнішній вигляд	Блиск 600, %	В'язкість, 200°C, мПа·с	Температура склування, °C	(КОН/г	Режим твердіння
2441-3	гранули	67	4000-5200	67	30-35	200C 10хв

Для карбоксилівмісної поліефірної смоли є також обов'язковим використання структуроутворюючого затверджувача. В даній роботі використано затверджувач у вигляді тригліцидилізоціанурата (TGIC) виробництва компанії «Huangshan».

В якості білого пігменту використано діоксид титану компанії “Kronos” марки K-2190. В якості добавки реологічної дії використано агент розливу Resiflow PV88 компанії “Estron chemical” в кількості 1 % від маси порошкової фарби. В якості дегазатора використано бензоїн виробництва “Estron

chemical” в кількості 0,6 % від маси порошкової фарби.

В якості наповнювача використано силікати у вигляді метакаоліну Глуховецького родовища, а також тальку виробництва «IMIFABІ». При цьому в якості контрольного складу було обрано композицію порошкової фарби, що вміщує в своєму складі еталонний наповнювач у вигляді сульфату барію. Характеристика наповнювачів наведено в табл. 2

Табл. 2. Характеристика наповнювачів
Table 2. Characteristics of fillers

Наповнювач	Характеристика					
	Вигляд	pH	Oil absorption, G/100g	Вологість, %	Розмір частин, мкм	Форма наповнювача
Тальк	порошок	6,7	36	0,2	7,3	сферична
Метакаолін	порошок	6,1	35,4	0,03	10,03	пластинчаста
Сульфат барію (еталонний наповнювач)	порошок	7,86	16,1	0,074	1,87	кубічна

Методи досліджень. Дослідження впливу силікатних наповнювачів у вигляді метакаоліну та тальку на корозійну стійкість покриття на основі порошкових фарб проведено в наступній послідовності:

1. На пластини (розміром 150x60 мм) зі сталі Ст3, було нанесено порошкову фарбу різних складів з використанням в

її складі наповнювача у вигляді метакаоліну. Нанесення порошкової фарби відбувалось за допомогою електростатичного способу згідно ISO 1514:2016 з використанням розпилювального пістолету Start 50.

2. Твердіння порошкового покриття на зразках-пластинах здійснювалось в

печі полімеризації при температурі 200 °С та часі 10 хв.

3. Дослідження корозійної стійкості декоративно-захисних порошкових покриттів з використанням силікатних наповнювачів проведено в камері сольового туману з конденсацією 5 % водного розчину хлориду натрію (NaCl) на поверхні зразків протягом 720 годин при температурі 35 °С згідно ASTM B-117. Середнє відшарування покриття та розвиток корозії металу після випробування було визначено згідно методики ДСТУ ISO 4628-8:2012.

Результати досліджень. Композицію порошкової фарби готували шляхом спільного змішування віддозованих сировинних мате-

ріалів в міксерах роторного типу з подальшою гомогенізацією суміші (при температурі 80...120 °С) в термостатних шнекових змішувачах (екструдерах), видавлюванням пастоподібної суміші з екструдера, її охолодженням, та подрібненням на спеціальних млинах.

Як фактори варіювання у складі композицій порошкової фарби було обрано вміст поліефірної смоли (50 – 70 %), наповнювача у вигляді метакаоліна або тальку (0 – 40 %), а також пігменту у вигляді діоксиду титану (10 – 20 %) зверх 100 % від маси композиції. Рівні варіювання змінних факторів наведено в таблиці 3. Результати досліджень корозійної стійкості захисних порошкових покриттів наведено на рис. 1, рис. 2.

Табл. 3. Інтервали варіювання та значення параметрів

Table 3. Intervals of variation and values of parameters

Фактори, вигляд		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
натуральний	кодований	верхній	середній	нижній	
Вміст поліефірної смоли, %	X ₁	65	55	45	100
Вміст наповнювача, %	X ₂	40	20	0	20

Результати досліджень свідчать про те, що введення до складу порошкової фарби силікатних наповнювачів у вигляді метакаоліну та тальку в загальному випадку дозволяє підвищити корозійну стійкість шляхом зменшення ширини відшарування покриття та ширини корозії металу порівняно з контрольним складом.

Ефективність використання метакаоліну та тальку залежить від їх вмісту та витрати поліефірної смоли.

Введення 40 % метакаоліну до складу порошкової фарби (рис. 1) сприяє зменшенню відшарування покриття з 18,25 мм (контрольний склад) до 3,63 мм, та ширину корозії металу з 13,75 мм (контрольний склад) до 4,2 мм при вмісті поліефірної смоли 50 %. Зі зростанням поліефірної смоли в системах до 65 % при вмісті 40 % метакаоліну також спостерігається зменшення відшарування покриття до 2,75 мм, та ширини корозії металу

до 2,6 мм в порівнянні з контрольним складом – ширина відшарування покриття 18,25 мм; корозія металу 13,75 мм.

Необхідно відмітити, що введення метакаоліну у кількості 20 % (рис. 1) та вмісті смоли в межах 45 - 65 %, сприяє найменшому відшаруванню покриття – 2,13 мм, та низькій ширині корозії металу – 1,38 мм, тоді як контрольна система (без метакаоліну) – 18,25 мм (ширина відшарування покриття), 13,75 мм (ширина корозії металу). Підвищення корозійної стійкості покриттів забезпечується участю функціональних груп метакаоліну у створенні міцних міжфазних зв'язків між поверхнею наповнювача та молекул полімерної матриці, що визначає формування щільної структури покриття та, відповідно, підвищує експлуатаційні властивості матеріалу.

За результатами випробування встановлено, що розроблені склади порошкової фарби з силікатним наповнювачем у вигляді

метакаоліну з діапазоном його вмісту 20...30 % можна класифікувати до категорії атмосферної корозійної агресивності – С4 висока «Промислові райони та прибережні райони з помірною солоністю» згідно з ISO

12944-2:2017 при класі високої (H) довговічності від 15 до 25 років у відповідності до ДСТУ ISO 12944-1, що підтверджує їх високу ефективність



Рис. 1. Ізопараметричні діаграми з використанням метакооліну в складі порошкових фарб:

а – зміна ширини відшарування покриття;

б – зміна ширини корозії металу.

Fig. 1. Isoparametric diagram with using metakaolin in powder coating:

a – change in the peeling width;

b – change in the metal corrosion width.

При використанні наповнювача у вигляді тальку в складі поліефірної порошкової фарби (рис. 2) виявлено, що його введення в кі-

лькості 10 % також сприяє зменшенню ширини відшарування покриття з 18,25 мм (контрольного складу) до 14,2 мм.

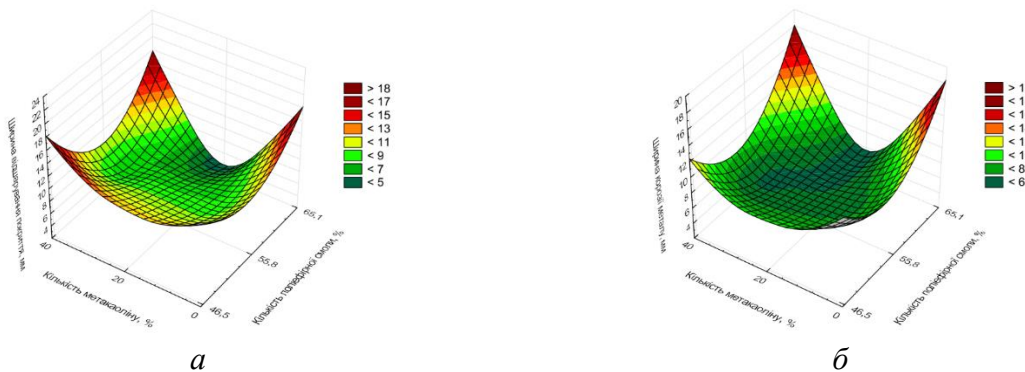


Рис. 2. Ізопараметричні діаграми з використанням тальку в складі порошкових фарб:

а – зміна ширини відшарування покриття;

б – зміна ширини корозії металу.

Fig. 2. Isoparametric diagram with using talk in powder coating:

a – change in the peeling width;

b – change in the metal corrosion width.

При цьому спостерігається й зниження ширини корозії металу з 13,75 мм до 9,8 мм. Збільшення вмісту тальку до 20...30 % в порошкових системах сприяє зниженню ширини відшарування покриття до 10,37 мм, та ширини корозії металу до 8,4 мм. Зі збільшенням вмісту тальку до 40 % спостерігається часткове зростання ширини відшару-

вання покриття до 14,5 мм, та ширини корозії металу до 10,7 мм, однак дані показники є меншими на 28 % та 35 %, відповідно, порівняно з контрольним складом

Таким чином, розроблені складі поліефірної порошкової фарби з силікатним наповнювачем у вигляді тальку з вмістом 20 % можна класифікувати до категорії атмосферної

корозійної агресивності – С3 середня «Міська та промислова атмосфера, помірне забруднення діоксидом сірки; прибережні райони з низькою солоністю згідно з ISO 12944-2:2017 при класі високої (H) довговічності від 15 до 25 років у відповідності до ДСТУ ISO 12944-1, що також підтверджує їх ефективність.

Аналіз результатів досліджень свідчить про те, що ефективність використання наповнювачів метакаоліну та тальку в складі порошкової фарби підвищується пропорційно збільшенню їх вмісту в системі. Оптимальна область порошкової фарби з метакаоліном та тальком, обмежена вмістом добавки в діапазоні 20...30 % та вмістом поліефірної смоли 55...65 %. Використання вказаного діапазону наповнювачів в складі порошкової фарби сприяє зменшенню ширини відшарування покриття та ширину корозії металу, а також класифікує покриття до категорії атмосферної корозійної агресивності С3 та С4 згідно з ISO 12944-2:2017 при класі високої (H) довговічності від 15 до 25 років у відповідності до ДСТУ ISO 12944-1.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

За результатами досліджень отримано екологічні лакофарбові покриття підвищеної корозійної стійкості на основі порошкових фарб, які містять в якості наповнювача силікати у вигляді метакаоліну та тальку. Використання вказаних наповнювачів в складі порошкової фарби сприяє зменшенню ширини відшарування покриття до 2,13 мм та ширини корозії металу до 1,38 мм після випробування в камері сольового туману з конденсацією 5 % водного розчину хлориду натрію, а також класифікує отримані покриття до категорії атмосферної корозійної агресивності С3 та С4 згідно з ISO 12944-2:2017, що відповідно, створює передумови для використання вказаних композицій в умовах підвищеної корозійної агресивності.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Richart D.S.** Powder Coating – Past, Present and

- Future: A Review of the State of the Art / D.S. Richart // *Powder Coating*, 1990. – pp. 16-24.
2. **Spyrou V.E.** Powder Coatings - Chemistry and Technology / V.E. Spyrou // *European Coatings Tech Files 3rd*, 2004. – 384 p.
3. **Council Directive 1999/13/EC** Solvent Emission Directive European Commission 30, Directive 2004/42/EC Limitation of emissions of volatile organic compounds due to the use of organic solvents in certain paints and varnishes and vehicle refinishing products, *European Parliament and of the Council L 143/87-96*.
4. **Liberto N.** Powder Coating: The Complete Finisher's Handbook - 4th Edition / N.Liberto // *Powder Coating Institute*, 2012. – 466 p.
5. **Muller B.** Coatings Compendia – Coatings Formulation / B. Muller, U. Poth // *Powder Coating Institute*, 2006. – 212 p.
6. **Gots V I.** Fillers for modification of polyester powder coating / V. I. Gots, O.V. Lastivka, O.O. Tomin, S.A. Tymoshenko // *Materials Science and Engineering. – Innovative Technology in Architecture and Design 6*, 2020. – pp.1-7.
7. **Grenda W.** European Coatings / W. Grenda, E. Spyrou // *Congress Papers European Coatings Congress (ECS), Nuremberg*, 2011. – 113 p.
8. **Kiefer, S.L.** Powder Coating Material Developments Promise New Opportunities for Finishers / S.L. Kiefer // *Metal Finishing*, 2004. – pp. 35-37.
9. **Gots V.** Influence of Film-Forming Components on the Corrosion Resistance of Powder Coating / V. Gots, O. Lastivka, O. Tomin, O. Kovalchuk // *Materials Science Forum*, 2019. – Vol. 968. – pp. 143-152
10. **Gots V.I.** Corrosion resistance of polyester powder coatings using fillers of various chemical nature / V.I. Gots, O.V. Lastivka, O.Y. Berdnyk, O.O. Tomin, P.S. Shilyuk // *Key Engineering Materials*, 2020. – Vol. 864. – 115-121.
11. **Wicks Z.W.** Organic coatings. Science and technology / Z.W. Wicks, F.N. Jones, S.P Pappas // *Chichester: John Wiley & Sons*, 1994. – 438 p.

REFERENCES

1. **Richart D.S.** Powder Coating – Past, Present and Future: A Review of the State of the Art / D.S. Richart // *Powder Coating*, 1990. – pp. 16-24.
2. **Spyrou V.E.** Powder Coatings - Chemistry and Technology / V.E. Spyrou // *European Coatings Tech Files 3rd*, 2004. – 384 p.

3. **Council Directive 1999/13/EC** Solvent Emission Directive European Commission 30, Directive 2004/42/EC Limitation of emissions of volatile organic compounds due to the use of organic solvents in certain paints and varnishes and vehicle refinishing products, *European Parliament and of the Council L 143/87-96*.
4. **Liberto N.** Powder Coating: The Complete Finisher's Handbook - 4th Edition / N.Liberto // *Powder Coating Institute, 2012*. – 466 p.
5. **Muller B.** Coatings Compendia – Coatings Formulation / B. Muller, U. Poth // *Powder Coating Institute, 2006*. – 212 p.
6. **Gots V I.** Fillers for modification of polyester powder coating / V. I. Gots, O.V. Lastivka, O.O. Tomin, S.A. Tymoshenko // *Materials Science and Engineering. – Innovative Technology in Architecture and Design 6, 2020*. – pp.1-7.
7. **Grenda W.** European Coatings / W. Grenda, E. Spyrou // *Congress Papers European Coatings Congress (ECS), Nuremberg, 2011*. – 113 p.
8. **Kiefer, S.L.** Powder Coating Material Developments Promise New Opportunities for Finishers / S.L. Kiefer // *Metal Finishing, 2004*. – pp. 35-37.
9. **Gots V.** Influence of Film-Forming Components on the Corrosion Resistance of Powder Coating/ V. Gots, O. Lastivka, O. Tomin, O. Kovalchuk // *Materials Science Forum, 2019*. – Vol. 968. – pp. 143-152
10. **Gots V.I.** Corrosion resistance of polyester powder coatings using fillers of various chemical nature / V.I. Gots, O.V. Lastivka, O.Y. Berdnyk, O.O. Tomin, P.S. Shilyuk // *Key Engineering Materials, 2020*. – Vol. 864. – 115-121.
11. **Wicks Z.W.** Organic coatings. Science and technology / Z.W. Wicks, F.N. Jones, S.P Pappas // *Chichester: John Wiley & Sons, 1994*. – 438 p.

THE ROLE OF SILICATE FILLERS ON THE FORMATION PROPERTIES OF POWDER COATINGS

Стаття надійшла до редакції 10.05.2022

*Volodymyr GOTS, Oles LASTIVKA,
Oleksandr TOMIN, Vyacheslav MEHET*

Summary. The current state of the Ukrainian economy causes to resolve a range of questions related to the improvement of production and increase in the ecological safety of products, including paint-and-varnishes materials, in combination with ensuring high operational properties of coatings based on them.

The formation of high-quality paints and varnishes with a long service life without compromising the ecology of the environment when using them, is largely determined by the composition and physical and mechanical properties of paints and varnishes.

The main disadvantage of using liquid paints and varnishes traditional for the Ukrainian market range is the content of solvents in their composition up to 40%, which inevitably leads to their emission during production and application, as well as environmental pollution. This problem can be solved by scaling up production using eco-friendly powder coating.

According to the research results, we have obtained eco-friendly paint-and-varnishes coatings of high corrosion resistance based on powder coating containing silicates as a filler in the form of metakaolin and talc.

Using the mentioned range of fillers in the powder coating contributes to the decrease in the peeling width to 2.13 mm and metal corrosion width to 1.38 mm after testing in the salt spray chamber with the condensation of 5 % of the sodium chloride water solution and places obtained coatings into atmospheric corrosivity categories C3 and C4 according to ISO 12944-2:2017, which creates conditions for using these compositions in the context of the excessive corrosivity.

Keywords. Powder coatings; fillers; width of corrosion expansion; adhesion; width of coating peeling.

ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ШЛАКОЛУЖНИХ ДЕКОРАТИВНИХ ЦЕМЕНТІВ І РОЗЧИНІВ

Павло КРИВЕНКО¹, Володимир ГОЦ²,
Олександр ГЕЛЕВЕРА³, Наталія РОГОЗІНА⁴

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

¹pavlo.kryvenko@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-7697-2437>

²knubatbkv@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0001-7702-1609>

³a-gelevera@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-6285-9780>

⁴natali054@bigmir.net, <http://orcid.org/0000-0001-9621-4246>

Анотація. Застосування шлаколуужних цементів у якості декоративних є досить перспективним. При використанні відбілюючих добавок TiO_2 , каоліну і $CaCO_3$ були отримані білі цементні зі ступенем білизни 70...94%. Але крім декоративних властивостей до таких цементів і матеріалів на їх основі пред'являються вимоги щодо забезпечення необхідних технологічних та експлуатаційних властивостей.

У статті розглянуто основні експлуатаційні властивості декоративних шлаколуужних бетонних розчинів – міцність у довготривалі строки, водоутримуюча здатність сумішей, стійкість до висолоутворення, стійкість до пропарювання та дії атмосферних впливів (морозостійкість, атмосферостійкість, стійкість кольору до ультрафіолетового випромінювання).

Встановлено, що білі шлаколуужні цементні маюють у віці 28 діб міцність на стиск 49...56,8 МПа. Усі склади білих цементів маюють хорошу динаміку твердіння і, виходячи з міцності у віці 2 діб 35...37 МПа, їх можна віднести до швидкоотверднучих. Встановлено, що у тривалій перспективі (3 місяці і більше) міцність шлаколуужних декоративних цементів практично не відрізняється від контрольних складів і становить 66,5...67,5 МПа.

Усі склади шлаколуужних декоративних розчинів демонструють високу морозостійкість. Встановлено, що втрата їх міцності після 150 циклів заморожування та розморожування (що відповідає марці F200) складає всього 1,73...3,87%, втрати маси відсутні, лущення поверхні не спостерігається.

© П.КРИВЕНКО, В.ГОЦ,
О.ГЕЛЕВЕРА, Н.РОГОЗІНА, 2022



Павло КРИВЕНКО
директор НДІВМ
д.т.н., професор,



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



Олександр ГЕЛЕВЕРА
доцент кафедри технології будівельних конструкцій і виробів,
к.т.н., доцент



Наталія РОГОЗІНА
аспірант кафедри технології будівельних конструкцій і виробів,

Усі зразки шлаколуужних декоративних розчинів, які містять відбілюючі добавки, успішно пройшли тест на атмосферостійкість. Їх втрати міцності після 100 циклів замочування та висушування склали 6,5...9,2% при допустимих 25%.

Встановлено високу стійкість кольорів шлаколуужних декоративних пігментованих цементів до впливу ультрафіолетового випромінювання та пропарювання. Колір у результаті впливу ультрафіолетового опромінювання та тепловологої обробки практично не змінився. Крім промислових мінеральних пігментів був успішно використаний як пігмент червоний шлам, який є відходом глиноземного виробництва.

У ході роботи досліджено схильність декоративних шлаколуужних розчинів до висолоутворення. Введення 0,25...0,5% добавки натрій карбоксиметилцелюлози повністю виключає їх появу, покращує водоутримуючу здатність розчинів та їх пластичність.

Ключові слова. Шлаколуужні декоративні розчини; міцність, кольоростійкість; морозостійкість; висолоутворення; атмосферостійкість; водоутримуюча здатність.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Як показали дослідження [1-5], використання шлаколуужних цементів в якості декоративних є досить перспективним. При використанні відбілюючих добавок TiO_2 , каоліну і $CaCO_3$ були отримані білі цементи зі ступенем білизни 70...94% [6]. Але навіть без відбілюючих добавок можна отримувати білі шлаколуужні цементи за умови наявності оксидів заліза у шлаках не більше 0,4% [7]. При більш високому вмісті оксидів заліза у шлаку білизна цементу коригується до рівня не менше 70% введенням відбілюючих добавок.

Але окрім декоративних властивостей до таких цементів та матеріалів на їх основі пред'являються вимоги щодо забезпечення необхідних технологічних та стабільних експлуатаційних властивостей.

Існують побоювання, що використання компонентів шлаколуужних цементів, які утворюють високолуужне середовище (зокрема метасилікату натрію), може негативно позначитись на висолоутворенні за рахунок міграційних процесів на поверхню матеріалів лужної солі з її послідуною карбонізацією. А також побоювання, що сильнолуужне середовище може негативно вплинути на стійкість кольору барвників матеріалу. У виконаних раніше дослідженнях у цьому напрямку [8-10] було недостатньо

приділено уваги цій проблемі.

У роботах [3, 10] розглянута можливість отримання декоративних шлаколуужних цементів на основі доменних шлаків і лужних компонентів з використанням відбілювачів – оксиду титана, каоліну і карбонату кальцію. Розглянуто вплив оксидів заліза на білизу цементів моделюванням їх присутності у шлаках у різній кількості. Але не вказані шляхи управління білизою цементів залежно від хімічного складу шлаків. Не досліджені і не вказані шляхи управління експлуатаційними властивостями – стійкістю до висолоутворення, комплексу атмосферних впливів.

У [8] при отриманні шлаколуужного декоративного цементу використано тільки один шлак з $Mo = 0,91$, хімічний склад якого не вказано і який не є характерним для України. Вплив оксидів заліза на білизу не розглядався, не розглядалась кінетика набору міцності у довготривалі терміни, морозостійкість.

У [5] представлено багатоконпонентний декоративний цемент на основі римського цементу, модифікований лужними, відбілюючими, повітрявтягувальними і пластифікуючими добавками. І хоча у складі цього цементу кількість оксидів заліза коливалась у межах 0,64...2,75%, їх вплив на декоративні властивості не визначався. Крім того їх міцність у віці 28 діб складала 21,5...27,5 МПа, що обмежує їх використання отриманням декоративних штукатурних сумішей, але не бетонів.

У роботах закордонних дослідників [11-13] розглянута можливість використання "хвостів" залізної руди, як пігментів для отримання декоративних клінкерних цементів. А в [14] "червоний шлам" використовувався як наповнювач і пігмент для клінкерних цементів. В [15-17] розглядалось використання $CaCO_3$ у в'язучих системах, у тому числі і в шлаколуужних, але не як відбілювача, а в якості наповнювача. Тобто, використання шлаколуужних в'язучих систем,

як основи для отримання декоративних цементів взагалі не розглядалось.

Також у дослідженнях закордонних та вітчизняних науковців зовсім не приділено увагу питанню управління висолоутворенням таких систем, що є критичним для декоративних матеріалів.

Таким чином, проведений аналіз літературних джерел показує, що у розглянутих вітчизняних публікаціях не знайшли належного відображення питання, пов'язані із вивченням ключових експлуатаційних характеристик шлаколуужних декоративних цементів і матеріалів на їх основі, а у зарубіжних – взагалі не розглядалась можливість отримання декоративних цементів на основі шлаколуужних в'язучих, що може вказувати на можливу ексклюзивність даної вітчизняної розробки.

У статті представлені результати досліджень основних експлуатаційних характеристик шлаколуужних декоративних матеріалів, особливо їх довговічність і стабільність декоративних властивостей у часі при різних умовах експлуатації.

СИРОВИННІ МАТЕРІАЛИ ТА МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ

У дослідженнях, як алюмосилікатна складова цементу, був використаний доменний гранульований шлак. Хімічний склад шлаку та інших основних сировинних матеріалів представлено у Табл. 1.

Ступінь помелу шлаку становила 4414 см²/г за Блейном. Шлак подрібнювався у млині з алубітовими (високоглиноземистими) мелючими тілами і футеровкою.

Як лужний компонент був використаний метасилікат натрію пентагідрат

Табл. 1. Хімічний склад основних сировинних матеріалів

Table 1. Chemical Composition of Basic Raw Materials

Сировина	Вміст оксидів, % мас.											M _o
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	FeO	SO ₃	MnO	TiO ₂	Na ₂ O	в.п.п.	Σ	
Шлак Дніпродзержинський	37,90	6,85	45,35	5,21	0,35	2,6	0,11	0,31	–	1,34	100,02	1,13
Глина каолінова	48,77	30,94	2,62	0,8	–	–	–	0,25	–	13,06	96,44	–
Шлам червоний	9,8	17,7	9,6	–	54,2	–	–	4,5	4,0	–	99,8	–

(Na₂O·SiO₂·5H₂O) у вигляді негігроскопічного порошку у кількості 10%.

Як відбілюючі добавки використовували діоксид титану (TiO₂) рутил; каолін класу КН 84, застосовуваний у паперовій промисловості з білизною 84%; і карбонат кальцію (CaCO₃) у порошкоподібній формі з білизною 90%.

Як барвники використовувалися пігменти мінерального походження різного кольору. Кількість пігментуючої добавки становила 5%.

Як водоутримуюча добавка і добавка, яка зменшує ризик появи висолів і покращує пластичні властивості штукатурних розчинів, використовувалась натрій карбоксиметилцелюлоза.

Технологічні та фізико-механічні властивості шлаколуужних цементів визначалися відповідно до діючих в Україні державних стандартів і методик.

Приготування суміші виконувалося традиційним способом шляхом замішування з водою в'язучої композиції "шлак + лужний компонент + добавки".

Для виготовлення зразків-балочок 4×4×16 см складу 1:3 із суміші нормальної консистенції використовувалася стандартний пісок Гусарівського родовища Харківської області. Усі компоненти перемішувалися у стандартному лабораторному змішувачі типу Hobart.

Міцність визначалася відповідно до [18].

Атмосферостійкість визначалися згідно з методикою, викладеною в [19].

Морозостійкість визначалася згідно з [20]. Був використаний другий базовий метод із заморожуванням зразків при 20°C у 5% розчині NaCl.

Стійкість кольору до ультрафіолетового випромінювання та пропарювання відповідно до [21]. Висолоутворення – відповідно до [22] (Додаток Г). Водоутримувальна здатність – згідно з [23].

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ І ОБГОВОРЕННЯ

1. Міцність

Відповідно до [6], для забезпечення білизни шлаколуужних цементів на рівні $\geq 70\%$ кількість добавки TiO_2 має становити 5%, каоліну – 15%, CaCO_3 – 24%.

На рис.1 представлені результати впливу оптимальної кількості відбілюючих добавок на міцність цементно-піщаних зразків складу 1:3 у стандартні та більш тривалі терміни.

Як видно з рис.1, білі шлаколуужні цементи мають у віці 28 діб міцність на стиск 49...56,8 МПа. Усі склади білих цементів мають хорошу динаміку твердіння і, виходячи з міцності у віці 2 діб – 35...37 МПа, їх можна віднести до швидкотверднучих.

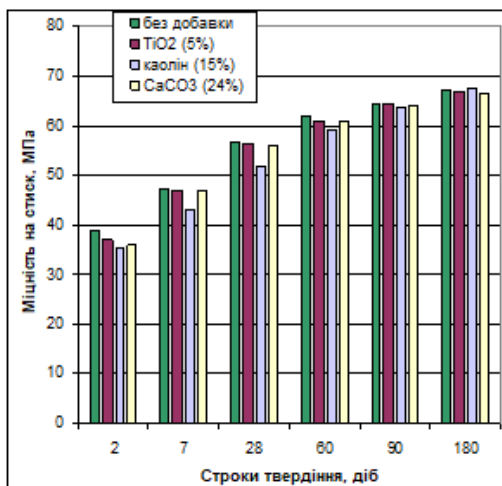


Рис.1. Вплив відбілювальних добавок у оптимальній кількості на міцність шлаколуужних білих цементів

Fig.1. Influence of bleaching additives in the optimal amount on the strength of slag-alkali white cements

Каолін, на відміну від TiO_2 та CaCO_3 , є ще й активною добавкою, має слабкокислі властивості і тому в умовах високолуужного сере-

довища значно підвищує свою катіонообмінну здатність [24, 33]. Це дозволяє йому брати досить активну участь у структуроутворюючих процесах із синтезом лужних і лужноземельних цеолітоподібних гідроалюмо-мостлікватів [25], які забезпечують підвищені експлуатаційні властивості цементного каменю. У даному випадку він більш корисний, ніж метакаолін зважаючи на формування більш оптимальної структури цементного каменю [26].

Оскільки частина луку зв'язується каоліном, стандартна міцність зразків, активованих лужним компонентом, дещо нижча (на 10...11%) порівняно із зразками шлаколуужного цементу без добавки (рис.1). Однак, через 3...6 місяців ця різниця практично зникає і досягається більш висока міцність за рахунок поглиблення процесів гідратації, синтезу гідратів низькоосновних силікатів кальцію, синтезу аналогів цеоліту та польового шпату, та відсутності деструктивних процесів.

Цікавим є вплив на міцність добавки CaCO_3 . Як видно з рис.1, незважаючи на велику кількість цієї добавки (близько 24%), міцність шлаколуужної композиції у віці 28 діб зменшилася всього на 1,5% порівняно зі складом без добавки, а на 180 добу різниця зменшилася ще більше. Це можна пояснити таким чином. Відомо, що одним з методів підвищення міцності бетону є заповнення матриці цементного в'язучого мінеральними добавками – дрібнодисперсними мінеральними частинками різної природи та фракційного складу [27-28]. Дисперсні карбонатні породи [29, 30], мають певну хімічну спорідненість до шлаколуужного цементу і розмір частинок, близький до розміру частинок шлаколуужного цементу. Незважаючи на певну хімічну інертність, це, однак, обумовлює їхню взаємодію з гідратними новоутвореннями шлаколуужного цементу в якості центрів кристалізації та сприяє формуванню кристалізаційних контактів з утворенням нового цементу на рівні мікроструктури [31, 32], що забезпечує поліпшення експлуатаційних властивостей бетону.

2. Морозостійкість

У табл.2 представлені результати випробувань декоративних шлаколузних розчинів на стійкість до заморожування та відтавання.

Випробовувалися зразки у вигляді балочок 4×4×16 см складу 1:3 (цемент:пісок), що

тверділи у нормальних стандартних умовах протягом 28 діб. Зразки містили 5% коричневого мінерального пігменту.

Випробування обмежувалися 150 циклами заморожування / відтавання виходячи з міркувань доцільності.

Табл.2. Морозостійкість шлаколузних декоративних розчинів

Table 2. Frost resistance of slag-alkaline decorative mortars

№ з/п	Склад	Міцність після 28 діб, МПа	Зміна міцності, %, після циклів заморожування та відтавання				Марка за морозостійкістю
			45	75	100	150	
			F75	F110	F150	F200	
1	Без добавки	56,7	+1,21	+0,83	-0,52	-1,73	F200
2	З добавкою TiO ₂ (5%)	56,3	+1,0	+1,1	-0,68	-2,2	F200
3	З добавкою каоліна (15%)	51,8	-0,42	-1,66	-2,42	-3,48	F200
4	З добавкою CaCO ₃ (24%)	56,0	-0,33	-1,85	-2,7	-3,87	F200

Після 150 циклів заморожування / відтавання (що еквівалентно F200) втрати маси зразків були відсутні, максимальне падіння міцності склало 3,87%, луцення поверхні зразків не спостерігалось. Таким чином, згідно з даними випробувань, представлених у Табл.2, усі зразки відповідають марці F200 за морозостійкістю.

3. Атмосферостійкість

У табл.3 представлені результати випробувань декоративних шлаколузних розчинів на стійкість до попереминого зволоження та висушування. Випробовувалися зразки у вигляді балочок 4×4×16 см складу

1:3 (цемент: пісок), які тверділи у нормальних стандартних умовах протягом 28 діб.

Затверділі зразки висушувалися протягом 6 годин при температурі 105...110°C, а потім випробовувалися на міцність при стисненні.

Далі зразки завантажували у воду з температурою 20±2°C на 6 годин. Якщо після 100 циклів попереминого зволоження / висушування міцність зразків знизилася не більше ніж на 25%, то такі в'язучі вважаються атмосферостійкими.

Виходячи з аналізу табл.3, можна зробити висновок, що усі зразки успішно пройшли тест на атмосферостійкість.

Табл.3. Атмосферостійкість шлаколузних декоративних розчинів

Table 3. Weather resistance of slag-alkali decorative mortars

№ з/п	Склад	Міцність на стиск висушених зразків, МПа	Втрата міцності, %, після циклів замочування та висушування			
			25	50	75	100
1	Без добавки	56,9	-2,0	-3,37	-4,64	-5,82
2	З добавкою TiO ₂ (5%)	56,5	-2,51	-3,85	-5,2	-6,46
3	З добавкою каоліна (15%)	53,0	-3,84	-5,7	-7,33	-9,2
4	З добавкою CaCO ₃ (24%)	56,3	-3,04	-4,45	-5,9	-7,25

4. Висолоутворення

Схильність складів до утворення висолів контролювалася за методикою ДСТУ Б В.2.7-69-98 "Добавки для бетонів. Методи

визначення ефективності" на зразках 4×4×16 см складу 1:3 (цемент: пісок).

Зразки після 28 діб твердіння в стандартних умовах занурювалися у дистильовану

воду на 4...5 см і обдувались повітрям з температурою близько 25°C не менше 3 годин на добу протягом 7 діб. Наявність висолів

на відкритій поверхні зразків відзначалося візуально за наявністю висолів або нальоту солі.



Рис.5. Випробування зразків декоративних шлакоалужних дрібнозернистих бетонів на схильність до висолів:

- 1 – control sample without additives;
- 2 – TiO_2 (5%);
- 3 – kaolin (15%);
- 4 – CaCO_3 (24%); вміст пігменту у зразках №№ 2, 3 та 4 – 5%

Fig.5. Testing samples of decorative slag-alkaline fine-grained concrete for a tendency to efflorescence:

- 1 – контрольний зразок без добавок;
- 2 – TiO_2 (5%);
- 3 – каолін (15%);
- 4 – CaCO_3 (24%); pigment content in samples №№ 2, 3 and 4 – 5%

Як видно з рис.5, висоли відсутні на всіх зразках.

5. Кольоростійкість

Стійкість кольору до ультрафіолетового випромінювання та пропарювання визначалася у відповідності до методики ДСТУ Б В.2.7-268:2011 "Портландцемен кольоровий. Технічні умови".





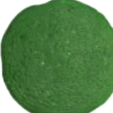




Стійкість кольору цементу визначалася на зразках-коржиках із цементного тіста нормальної густоти за ДСТУ Б В.2.7-185:2009. Два коржі кожного складу зберігалися на повітрі як контрольні зразки, два коржі піддавалися тепловій обробці і два коржі – ультрафіолетовому опроміненню.

Пігменти – мінеральні, кількість – 5%.

Опромінення коржів ультрафіолетовими променями виконували за допомогою ртутно-кварцової лампи потужністю (240 ± 20) Вт протягом 48 год. Коржі розташовували на відстані 0,5 м від джерела ультрафіолетового випромінювання і направляли на них світловий потік під кутом $(45 \pm 2)^\circ$.

Стійкість кольору зразків з цементного тіста визначалася візуально порівнянням кольору зразків-коржиків, підданих пропарюванню та ультрафіолетовому опроміненню, з кольором контрольних неопромієних зразків-коржиків. Результати випробувань представлені у табл.4.

Табл.4. Випробування декоративних шлаколузних цементів на стійкість до ультрафіолетового випромінювання та пропарювання**Table 4.** Testing of decorative slag-alkali cements for resistance to ultraviolet radiation and steaming

Колір	Вид випробування		
	контрольні	UF-опромінення	пропарювання
Червоно-коричневий			
Зелений			
Блакитний			

Як видно з табл.4, колір у результаті впливу UF-опромінювання та пропарювання практично не змінився.

Окрім торгівельних мінеральних пігментів в якості фарбника був використаний відхід глиноземного виробництва – червоний шлам. Використання в якості пігменту червоного шламу дозволило отримати приємний теракотовий колір стійкий до атмосферних впливів. Крім того, згідно [34, 35], використання червоного шламу, як відходу промисловості, дозволяє вирішувати питання екології, підвищувати міцність шлаколузних композицій за рахунок присутності у ньому лугу, знижувати деформативність цементного каменю.

5. Водотримання

Визначення водотримуючої здатності декоративних шлаколузних розчинів виконувалось згідно до методики ДСТУ Б В.2.7-239:2010 "Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Методи випробувань (EN 1015-11:1999, NEQ)". Водотримуючою здатністю розчинної суміші називають її здатність утримувати воду у своєму складі при її відсмоктуванні пористою основою.

Водотримуюча здатність свіжоприготованих у лабораторних умовах цементно-піщаних шлаколузних декоративних розчинів склала 92...95%. Введення добавки натрій карбоксиметилцелюлози у кількості 0,5% підвищило водотримуючу здатність до 95...98%, знизило водопотребу на

8...10% і покращило реологічні властивості розчину.

ВИСНОВКИ

Таким чином, виконано роботу з дослідження експлуатаційних властивості шлаколузних декоративних цементів та розчинів.

Встановлено, що кількість та вид відбілюючих добавок певним чином впливають на міцність тільки в ранні та стандартні терміни твердіння. У довгостроковій перспективі (3...6 місяців і більше) міцність шлаколузних декоративних цементів вирівнюється і майже не відрізняється від контрольних складів. Так, їх міцність у віці 180 діб становила 67,0 МПа для контрольного складу і 66,5 ... 67,5 МПа для складів з відбілюючими і пігментуючими добавками.

Виконано випробування шлаколузних декоративних розчинів на морозостійкість. Встановлено, що втрати міцності шлаколузних декоративних цементів після 150 циклів заморожування та відтавання (що відповідає марці F200) склала всього 1,8...3,9%, втрати маси відсутні, лущення поверхні не спостерігається. Усі зразки шлаколузних декоративних розчинів успішно пройшли тест на атмосферостійкість. Їхні втрати міцності після 100 циклів

замочування і висушування склали 6,5... 9,2% при допустимих 25%.

Встановлено високу стійкість кольорів шлаколуужних декоративних пігментованих цементів до впливу ультрафіолетового випромінювання та пропарювання. Колір у результаті впливу УФ-випромінювання та пропарювання практично не змінився. Крім промислових мінеральних пігментів був успішно використаний як пігмент червоний шлам, який є відходом глиноземного виробництва. Його використання дозволяє вирішувати ряд проблем, у тому числі екологічних, економічних та технологічних.

У ході робіт досліджено схильність декоративних шлаколуужних розчинів до високоутворення. Показано, що висолі відсутні.

Досліджена водоутримуюча здатність шлаколуужних декоративних розчинів, яка складає 95...98% у присутності добавки натрій карбоксиметилцелюлози. Крім того, добавка сприяє зниженню водопотреби до 10%, покращенню реологічних властивості розчину, виключає ризик появи висолів.

ЛІТЕРАТУРА

1. А.с. № 446480 **Вязущее** / Сидоченко И.М., Кругляк С.Л., Румына Г.В., Глуховский В.Д., Скурчинская Ж.В. Заявл.15.01.73. Бюл. изобрет. 1974, № 38.
2. Щелочные и щелочно-щелочноземельные гидравлические вяжущие и бетоны / под общ. ред. проф. В.Д.Глуховского. Киев : Вища школа, 1979. 232 с.
3. **Krivenko P. V.** Studying of possibility of increase of slagalkali cements whiteness degree. / Kovalchuk A. Yu., Ostrovskaja L. M. // *Collection "Building materials, producters and technical equipment"*. 2011. No 41. (Kyiv, Research Institute of Building Materials and Products). P. 10-14.
4. **Тамазов М. В.** Безобжиговое декоративное вяжущее на основе сталеплавильного шлака и золошлака ГРЭС / Довженко И. Г., Кондюрин А. М. // *Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова*, 2012, №4. С.66-69.
5. **Kryvenko P.** Decorative multi-component Alkali Activated Cements for restoration and finishing works / Sanytsky M., Kropyvnytska T., Kotiv R. // *Advanced Materials Research*. Trans Tech Publications, Switzerland. 2014. v.897. P. 45-48
<http://doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.897.45>.
6. **Gots V I** Influence of whitening additives on the properties of decorative slag-alkaline cements / Gelevera A G, Petropavlovsky O N, Rogozina N V, Smeshko V V // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – Innovative Technology in Architecture and Design (ITAD 2020)*. Vol. 907. – 012033. <https://dx.doi.org/10.1088/1757-899X/907/1/012033>
7. **Krivenko P.V.** Influence of the chemical composition of blast-furnace slag on the whiteness of decorative slag-alkaline cements / A G Gelevera, O Yu Kovalchuk, N V Rogozina // *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 2021. DOI: [10.1088/1757-899X/1164/1/012040](https://doi.org/10.1088/1757-899X/1164/1/012040)
8. **Krivenko P.** Decorative alkaline cements / Petropavlvsky O., Puskar V., Ostrovska L. // *IV Intern. Symp: Non-Traditional cement & Concrete. 2011. (Brno)*. P. 257- 265.
9. **P. Kryvenko** Decorative multi-component Alkali Activated Cements for restoration and finishing works / M. Sanytsky, T. Kropyvny-tska, R. Kotiv // *Advanced Materials Research*. 2014. 897. P. 45-48.
doi: [10.4028/www.scientific.net/AMR.897.45](https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.897.45).
10. **Кривенко П.В.** Управління декоративними властивостями лужних цементів / Ковальчук О.Ю. // *Науковий вісник будівництва*. 2019. Т.2. №2(95). С. 280-285.
<https://doi.org/10.29295/2311-7257-2019-96-2-280-285>.
11. **Luciano Fernandes de Magalhães** Iron ore tailings as a supplementary cementitious material in the production of pigmented cements / Sâmara França, Michelly dos Santos Oliveira, Ricardo André Fiorotti Peixoto, Sofia Araújo Lima Bessa Augusto Cesar da Silva Bezerra // *Journal of Cleaner Production*. 2020. vol. 274(335). 123260.
<https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.123260>.
12. **José Lucas Barros Galvão** Reuse of iron ore tailings from tailings dams as pigment for sustainable paints / Humberto Dias Andrade, Guilherme Brigolini, Ricardo André Fiorotti Peixoto, Julia Castro Mendes // *Journal of Cleaner Production*. 2018. vol. 200, P. 412-422.

- <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.07.313>
13. **Wanna Fontes** Iron ore tailings in the production of cement tiles: a value analysis on building sustainability / Giovanni Gonçalves Fontes, Ellen Cristine Pinto Costa, Julia Castro Mendes, Guilherme Brigolini, Ricardo André Fiorotti Peixoto // *Ambiente Construído*. 2018. vol. 18(4). P. 395-412. doi:10.1590/s1678-86212018000400312.
 14. **Mansour Ghalehnovi** Effect of red mud (bauxite residue) as cement replacement on the properties of self-compacting concrete incorporating various fillers / Naeim Roshan, Erfan Hakak, Elyas Asadi Shamsabadi, Jorge de Brito // *Journal of Cleaner Production*. 2019. vol. 240. 118213. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.118213>.
 15. **A.M. Rashad** Effect of limestone powder on mechanical strength, durability and drying shrinkage of alkali-activated slag pastes / W.M. Morsi and S.A. Khafaga // *Innov. Infrastruct. Solut.* 6, vol. 127, 2021. <https://doi.org/10.1007/s41062-021-00496-y>.
 16. **O.S. Borziak** The effect of added finely dispersed calcite on the corrosion resistance of cement compositions / A.A. Plugin, S.M. Chepurna, O.V. Zavalniy, O.A. Dudin // IOP Conference Series: *Materials Science and Engineering*. 2019. vol. 708. 012080. doi:10.1088/1757-899X/708/1/012080.
 17. **S. Chepurna** Concretes, Modified by the Addition of High-Diffused Chalk, for Small Architectural Forms / O. Borziak, S. Zubenko // *MSF*. 2019. vol. 968, P. 82-88. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/msf.968.82>.
 18. **ДСТУ EN 196-1:2019** (EN 196-1:2016, IDT) Методи випробування цементу. Частина 1. Визначення міцності. Київ : Мінбуд України, 2020. 25 с.
 19. **Бугт Ю.М.** Практикум по химической технологии вяжущих веществ / Тимашев В.В. // М.: Высшая школа, 1973. – 504 с.
 20. **ДСТУ Б В.2.7-47-96** Бетоны. Методы определения морозоустойчивости. Общие требования (ГОСТ 10060.0-95). Киев : Государственный комитет по делам городского строительства и архитектуры, 1997. 15 с.
 21. **ДСТУ Б В.2.7-268:2011** Портландцемент кольоровий. Технічні умови (ГОСТ 15825-80, MOD). Київ : Мінрегіон України, 2012. 15 с.
 22. **ДСТУ Б В.2.7-69-98** Добавки для бетонов. Методы определения эффективности (ГОСТ 30459-96). Киев : Госстрой Украины, 1999. 38 с.
 23. **ДСТУ Б В.2.7-239:2010** Строительные материалы. Растворы строительные. Методы испытаний (EN 1015-11:1999, NEQ), Киев : Минрегионстрой Украины, 2010. 33 с.
 24. **Т.А. Каравасв** Водно-дисперсійні фарби – товарознавча оцінка : монографія. Київ : Київський нац. торг.-екон. ун-т, 2015. – 288 с.
 25. **Кривенко П.В.** Щелочные цементы : монография / Рунова Р.Ф., Саницкий М.А., Руденко И.И. // Киев : ООО "Основа", 2015. – 448 с.
 26. **Kovalchuk O** Alkali activated cements mix design for concretes application in high corrosive conditions / Grabovchak V, Govdun Y // *Matec Web Conferences*. 2018. 230 03007. DOI: [10.1051/matecconf/201823003007](https://doi.org/10.1051/matecconf/201823003007)
 27. **Kropyvnytska T** Studying the effect of nanoliquids on the operational properties of brick building structures / Semeniv R, Kotiv R, Kaminskyu A, Hots V // *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2019. 5/6 (95) P. 27-32. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2018.145246>
 28. **Lutskiy Y** The influence of the content on structure and properties of geopolymer composites on silicate matrix / Shynkevych O, Myronenko I, Zakabluk S, Surkov O // *Matec Web Conferences*. 2018. 230 03011. DOI: [10.1051/matecconf/201823003011](https://doi.org/10.1051/matecconf/201823003011)
 29. **Huang W** Effect of cement substitution by limestone on the hydration and microstructural development of ultra-high performance concrete (UHPC) / Kazemi-Kamyab H, Sun W, Scrivener K // *Cement and Concrete Composites*. 2017. 77 86-101. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.12.009>
 30. **Li Leo G** Adding limestone fines as cementitious paste replacement to improve tensile strength, stiffness and durability of concrete Cement and Concrete Composites / Kwan Albert K H // *Cement and Concrete Composites*. 2015. 60 17-24. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.02.006>
 31. **Marushchak U** Research of impact resistance of nanomodified fiberreinforced concrete / Sanytsky M, Sydor N, Braichenko S // *MATEC Web of Conferences*. 2018. 230 03012. DOI: [10.1051/matecconf/201823003012](https://doi.org/10.1051/matecconf/201823003012)
 32. **Smirnova O M** Influence of polyolefin fibers

on the strength and deformability properties of road pavement concrete / Belentsov Y A and Kharitonov A M // *Journal of Traffic and Transportation Engineering*. 2019. 6(4) 407-417.

<https://doi.org/10.1016/j.jtte.2017.12.004>

33. Каолин пептизация – Справочник химика 21 [Электронный ресурс] // Абагян - Абгазная соляная кислота для разложения марганцевых. – Режим доступа: <https://www.chem21.info/info/72743/>.
34. Глуховский В.Д. Использование красного шлама для получения шлакощелочного декоративного вяжущего / Письменная А.Ю., Румына Г.В. // *Строительные материалы, изделия и санитарная техника*. 1981. № 4. С. 35-36.
35. Очеретный В.П. Комплексная активная минеральная добавка на основе отходов промышленности / Ковальский В.П., Машницкий М.П. // *Состояние современной строительной науки–2006 : сборник научных трудов по материалам IV международной научно-практической Интернет-конференции*. 2006. Полтава : Полтавский ЦНТЭИ, 2006. С. 116-121.

REFERENCES

1. Sidochenko I.M., Krugljak S.L., Rumyna G.V., Gluhovskij V.D., Skurchinskaja Zh.V. (1974) A.s. № 446480 *Vjzshushhee / Zajavl.*15.01.73. Bjul. izobret. 1974, № 38 (in Russian).
2. Gluhovskij V.D., Voljanskij A.A., Goncharov V.V., Zhukova R.S., Il'in V.P., Makedon N.L. ... Chirkova V.V. (1979) *Shhelochnye i shhelochno-shhelochnoze-mel'nye gidravlicheskie vjzshushhie i betony* Kiev : Vishha shkola. 232 p. (in Russian).
3. Krivenko P. V., Kovalchuk A. Yu., Ostrovskaja L. M. (2011) Studying of possibility of increase of slag-alkali cements whiteness degree. *Collection "Building materials, products and technical equipment"*. No 41. (Kyiv, Research Institute of Building Materials and Products). P. 10-14.
4. Krivenko P., Petropavlsky O., Puskar V., Ostrovskaja L. (2011) Decorative alkaline cements. *IV Intern. Symp: Non-Traditional cement & Concrete*. (Brno). P. 257- 265.
5. Kryvenko P., Sanytsky M., Kropyvnytska T., Kotiv R. (2014) Decorative multi-component Alkali Activated Cements for restoration and finishing works *Advanced Materials Research*. Trans Tech Publications, Switzerland. v.897. P. 45-48
doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.897.45.
6. Gots V I, Gelevera A G, Petropavlovsky O N, Rogozina N V, Smeshko V V. (2020) Influence of whitening additives on the properties of decorative slag-alkaline cements. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. – *Innovative Technology in Architecture and Design* (ITAD 2020). Vol. 907. – 012033.
<https://dx.doi.org/10.1088/1757-899X/907/1/012033>
7. P V Krivenko, A G Gelevera, O Yu Kovalchuk, N V Rogozina (2021) Influence of the chemical composition of blast-furnace slag on the whiteness of decorative slag-alkaline cements. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng*, DOI: [10.1088/1757-899X/1164/1/012040](https://doi.org/10.1088/1757-899X/1164/1/012040)
8. P. Krivenko, O. Petropavlsky, V. Puskar, L. Ostrovskaja (2011) Decorative alkaline cements: *материалу: Non-Traditional cement & Concrete IV*. Intern. Symp. Brno. P. 257-265.
9. P. Kryvenko, M. Sanytsky, T. Kropyvnytska, R. Kotiv Decorative multi-component Alkali Activated Cements for restoration and finishing works, *Advanced Materials Research*, 897, p. 45-48, 2014. doi: 10.4028/www.scientific.net/AMR.897.45.
10. Kryvenko P.V., Koval'chuk O.Ju. (2019) Upravlinnja dekoratyvnymy vlastyostjamy luznyh cementiv. *Naukovyj visnyk budivnytva*. T.2. №2(95). pp. 280-285. <https://doi.org/10.29295/2311-7257-2019-96-2-280-285>. (in Ukrainian)
11. Luciano Fernandes de Magalhães, Sâmara França, Michelly dos Santos Oliveira, Ricardo André Fiorotti Peixoto, Sofia Araújo Lima Bessa (2020) Augusto Cesar da Silva Bezerra Iron ore tailings as a supplementary cementitious material in the production of pigmented cements. *Journal of Cleaner Production*, vol. 274(335), 123260, <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.123260>.
12. José Lucas Barros Galvão, Humberto Dias Andrade, Guilherme Brigolini, Ricardo André Fiorotti Peixoto, Julia Castro Mendes (2018) Reuse of iron ore tailings from tailings dams as pigment for sustainable paints. *Journal of Cleaner Production*, vol. 200, pp. 412-422, <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.07.313>.
13. Wanna Fontes, Giovanni Gonçalves Fontes, Ellen Cristine Pinto Costa, Julia Castro Mendes, Guilherme Brigolini, Ricardo André Fiorotti Peixoto (2018) Iron ore tailings in the production of cement tiles: a value

- analysis on building sustainability. *Ambiente Construido*, vol. 18(4), pp. 395-412, doi:10.1590/s1678-86212018000400312.
14. **Mansour Ghalehnovi, Naeim Roshan, Erfan Hakak, Elyas Asadi Shamsabadi, Jorge de Brito** (2019) Effect of red mud (bauxite residue) as cement replacement on the properties of self-compacting concrete incorporating various fillers. *Journal of Cleaner Production*, vol. 240, 118213, <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.118213>.
 15. **A.M. Rashad, W.M. Morsi and S.A. Khafaga** (2021) Effect of limestone powder on mechanical strength, durability and drying shrinkage of alkali-activated slag pastes. *Innov. Infrastruct. Solution*, vol. 127, <https://doi.org/10.1007/s41062-021-00496-y>.
 16. **O.S. Borziak, A.A. Plugin, S.M. Chepurna, O.V. Zavalniy, O.A. Dudin** (2019) The effect of added finely dispersed calcite on the corrosion resistance of cement compositions", IOP Conference Series: *Materials Science and Engineering*, vol. 708, 012080, doi:10.1088/1757-899X/708/1/012080.
 17. **S. Chepurna, O. Borziak, S. Zubenko** (2019) Concretes, Modified by the Addition of High-Diffused Chalk, for Small Architectural Forms, *MSF*, vol. 968, pp. 82-88, <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/msf.968.82>.
 18. **DSTU EN 196-1:2019 (EN 196-1:2016, IDT)** Metody vyprobuvannja cementu. Chastyna 1. Vyznachennja micnosti. 25 p. (in Ukrainian)
 19. **Butt Ju.M., Timashev V.V.** *Praktikum po himicheskoy tehnologii vjazzhushhih veshhestv* Moskva : Vysshaja shkola, 1973. 504 p. (in Russian)
 20. **DSTU B V.2.7-47-96** Betony. Metody opredelenija morozoustojchivosti. Obshhie trebovanija (GOST 10060.0-95). (1997) Kiev : Gosudarstvennyj komitet po delam gorodskogo stroitel'stva i arhitektury. 15 p. (in Russian)
 21. **DSTU B V.2.7-268:2011** Portlandcement kol'orovyj. Tehnichni umovy (GOST 15825-80, MOD). (2012) Kyi'v : Minregion Ukrai'ny. 15 p. (in Ukrainian)
 22. **DSTU B V.2.7-69-98** Dobavki dlja betonov. Metody opredelenija jeffektivnosti (GOST 30459-96). (1999). Kiev : Gosstroj Ukrainy. 38 p. (in Russian)
 23. **DSTU B V.2.7-239:2010** Stroitel'nye materialy. Rastvory stroitel'nye. Metody ispytanij (EN 1015-11:1999, NEQ). (2010). 33 p. (in Russian)
 24. **Karavajev T.A.** (2015) Vodno-dyspersijni farby – tovaroznavcha ocinka : monografija. Kyi'v : Kyi'vs'kyj nacional'nyj torgovo-ekonomichnyj universytet. 288 p. (in Ukrainian)
 25. **Krivenko P.V., Runova R.F., Sanickij M.A., Rudenko I.I.** (2015) Shhelochnye cementy : monografija. Kiev : OOO "Osnova". 448 p. (in Russian)
 26. **Kovalchuk O, Grabovchak V, Govdun Y** (2018) Alkali activated cements mix design for concretes application in high corrosive conditions *Matec Web Conferences* 230 03007. DOI: [10.1051/mateconf/201823003007](https://doi.org/10.1051/mateconf/201823003007)
 27. **Kropyvnytska T, Semeniv R, Kotiv R, Kaminsky, A Hots V** (2019) Studying the effect of nanoliquids on the operational properties of brick building structures *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies* 5/6 (95) 27–32. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2018.145246>
 28. **Lutskin Y, Shynkevych O, Myronenko I, Zakabluk S, Surkov O** (2018) *Matec Web Conferences* 230 03011. DOI: [10.1051/mateconf/201823003011](https://doi.org/10.1051/mateconf/201823003011).
 29. **Huang W, Kazemi-Kamyab H, Sun W Scrivener K** (2017) Effect of cement substitution by limestone on the hydration and microstructural development of ultra-high performance concrete (UHPC) *Cement and Concrete Composites* 77 86-101. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.12.009>.
 30. **Li Leo G, Kwan Albert K H** (2015) Adding limestone fines as cementitious paste replacement to improve tensile strength, stiffness and durability of concrete *Cement and Concrete Composites* 60 17–24. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.02.006>
 31. **Marushchak U, Sanytsky M, Sydor N, Braichenko S** (2018) Research of impact resistance of nanomodified fiberreinforced concrete *MATEC Web of Conferences*. 230 03012. DOI: [10.1051/mateconf/201823003012](https://doi.org/10.1051/mateconf/201823003012)
 32. **Smirnova O M, Belentsov Y A, Kharitonov A M** (2019) Influence of polyolefin fibers on the strength and deformability properties of road pavement concrete *Journal of Traffic and Transportation Engineering* 6(4) 407-417. <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2017.12.004>
 33. Kaolin peptizacija - Spravochnik himika 21 [Elektronnij resurs] // Abagjan - Abgaznaja soljanaja kislota dlja razlozhenija margancevyh. – Rezhim dostupa

<https://www.chem21.info/info/72743/> (in Russian)

34. **Gluhovskij V.D., Pis'mennaja A.Ju., Rumyna G.V.** (1981) Ispol'zovanie krasnogo shlama dlja poluchenija shlakoshhelochnogo dekorativnogo vjzhashhego. *Stroitel'nye materialy, izdelija i sanitarnaja tehnika*. № 4. pp. 35-36. (in Russian)
35. **Ocheretnyj V.P., Koval'skij V.P., Mashnickij M.P.** (2006) Kompleksnaja aktivnaja mineral'naja dobavka na osnove othodov promyshlennosti. *Sostojanie sovremennoj stroitel'noj nauki–2006* : sbornik nauchnyh trudov po materialam IV mezhdunarodnoj nauchno-prakticheskoj Internet-konferencii. 2006. Poltava : Poltav-skij CNTJel. pp. 116-121. (in Russian).

PERFORMANCE CHARACTERISTICS OF SLAG-ALKALI DECORATIVE CEMENTS AND MORTAR

*Pavlo KRYVENKO, Volodymyr GOTS,
Oleksandr GELEVERA, Natalia ROGOZINA*

Abstract. The use of slag-alkaline cements as decorative cements is quite promising. When using bleaching additives TiO_2 , kaolin and CaCO_3 , white cements with a degree of whiteness of 70...94% were obtained. But in addition to decorative properties, such cements and materials based on them are subject to requirements to ensure the necessary technological and operational properties.

The article discusses the main operational properties of decorative slag-alkaline concrete mortars – long-term strength, water-holding capacity of mixtures, resistance to efflorescence, resistance to steaming and exposure to atmospheric factors (frost resistance, weather resistance, color stability).

It has been established that white slag-alkali cements at the age of 28 days have a compressive strength of 49...56,8 MPa. All compositions of

white cements have good hardening dynamics and, based on the strength at the age of 2 days 35...37 MPa, they can be classified as fast hardening. It has been established that in the long term (3 months or more) the strength of slag-alkaline decorative cements practically does not differ from the control compositions and amounts to 66,5...67,5 MPa.

All compositions of slag-alkaline decorative solutions demonstrate high frost resistance. It has been established that the loss of their strength after 150 cycles of freezing and thawing (which corresponds to the F200 brand) is only 1,73...3,87%, there are no weight losses, no surface peeling is observed.

All samples of slag-alkaline decorative mortars containing bleaching additives successfully passed the weather resistance test. Their strength loss after 100 cycles of soaking and drying amounted to 6,5...9,2% with an allowable 25%.

The high color fastness of slag-alkali decorative pigmented cements to the effects of ultraviolet radiation and steaming has been established. Color as a result of exposure to ultraviolet irradiation and thermal treatment has not changed. In addition to industrial mineral pigments, red mud, which is a waste product of alumina production, has been successfully used as a pigment.

In the course of the work, the tendency of decorative slag-alkaline solutions to efflorescence was studied. The introduction of 0,25...0,5% sodium carboxymethylcellulose additive completely eliminates their appearance, improves the water-retaining capacity of solutions and their plasticity.

Keywords. Slag-alkaline decorative mortars; strength; color fastness; frost resistance; efflorescence; weather resistance; water-holding capacity.

Стаття надійшла до редакції 10.05.2022

МОНОЛІТНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ З ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИМИ КАНАТАМИ

Дмитро СМОРКАЛОВ

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
smorkalov.dv@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0001-7890-2686>

Анотація. Зараз в Україні зростає використання монолітних конструкцій з попередньо напруженими канатами, яка більш відома як технологія «постнапруження» або «post-tensioning», а в вітчизняній практиці будівництва – як попередньо напружені залізобетонні конструкції з натягом канатної арматури «на бетон». В якості напруженої арматури в таких конструкціях використовують канати. В статті представлено основну ідею попередньо напружених монолітних залізобетонних конструкцій, наведено досвід використання даної технології при будівництві громадських будівель в Україні. Такі конструкції мають свої переваги і сферу застосування. Іноді такі конструкції, фактично, не мають іншої альтернативи. Актуальність дослідження полягає у розповсюдженні використання монолітних конструкцій з попереднім напруженням канатної арматури на бетон, необхідністю дослідження таких конструкцій та недостатністю регламентуючих документів для проектування. Також представлені приклади армування балок та плит в конструкціях перекриття та основні переваги використання постнапруження канатів в монолітних залізобетонних конструкціях, на об'єктах, які будувались в Україні.

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



Дмитро СМОРКАЛОВ
доцент кафедри
залізобетонних та кам'яних кон-
струкцій,
к.т.н., доцент

АКТУАЛЬНІСТЬ ДОСЛІДЖЕННЯ

В останній час в Україні зростає запит на якісні торговельні майданчики, а саме на торговельно-розважальні центри та комплекси. Якщо 10-15 років назад, можливо було відкрити торговельний комплекс в переобладнаній промисловій будівлі, то зараз ринок диктує нові правила, так як торговельні комплекси мають бути естетично привабливими і відповідати серйозним функціональним вимогам.

Для вирішення цієї задачі необхідно робити великі прольоти в несучих конструкцій каркасу будівлі, які іноді можуть бути більше 20м. Часто це реалізовувалось влаштуванням каркасу з металевих конструкцій або використанням збірних залізобетонних конструкцій.

Крім того такі сучасні комплекси будують багатоповерховими, особливо в межах міста. В багатоповерхових будівлях з монолітним залізобетонним каркасом це зробити було доволі складно, так як конструкції повинні були бути великих розмірів, що

втрачало їх раціональне використання. Хоча саме монолітні залізобетонні конструкції набули значного використання в Україні в останні роки.

Актуальність дослідження полягає у розповсюдженні використання монолітних конструкцій з попереднім напруженням канатної арматури на бетон, необхідністю дослідження таких конструкцій та недостатністю регламентуючих документів для проектування.

Дослідження плитних попередньо напружених конструкцій в Україні займаються не багато дослідників [1...8] і продовження таких досліджень є досить актуальним.

Актуальною проблемою сьогодні в Україні є відсутність вітчизняного обладнання для реалізації такої технології на практиці, складність проектування і мала кількість проектних організацій, що спеціалізуються на розрахунку конструкцій з постнапруженням арматури. Такий метод досить новий для українських проектувальників, тому потребує ретельного та поглибленого вивчення, особливо з введенням нових нормативних документів [9...12] і гармонізації з нормами Євросоюзу [13].

ОСНОВНА КОНСТРУКТИВНА ІДЕЯ

В зарубіжних джерелах технологія напруження монолітних залізобетонних конструкцій, переважно з використанням канатної арматури, відома як «постнапруження» (post-tensioning). Зокрема, така назва застосована в керівному документі країн Євросоюзу, в якому викладені вимоги до елементів, які застосовуються для постнапруження. [14, 15]

При постнапруженні арматура напружується після набору міцності бетону. Необхідна міцність бетону для натягу канатів вказується в проекті. Анкерні системи фіксують арматуру в тілі бетону. Спеціальні кінцеві анкери закріплюють арматуру на кінцях конструкції і передають сили попереднього напруження на бетон. Принцип постнапруження зображено на рис. 1.

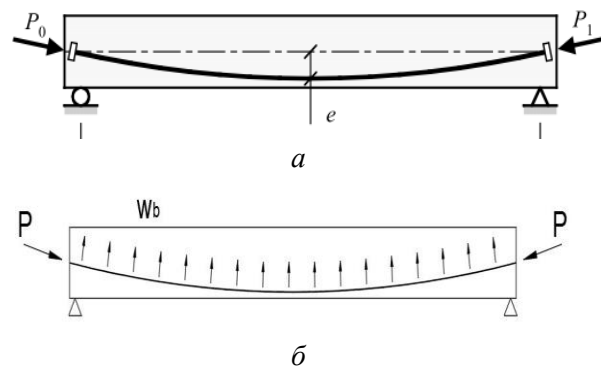


Рис. 1. Принципова схема розташування попередньо напружених канатів (а) та реактивні зусилля від попереднього напруження (б).

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

Використання монолітних залізобетонних конструкцій з попередньо напруженими канатами має ряд конструктивних переваг:

- зниження витрат сталі завдяки використанню високоміцних канатів в якості арматури;
- збільшення опору конструкції утворенню тріщин в бетоні або обмеження їх ширини розкриття;
- підвищення жорсткості конструкції (або зниження її деформативності) завдяки чому вдається проектувати великі прольоти;
- зменшення власної ваги конструкції в результаті зменшення розмірів поперечного перерізу і, відповідно, витрат бетону, що призводить до здешевлення конструкції;
- підвищення витривалості конструкцій, що працюють під дією багаторазових повторюваних навантажень;
- підвищення стійкості стиснутих елементів.

Тому врахування всіх цих переваг дозволить покращити та урізноманітнити архітектурні форми. Використання монолітних конструкцій з попереднім напруженням канатної арматури дозволить вивести будівництво України на новий конкурентоспроможний рівень.

Зазвичай, в будівництві широко застосовують системи пост-напруження з використанням канатної арматури. Існують дві принципові схеми: система постнапруження

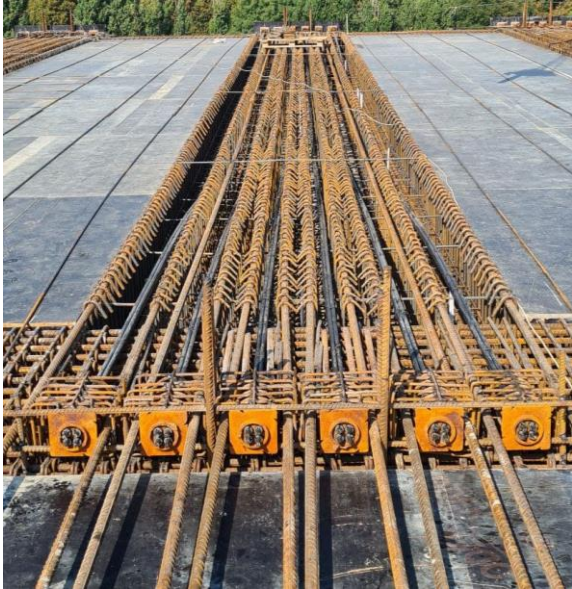


Рис. 2. Попередньо напружена монолітна залізобетонна балка в процесі будівництва (Будівництво школи в м. Києві)

Fig. 2. Post-tensioning monolithic reinforced concrete beam during construction (School construction in Kyiv)

В Україні в громадському будівництві використовується технологія без зчеплення канатів, так як така технологія більш зручна, не потребує складного ін'єктування пустот і найменше залежить від погодних умов, так як будівництво продовжується круглий рік.

Попередньо напруженні канати використовують як в плитах так і в балках. Основна ідея даного методу полягає в тому, що в процесі арматурних робіт між верхньою та нижньою сіткою арматури вкладають арматурний канат в оболонці, який фіксується у криволінійному положенні у відповідності з епюрою згинальних моментів. Основним елементом є арматурний канат. У процесі арматурних робіт канат розташовується в арматурних

зі зчепленням напруженої арматури з бетоном та система постнапруження без зчеплення напруженої арматури з бетоном (див. рис.2, 3).



Рис. 3. Монолітне перекриття з попередньо напруженими балками та плитами в процесі будівництва (Будівництво торговельно-розважального комплексу в м. Києві)

Fig. 3. Monolithic plate with post-tensioning beams and slabs during construction (Construction of the shopping mall in Kyiv)

каркасах і фіксується на торцях конструкції за допомогою анкерних пристроїв. Натяг канату здійснюється за допомогою гідравлічного обладнання (домкратів).

Канати для постнапруження використовуються діаметром 15,2 мм і 15,7 мм (рис. 4). Для використанні фіксації канатної арматури на анкерах використовуються цанги (див. рис. 5). При виконанні напруженні при передачі зусиль натягу з домкрата на анкер відбувається так звана «посадка» цанги в посадочний конусний отвір, за рахунок якого відбувається незначне геометричне скорочення натягнутого канату і відповідно зменшення зусиль натягу



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



Рис. 5. Цанги для фіксації канатів в анкерах
Fig. 5. Collars for fixing ropes in anchors

Анкера для канатів бувають на 1, 2, 4, 6 канатів. Найчастіше для плит викори-

стовують одиночні анкери (рис.6,а), для балок – анкер на 4 канати (рис.6, б)



а



б

Рис. 6. Анкер для 1-го каната (а) та анкер для 4-х канатів (б).
Fig. 6. Anchor for 1 rope (a) and anchor for 4 ropes (б).

Додатково місця встановлення анкерів в плитах і балках армуються конструктивною арматурою для сприйняття локальних напружень від попереднього напруження канатів. Армуння анкерної зони поперед-

ньо напруженої балки показано на рис. 7. Додаткове армування, як правило, регламентується виробниками анкерних систем.



Рис. 7. Зона анкерування попередньо напружених канатів в монолітній залізобетонній балці (Будівництво торгівельно-розважального комплексу в м. Києві)

Fig. 7. Anchoring zone of post-tensioned ropes in a monolithic reinforced concrete beam (Construction of the shopping mall in Kyiv)

ВИСНОВКИ

Інтерес до технології попереднього напруження канатної арматури «на бетон» та її використання в практиці будівництва зростає.

Актуальною задачею є вивчення та дослідження таких конструкцій. Актуальність дослідження полягає у розповсюдженні використання монолітних конструкцій з попереднім напруженням канатної арматури «на бетон», необхідністю дослідження таких конструкцій та недостатністю регламентуючих документів для проектування

Використання попереднього напруження «на бетон» (постнапруження) у монолітних залізобетонних конструкціях перекриття дозволяє збільшити відстані між несучими вертикальними елементами (колонами та пілонами) та зменшити розміри поперечного перерізу балок та плит перекриття.

Використання даної технології іноді є безальтернативними і з технічної і з економічної сторони.

Подальші дослідження монолітних попередньо напружених залізобетонних конструкцій є дуже важливими і перспективними.

ЛІТЕРАТУРА

1. Журавський О.Д., Тимошук В.А. Розрахунок плоских залізобетонних плит, підсилені зовнішньою напруженою арматурою. // *Будівельні конструкції. Теорія і практика: зб. наук. пр. Київ, КНУБА, 2017. Вип. 1. С. 193-198*
2. Журавський О.Д., Тимошук В.А. Розрахункова модель плоских залізобетонних плит, підсилені зовнішньою напруженою арматурою. // *Вісник Львівського національного аграрного університету. Серія : Архітектура і сільськогосподарське будівництво. - 2018. - № 19. - С. 41-45*
3. Журавський О.Д., Мельник І.В. Робота монолітних залізобетонних плит з постнапруженою арматурою / // *Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. - 2013. - № 755. - С. 135-138.*
4. Журавський О.Д., Тимошук В.А. Дослідження плоскої залізобетонної плити підсиленої зовнішньою напруженою арматурою // *Будівельні конструкції. Теорія і практика: зб.*

- наук. пр. Київ, КНУБА, 2020. Вип. 7. С. 4-11.
5. **Єсіпенко А.Д., Михайлець О.С.** Системи попереднього напруження на бетон за допомогою канатної арматури. // *Будівельне виробництво*. Вип. №49, -2008.- С.102.
 6. **Петрик Ю.М.** Впровадження в Україні монолітних залізобетонних конструкцій з напруженням канатної арматури на бетон (постнапруження) та їх натуральні випробування. // *Містобудування та територіальне планування*. Вип. 61.К-КНУБА.-2016р. С. 335-342
 7. **Петрик Ю.М., Бамбура А.М.** та ін. Натурні випробування інноваційного рішення збірно-монолітного перекриття з пустотними попередньо напруженими плитами та прихованими ригелями. // *Наука та будівництво* №2 (12), 2017р. 19-25с.
 8. **Петрик Ю.М.** Впровадження в Україні монолітних залізобетонних конструкцій з напруженням канатної арматури на бетон (постнапруження) та їх натурні випробування // *Містобудування та територіальне планування*. Вип. 61 – 2016. 335-342 с.
 9. **ДБН В.2.6-98:2009.** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – *Мінрегіонбуд України*. Київ, 2011. 71с.
 10. **ДСТУ Б.В.2.6-156:2010** Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування– *Мінрегіонбуд України*. Київ, 2011. 166с.
 11. **ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010** Єврокод 2 Проектування залізобетонних конструкцій Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. // Київ, "Укрархбудінформ" 2012. – 312
 12. **Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В.** Розрахунок за міцністю нормальних та похилих до поздовжньої осі перерізів згинальних елементів за ДБН В.2.6-98:2009 // *Навчальний посібник*. -К.:КНУБА, 2011. 96 с.
 13. **EN 1992-1-1:2004** Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1: *General rules and rules for building*
 14. **European Technical Approval** Post-Tensioning Systems 03/0036, - 2018. – 82р.
 15. **European Technical Approval** Post-Tensioning Systems 06/0022, - 2016. – 47р
1. **Zhuravskiy O.D., Tymoshchuk V.A.** Rozrakhunok ploskykh zalizobetonnykh plyt, pidsylenykh zovnishnoiu napruzhenoiu armaturoiu. // *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka: zb. nauk. pr. Kyiv, KNUBA, 2017. Vyp. 1. S. 193-198.*
 2. **Zhuravskiy O.D., Tymoshchuk V.A.** Rozrakhunkova model ploskykh zalizobetonnykh plyt, pidsylenykh zovnishnoiu napruzhenoiu armaturoiu. // *Visnyk Lvivskoho natsionalnoho ah-rarnoho universytetu. Seriia: Arkhitektura i silskohospodarske budivnytstvo. - 2018. - № 19. - S. 41-45*
 3. **Zhuravskiy O. D., Melnyk I. V.** Robota monolitnykh zalizobetonnykh plyt z postnapruzhenoiu armaturoiu // *Visnyk Natsionalnoho universytetu "Lvivska politekhnika". Teoriia i praktyka budivnytstva. - 2013. - № 755. - S. 135-138.*
 4. **Zhuravskij O.D., Timoshuk V.A.** Doslidzhennya ploskoyi zalizobetonnoyi pliti pidsilenoyi zovnishnoyu napruzhenoyu armaturoyu // *Budivelni konstrukciyi. Teoriya i praktyka: zb. nauk. pr. Kiyiv, KNUBA, 2020. Vip. 7. S. 4-11*
 5. **Yesipenko A.D., Mihajlec O.S.** Sistemi poperednogo napruzheniya na beton za dopomogoyu kanatnoyi armaturi. // **Budivelne virobnytstvo**. Vip. №49, -2008.- S.102.
 6. **Petrik Yu.M.** Vprovadzheniya v Ukrayini monolitnih zalizobetonnih konstrukcij z napruzheniyam kanatnoyi armaturi na beton (postnapruzheniya) ta yih naturalni viprobuvannya. // *Mistobuduvannya ta teritorialne planuvannya*. Vip. 61.К-КНУБА.-2016р. S. 335-342
 7. **Petrik Yu.M., Bambura A.M.** ta in. Naturni viprobuvannya innovacijnogo rishennya zbirno-monolitnogo perekryttya z pustotnimi poperedno napruzhenimi plitami ta prihovanimi rigelyami. // *Nauka ta budivnictvo* №2 (12), 2017r. 19-25s.
 8. **Petrik Yu.M.** Vprovadzheniya v Ukrayini monolitnih zalizobetonnih konstrukcij z napruzheniyam kanatnoyi armaturi na beton (postnapruzheniya) ta yih naturni viprobuvannya // *Mistobuduvannya ta teritorialne planuvannya*. Vip. 61 – 2016. 335-342 s
 9. **DBN V.2.6-98:2009.** Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni kons-truktsii. Osnovni polozhennia. – *Minrehion Ukrainy*. Kyiv, 2011. 71s.

REFERENCES

1. **Zhuravskiy O.D., Tymoshchuk V.A.** Rozrakhunok ploskykh zalizobetonnykh plyt, pidsylenykh zovnishnoiu napruzhenoiu

10. **DSTU-B.V.2.6-156:2010** Betonni ta zalizobetonna konstruktzii z vazkogo betonu. Pravyla proektuvannya – *Minrehion Ukrainy*. Kyiv, 2011. 166s.
11. **DSTU-N B EN 1992-1-1:2010** Evrokod 2 Proektuvannya zalizobetonnih konstrukcij Chastina 1-1. Zagalni pravila i pravila dlya sporud// Kyiv, "Ukrarkhbudinform" 2012. – 312
12. **Murashko L.A., Kolyakova V.M., Smorkalov D.V.** Rozrahunok za micnistyu normalnih ta pohilih do pozdovzhnoyi osi pereriziv zginalnih elementiv za DBN V.2.6-98:2009 // *Navchalnij posibnik.-K.:KNUBA, 2011. 96 s.*
13. **EN 1992-1-1:2004** Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1: *General rules and rules for building*
14. **European Technical Approval** Post-Tensioning Systems 03/0036, - 2018. –82p
15. **European Technical Approval** Post-Tensioning Systems 06/0022, - 2016. –47p

**MONOLITHIC REINFORCED
CONCRETE STRUCTURES WITH
POST-TENSIONED ROPES**

Dmytro SMORKALOV

Summary. Currently in Ukraine the use of monolithic structures with post-tensioned ropes, which is better known as the technology of "post-tension", and in domestic construction practice - as post-tensioned reinforced concrete structures with reinforcement tension "on concrete". Ropes are mainly used as tension reinforcement in such constructions. The article presents the main idea of post-tensioned monolithic reinforced concrete structures, presents the experience of using this technology in the construction of public buildings in Ukraine. Such designs have their advantages and scope. Sometimes such designs, in fact, have no other alternative. The relevance of the study lies in the spread of the use of monolithic structures with post-tensioned ropes, the need to study such structures and the lack of regulatory documents for design. There are also examples of reinforcement of beams and slabs in slab structures and the main advantages of using post-tension ropes in monolithic reinforced concrete structures on sites built in Ukraine..

Keywords. Post-tensioned monolithic reinforced concrete structures; post-tensioned; rope; anchor

Стаття надійшла до редакції 31.04.2022

THE INFLUENCE OF BLASTING ON BUILDINGS AND CONSTRUCTIONS

Tatyana CHYRVA¹, Viacheslav MARTYNOV², Vira KOLIAKOVA³, Volodymyr CHYRVA⁴,

^{1,2,3} Kyiv National University of Construction and Architecture
Povitroflotskyi ave., 31, Kyiv, Ukraine, 03037

⁴ private firm "Pridneprovye";

Griboedova street,26, Krivoy Rog, Ukraine, 50026

¹tetyana.chyrva@gmail.com, <https://orcid.org/0000-0002-6657-5443>

²arx.martynov@gmail.com, <https://orcid.org/0000-0002-0822-1970>

³koliakova.vm@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0001-6879-8520>

⁴vlad.chyrva@gmail.com, <https://orcid.org/0000-0001-9163-0144>

Summary. Blasting at mining and quarrying in the Krivoy Rog iron ore basin is the cause of numerous subsidence of bases, destruction of foundations and load-carrying members of buildings and constructions in Krivoy Rog. It is aggravated with water-bearing sands deposited under the major part of city area.

They occur at a depth of between 1.5 and 30 meters and overlapped by plastic clays of low load-carrying capacity. The frequency of base subsidence, foundation destructions and cracking in walls and spans of installations located in places of intensive blasting is two times higher than that in remote districts. 40 to 65 percent of buildings and constructions are situated in the zone of seismic activity with the magnitude of 3-6 balls, which is equal to failure of two or three earthquakes of the magnitude 7-8 balls per year.

Spectrum analysis of seismograms shows that frequency spectrum of explosions is 9.1 to 24.7 times higher than that of the first frequencies of natural oscillations of buildings. Therefore the explosions exert destructive influence not on buildings as a whole, but on their separate elements. During a definite time the damages are being accumulated and then manifested with visible defects of foundations and load-carrying constructions.

The measures are worked out of to reinforce building constructions functioning under complicated geological engineering and seismic conditions.

Review of the researches in the field of industrial seismic was realized by Shcherbina S.V., Nesma-



Tatyana CHYRVA
PhD, Associate Professor of the
Department of Architectural
Constructions



Viacheslav MARTYNOV
Professor of the Department of
Architectural Constructions



Vira KOLIAKOVA
PhD, Associate Professor of
Reinforced Concrete and Stone
Structures



Volodymyr CHYRVA
Head Director of private firm
"Pridneprovye",
PhD., Associate Professor

shny E.A., Kutas B. B., Boyko V.V., Kuzmenko A.A., Boyko V.V., Isakhanov G.V., Melnik- Melnikov P.G., Chyrva V.N.

Keywords. Seismic explosions; seismic vibrations; dynamic model; seismic safety; seismic waves; fault zones

INTRODUCTION

One of the main tasks of construction in Krivoy Rog (Ukraine) is ensuring strength and reliability of buildings and structures which are under the action of industrial seismics. Most building installations situated in the city are under systematic seismoexplosional actions

caused by blasting for mining of ore mineral resources and building materials in the Krivoy Rog basin. It should be noted that every seismoexplosional action in about 3-4 balls. As the result many buildings and structures require overhaul repair either with partial substitution of buildings and structures or their strengthening. That is why the research of seismic stability of buildings and structures in the zone of industrial seismics is very actual.(4) рис. 1



Fig.2.Scheme of location on the Ukrainian shield(4)

1. Areas of industrial explosions,
2. Earthquake epicenters
3. Seismic observation points
4. Main fault zones separating megablocks
5. The contour of the slopes of the shield
6. Outline of the exposed part of the shield

Megablocks:

I – Volynsky, II - Podolsky , III-Rosinsky, IV- Bугsky, V – Ingulsky, VI – Srednepridneprovsky, VII – Priasovsky, VIII-volcano-plutonic belt

Рис. 2.Схема розташування на Українському щиті (4)

- 1- Зони промислових вибухів
- 2- Епіцентри землетрусу
- 3- Пункти сейсмічних спостережень
- 4- Основні зони розломів, що розділяють мегаблоки
- 5- Контур схилів щита
- 6- Обрис відкритої частини щита

Мегаблоки:

I – Волинський, II – Подільський, III – Росинський, IV- Бугський, V – Інгульський, VI. – Середньопридніпровський, VII – Приазовський, VIII-вулканоплутонічний пояс

To solve this task it is necessary to study and analyze the action of explosions, to work out dynamic models of the structures discussed and

to determine stress and strain state of the members of buildings and structures taking into consideration multifrequency of explosions.

THE ACTION OF SEISMIC OSCILLATIONS ON STRUCTURES

The seismic action on buildings and structures at earthquakes are usually valuated according to the acceleration of the shift of a member or the earth. All the existing scales of the earthquake intensity in balls are based on the acceleration of the earth. It is admitted that the action of earthquakes is equal to the inertial force.

The value magnitude of these forces is admitted equal to the product of the mass of the given member multiplied by the acceleration of the earth shift. Besides the acceleration of building oscillations is substituted for the acceleration of the earth shift. This method is used when the frequency of natural oscillations is much higher than the frequency of earth oscillations.

An earthquake acts as static load and the acceleration of earth and structure members are equal.

In case the frequency of building oscillations is lower than the frequency of seismic earth oscillations this method of valuation is not acceptable. In such cases the frequency of building oscillations are similar to the frequency of natural oscillations and not to the frequency of forced oscillations. The acceleration of structure oscillations and the inertial forces caused by them differ greatly from the ones used at statistic account of seismic actions.

The frequency of earth oscillations at explosion is higher than the frequency of natural oscillations of buildings and structures. That is why for all members the speed of the earth shifts at the foundation of buildings is taken as the criteria of seismic hazard.

THE ANALYSIS OF SEISMIC ACTIONS ON BUILDINGS AT MASS EXPLOSIONS

The analysis of technical condition of domestic and public buildings in some districts of Krivoy Rog shows that the main factors which

cause intensive failure of buildings are seismic actions at mass explosions at open-cuts of ore-dressing plants and at open-cuts producing building materials. Besides practically 70 percent of buildings and structures have considerable damages such as cracks, sags and cockings. Every year there are 280-350 mass explosions in the Krivoy Rog basin. They cause great additional seismic actions which promote failure of buildings and structures.

The frequency of base subsidence, foundation destructions and cracking in walls and spans of installations located in places of intensive blasting is two times higher than in remote districts. 40-65 percent of buildings and constructions are situated in the zone of seismic activity with the magnitude of 3-6 balls, which is equal to failure of two or three earthquakes of the magnitude of 7-8 balls per years.

The time of seismic action at many constructions of the city was registered and their statistic analysis was made to valuate the magnitudes of seismic actions. The studies of seismic explosions showed that the speed of seismic actions depends on the geological structure of the territory in the radius of explosion wave spreading, relief condition, water reservoirs availability and strength of basic rocks, technical condition of the building, location of the structure from the place of explosion, general mass and the mass of explosion wave on moderation degree, technology of mass explosions and methods of their control. All the factors mentioned above are different in every district of the city. The technical state of the domestic fond of the city is bad and the exceptional speed of seismic actions must not be more than 0,4-0,5 cm/sec, while new buildings have the speed of 2-3 cm/sec. It reaches 5-8 cm/sec for the buildings, equipped with seismic protection.

For example, one of the four -storied buildings in the city was studied according to the analysis of seismogram. It was determined that the period of natural oscillations of the buildings T ranges from 0,23 to 0,28 sec and the frequency of natural oscillations f is 3,5-3,7 hertz (fig.2).

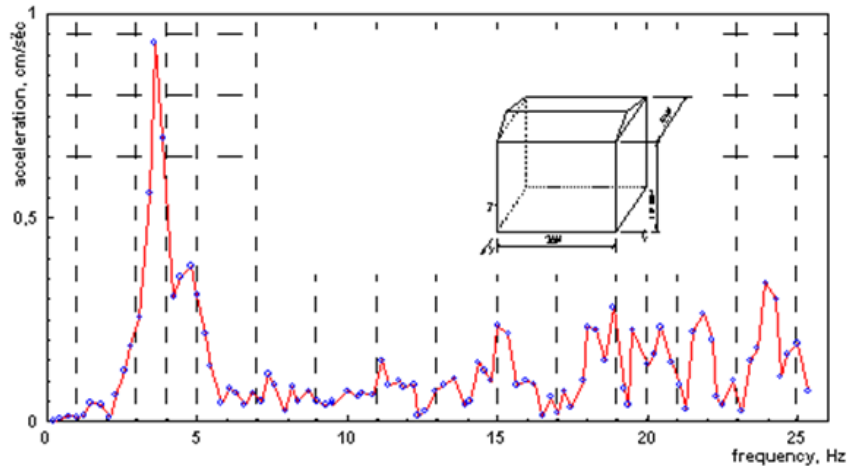


Fig.2 Amplitude spectrum for acceleration of building
 Рис.2 Амплітудний спектр для прискорення забудови

On the amplitude spectrum of Fourier these are two points of extremum with the frequency of 3,6 and 4,5 hertz. The frequency of forced oscillations of seismic actions ranges from 32,2 to 91,3 hertz. Thus the frequency spectrum of explosions is 9,1-24,7 times higher than the natural oscillations of the building.

THE RESEARCH OF MODELS OF DYNAMIC STRUCTURE.

Numerical modeling of the conduct of a building under the explosion actions was performed to confirm the results of the measurements. The formation of multiparameter dynamic models of structures is based on the method finite elements.

This method is considered to be one of the leading methods of numerical analysis of stress

$$\ddot{y}_j + 2\alpha\xi_j\omega_j\dot{y}_j + \beta\omega_j^2y_j = m_j^{-1}P_i(t), \tag{1}$$

where α, β are value magnitudes permitting to take into account different kinds of damping factor;

ξ_j is a coefficient damping factor by j – form;

ω_j is j - natural frequency;

$m_j = u_j^T M u_j$;

M is a matrix of inertial model;

u_j is a vector of j - natural of form oscillations;

$P_j(t)$ is j - generalized force.

Having done the integration of the simultaneous equations of motion we shall get the time realization parameters of stress and strain state

and strain state and stability of complex systems. To describe hardness and elasticity of structures it is necessary to create initial dynamic models of larger sizes. Their reduction to the systems of smaller sizes is carried out by the method of generalized coordinates. Natural forms of oscillations and their modifications are used as basic functions.

Iteration method is used to determine load-carrying natural forms and the frequency of structures. Which enables to reduce the solution of the generalized problem of proper meanings of larger sizes to the sequence of tasks on proper meanings of smaller sizes.

A design dynamic model is a system of independent second-order equations in regard to generalized co-ordinates (9):

of building members. The results of experimental researches and numerical modeling practically coincide.

CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

1. For cities, subjected to explosions, it is necessary to make up a general map of the city, picking out places favorable for construction and potentially dangerous places.

2. It is imperative to evaluate regularly the actual state and the degree of damages of domestic fond of cities, located in a zone of seismic actions of mass explosions.

3. The construction of new districts should be carried out with buildings seeppling with seismic defense.

4. New methods on strengthening of building structures and installations damaged by explosion actions have been worked out. These methods are based on introduction of additional elements of hardness.

5. Some recommendations were given as to the location of additional structures. Monolithic ferro-concrete diaphragms located in the places of existing partitions were chosen as basic strengthening structures. Location of diaphragms depends on conditions of asymmetry of hardness in the plan of a building. The reduction of the period of natural oscillations of a building was taken as the criteria of means of strengthening.

REFERENCES

- Shcherbyna S.V.** Otsenka seismycheskoi opasnosti zhylykh zdanyi v h.Kryvoi Roh na osnove mykroseismycheskykh nabliudenyi. -/ Shcherbyna S.V., Pyhulevskyi P.Y., Kryl T.V. // *Heoinformatyka*.2012. № 4. S. 66-72
- Nesmeshnyi E.A.** Opredelenye parametrov vzryvnykh rabot y rasstoianiy, bezopasnykh po deistviyu seismycheskykh y udarnykh vozdushnykh voln. // *Kryvoi Roh: NY-HRY*. 1995. 26 s.
- Nesmeshnyi E.A.** Otsenka seismycheskoi opasnosti massovykh vzryvov v raione vostochnoho borta karera OAO «IuHOK».- / Nesmeshnyi E.A., Fedyn K.A. // *Metallurhycheskaia y honorudnaia promyshlennost*, №4, 2013, s.72-75
- Kutas V. V.** Hlubynnoe stroenye zemnoi kory v raione Kryvorozhskoi struktury po heolohohyfyzycheskym dannym y vly-yanye tekhnhennoho faktora na proiavlennye lokalnoi seismychnosti..-/ Kutas V. V., Andrushchenko Yu. A., Omelchenko V. D. // *Heofyz. zhurn*. 2013. T. 35. № 3. S. 156-165.
- Boiko V.V.** Otsenka seismobezopasnosti sooruzheniy pry vozdeistviy na nykh vzryvnykh voln s uchetom ykh spektralneyh kharakterystyk .-/ Boiko V.V., Kuzmenko A.A., Khlevniuk T.V. // *Visnyk NTUU «KPI». Seriya «Hirnystvo»: Zb. nauk. prats*. 2008. № 16. S. 3-13..
- Boiko V.V.** Problemy seismichnoi bezpeky vybukhovoii spravy u karierakh Ukrainy: monohrafiia. -//K.: TOV «Vydavnytstvo Stal», 2012. - 184 s.
- Vovk A.A.** Parametry poverkhnostnykh seismycheskykh voln pry massovykh vzryvakh / Vovk A.A., Levankova L.N. // *Visnyk NTUU «KPI». Seriya «Hirnystvo»: Zb. nauk. prats*. -№ 13. - 2006. - s. 23-33.
- Kryvoruchko N.Y.** Problematyka issledovaniy promyshlennoi seismyky v oblasti obespecheniya seismobezopasnosti tekhnolohycheskykh vzryvov // *Univer-sum: Tekhnicheskyye nauky: elektron.nauch.zhurn*.2013.- №1(1) – c.79- 86
- Ysakhonov H.V.** Yssledovanye napriazhenno-deformirovannoho sostoianiya plastyn pry sluchainoi statsyonarnoi nahruzke.- //Ysakhonov H.V., Melnyk-Melnykov P.H., Chyrva V.N.// *Sbornyk «Soprotivlenye materialov y sooruzheniy»*, № 47, Kyev, 1986, s.5-10
- Medvedev, S.V.** Seismycheskye voz-deistviya na zdaniya y sooruzheniya / S.V. Medvedev, B.K. Karapetian, V.A. Bykhovskiy. // *M.: Stroiyzdat*, 1968. 191 s.
- Repiakh V.V.** Opyt pryimeneniya novykh stroytelnykh norm v seismycheskykh raschetakh zdanyi. // *Budivelni konstruksii*. Zb. nauk.prats. – K.: NDIBK, 2009. - Vyp. 69. – S. 674-679.
- Nemchynov Yu.Y.** Seismostoikost zdanyi y sooruzheniy. V dvukh chastiakh. -// Kyev:, 2008. – 480 s.
- Nemchynov Yu.Y.**, y dr. Proektyrova-nye zdaniya s zadannym urovnem obespecheniya seismostoikosty /pod red. Yu. Y. Nemchynova. -//K.: Hudymenko S.V., 2012. – 384 s.
- Koliakov M.Y.** Deiaki aspekty stanu seismostiikoho proektuvannia i budivnytst-va v Ukraini. / Koliakov M.Y., Plakhtiienko M.P., Poliakov H.P. // *V kn.: “IV naukovy-tekhnichna konferentsiia. “Budivnytstvo v seismichnykh raionakh Ukrainy”. Dopovidi, 18-21 travnia 1999 r., h.Ialta*, s.27-33.

15. **Hetun H.V.** Analiz spetsyfichnykh osoblyvostei proektuvannya vysotnykh budivel u seismichnykh raionakh. / H.Hetun, V.Koliakova, I.Bezklubenko, O.Balina, V.Melnyk.- // *Zb. nauk. prats "Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka"*, Ky-yiv.:KNUBA,2019.-Vyp.4 s.39-48.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.4.2019.39-48>
16. **PIANC** Seismic Design Guidelines for Port Structures, International Navigation Association, / A.A. Balkema Publishers, Tokyo, 2001.
17. **Borg R.C.** Seismic performance, analysis and design of wharf structures: a comparison of worldwide typologies/ *A Dissertation Submitted in Partial Fulfilment of the Requirements for the Master Degree in earthquake engineering, 2007.-256p.*
18. **Buslov, V.M.** Evaluating earthquake damage to concrete wharves// Buslov, V.M./ *Concrete International, 1996. pp. 50-54.*
19. **Egan J.A.** Seismic repair at Seventh Street Marine Terminal// Egan J.A., Hayden R.F., Scheibel. Otus M., Seventi, G.M. / *Grouting, Soil Improvoment and Geosynthetics, Geotechnical Special Publication No. 30, ASCE, 1992. - pp.867-878*
20. Earthquake engineering handbook / edited by Wai-Fah Chen, Charles Scawthorn / *CRC Press LLC, 2003.- 1450p.*
5. **Бойко В.В.** Оценка сейсмобезопасности сооружений при воздействии на них взрывных волн с учетом их спектральных характеристик ./ Бойко В.В., Кузьменко А.А., Хлевнюк Т.В. // *Вісник НТУУ «КПІ». Серія «Гірництво»: Зб. наук. праць. 2008. № 16. С. 3-13..*
6. **Бойко В.В.** Проблеми сейсмічної безпеки вибухової справи у кар'єрах України: монографія. -К.: ТОВ «Видавництво Сталь», 2012. - 184 с.
7. **Вовк А.А.**, Леванкова Л.Н. Параметры поверхностных сейсмических волн при массовых взрывах // *Вісник НТУУ «КПІ». Серія «Гірництво»: Зб. наук. праць. -№ 13. - 2006. - с. 23-33.*
8. **Криворучко Н.И.** Проблематика исследованний промышленной сейсмики в области обеспечения сейсмобезопасности технологических взрывов// *Universum: Технические науки: электрон. науч. журн. 2013.- №1(1) – с.79- 86*
9. **Исаханов Г.В.**, Мельник-Мельников П.Г., Чирва В.Н. Исследование напряженно-деформированного состояния пластин при случайной стационарной нагрузке.- //Исаханов Г.В., Мельник-Мельников П.Г., Чирва В.Н.// Сборник «Сопротивление материалов и сооружений», № 47, Киев, 1986, с.5-10
10. **Медведев, С.В.** Сейсмические воздействия на здания и сооружения / С.В. Медведев, Б.К. Карапетян, В.А. Быховский. // *М.: Стройиздат, 1968. 191 с.*
11. **Репях В.В.** Опыт применения новых строительных норм в сейсмических расчетах зданий. // *Будівельні конструкції. Зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2009. - Вип. 69. – С. 674-679.*
12. **Немчинов Ю.И.** Сейсмостойкость зданий и сооружений. В двух частях. – *Киев:, 2008. – 480 с.*
13. **Немчинов Ю.И.**, и др. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости / *под ред. Ю. И. Немчинова. – К.: Гудименко С.В., 2012. – 384 с.*
14. **Коляков М.И.** Деякі аспекти стану сейсмостійкого проектування і будівництва в Україні. / Коляков М.И., Плахтійенко М.П., Поляков Г.П. // *В кн.: "IV науково-технічна конференція. "Будівництво в сейсмічних районах України". Доповіді, 18-21 травня 1999 р., г.Ялта, с.27-33.*

ЛІТЕРАТУРА

1. **Щербина С.В.** Оценка сейсмической опасности жилых зданий в г.Кривой Рог на основе микросейсмических наблюдений. -/ Щербина С.В., Пигулевский П.И. Криль Т.В. // *Геоінформатика. 2012. № 4. С. 66-72*
2. **Несмашный Е.А.** Определение параметров взрывных работ и распределений, безопасных по действию сейсмических и ударных воздушных волн. //Кривой Рог: НИГРИ. 1995. 26 с.
3. **Несмашный Е.А.** Оценка сейсмической опасности массовых взрывов в районе восточного борта карьера ОАО «ЮГОК». -/ Несмашный Е.А., Федин К.А. // *Металлургическая и горнорудная промышленность, №4 ,2013, с.72-75*
4. **Кутас В. В.** Глубинное строение земной коры в районе Криворожской структуры по геолого-геофизическим данным и влияние техногенного фактора на проявление локальной сейсмичности.-/ Кутас В. В., Андрущенко Ю. А., Омельченко В. Д. // *Геофиз. журн. 2013. Т. 35. № 3. С. 156-165.*
5. **Гетун Г.В.** Аналіз специфічних особливостей проектування висотних будівель у сейсмічних районах. / Г.Гетун, В.Колякова, І.Безклубенко, О.Баліна, В.Мельник.- // *Зб. Наук*

праць "Будівельні конструкції. Теорія і практика", Київ: КНУБА, 2019.- Вип. 4 с. 39-48.

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.4.2019.39-48>

15. **Piase** Seismic Design Guidelines for Port Structures, *International Navigation Association*, / A.A. Balkema Publishers, Tokyo, 2001.
16. **Borg R.C.** Seismic performance, analysis and design of wharf structures: a comparison of worldwide typologies/ A Dissertation Submitted in Partial Fulfilment of the Requirements for the Master Degree in earthquake engineering, 2007.- 256p.
17. **Buslov, V.M.** Evaluating earthquake damage to concrete wharves// Buslov, V.M./ *Concrete International*, 1996. pp. 50-54.
18. **Egan J.A.** Seismic repair at Seventh Street Marine Terminal// Egan J.A., Hayden R.F., Scheibel. Otus M., Seventi, G.M. / *Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, Geotechnical Special Publication No. 30, ASCE*, 1992. - pp.867-878.
19. Earthquake engineering handbook / edited by Wai-Fah Chen, Charles Scawthorn / *CRC Press LLC*, 2003.- 1450p.

ВПЛИВ ВИБУХОВИХ ХВИЛЬ НА БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ

*Тетяна ЧИРВА, Вячеслав МАРТИНОВ,
Віра КОЛЯКОВА, Володимир ЧИРВА*

Вибухові роботи при видобуванні корисних копалин у Криворізькому залізрудному басейні є причиною численних просадок основ, руйну-

вання фундаментів та несучих елементів будівель та споруд Кривого Рогу. Вона посилюється водоносними пісками, що відклалися здебільшого території міста. Вони залягають на глибині від 1,5 до 30 метрів і перекриті пластичними глинами низької здатності, що несе.

Частота просадок фундаментів, руйнувань фундаментів та тріщин у стінах та прольотах споруд, розташованих у місцях інтенсивних вибухових робіт, у два рази вища, ніж у віддалених районах. Від 40 до 65 відсотків будівель та споруд перебувають у зоні сейсмічної активності силою 3-6 балів, що дорівнює аварійності двох-трьох землетрусів силою 7-8 балів на рік.

Спектральний аналіз сейсмограм показує, що частотний спектр вибухів у 9,1-24,7 разів перевищує спектр перших частот власних коливань будівель. Тому вибухи надають руйнівний вплив не так на будівлі загалом, але в окремі їх елементи. Протягом певного часу пошкодження накопичуються, а потім проявляються видимими дефектами фундаментів та конструкцій, що несуть.

Розроблено заходи щодо посилення будівельних конструкцій, що функціонують у складних інженерно-геологічних та сейсмічних умовах.

Огляд досліджень у галузі промислової сейсміки здійснили Щербина С.В., Несмашний Є.А., Кутас В. В., Бойко В.В., Кузьменко А.А., Бойко В.В., Ісаханов Г.В., Мельник-Мельников П.Г., Чирва В.Н.

Ключові слова. Сейсмовибухові дії, сейсмічні коливання, динамічна модель, сейсмічна безпека, сейсмічні хвилі, зони розлому

Стаття надійшла до редакції 30.04.2022

СИСТЕМИ КООРДИНАТНИХ ФУНКЦІЙ ПІД ЧАС РОЗКЛАДАННЯ ПЕРЕМІЩЕНЬ ПО ПОЛІНОМАХ

Юрій МАКСИМ'ЮК¹, Олександр КОЗАК², Іван МАРТИНЮК³, Владислав БУЧКО⁴

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

¹ maksymiuk.iuv@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-5814-6227>

² oleksandr.kozak@zetis.biz, <http://orcid.org/0000-0002-0025-6554>

³ ivan.martinyuk@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-7957-2068>

⁴ vlad.buchko.1998@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-4668-5469>

Анотація. Отримані в [10, 12] формули для обчислення вузлових реакцій та коефіцієнтів матриці жорсткості дозволяють використовувати для представлення переміщень різні системи координатних функцій, побудовані на основі поліномів. Відмінна особливість цих співвідношень у порівнянні з аналогічними, виведеними при використанні для подання переміщень рядів Фур'є, полягає в тому, що не рівні нулю коефіцієнти не тільки діагональних, але і периферійних підматриць і розв'язання систем рівнянь, що одержуються на їх основі, прямими методами стає недоцільним. До чинників, визначальних у разі ефективності напіваналітичного методу скінчених елементів, ставляться, насамперед, простота завдання умов закріплення на торцях тіла, і величина обсягу обчислень, обумовлена швидкістю збіжності інтеграційного процесу розв'язання систем рівнянь. Особливе значення в рамках напіваналітичного варіанту методу скінчених елементів має вибір відповідної системи координатних функцій для представлення переміщень по довжині призматичного елемента. При виведенні співвідношень універсального скінченного елемента за винятком рядів Фур'є безпосереднє використання функцій, що застосовувалися в розглянутих вище роботах з розрахунку призматичних тіл на основі напіваналітичного методу скінчених елементів, представляється нерациональним, тому що кожна з них задовольняє тільки окремих випадків граничних умов, причому сформульованим з позицій теорії оболонок.



Юрій МАКСИМ'ЮК
професор кафедри
будівельної механіки,
д.т.н.



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



Іван МАРТИНЮК
докторант кафедри
будівельної механіки,
к.т.н.



Владислав БУЧКО
аспірант кафедри
будівельної механіки

Крім того серед розглянутих функцій тільки ряди Фур'є забезпечують суворий поділ змінних і зведення вихідної просторової задачі до ряду двовимірних для кожної утримуваної гармоніки.

На підставі наведених досліджень зроблений висновок, що змішані системи координатних функцій, побудовані на базі поліномів Міхліна, дозволяють найбільш просто формулювати різні умови закріплення на торцях, забезпечуючи при цьому високу швидкість збіжності ітераційного процесу.

Ключові слова. Метод скінчених елементів (МСЕ); напіваналітичний метод скінчених елементів (НМСЕ); моментна схема скінчених елементів (МССЕ); ряди Фур'є; поліноми Лагранжа, Лежандра, Міхліна.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

При виборі форми елемента слід врахувати, що його властивості повинні задовольняти вимогам, що впливають з необхідності розраховувати масивні тіла зі складним обрисом границь поперечного перерізу і відповідно тонкостінні об'єкти, напружений стан яких характеризується наявністю значних згинальних складових. Завдяки простоті співвідношень широкого поширення набули трикутні скінченні елементи, що дозволяють задовільно описувати криволінійні границі, проте, як показано в монографії [6], вони значно поступаються в задачах згину чотирикутним СЕ. Беручи до уваги характер зміни переміщень по товщині оболонок і пластин, оптимальним слід визнати лінійний закон їх поширення в межах елемента. Тому в якості універсального СЕ прийнято призматичний елемент з білінійним законом заповнення переміщень в області чотирикутного поперечного перерізу, вивід матриці жорсткості якого виконаний відповідно до методики (МССЕ) [11, 14].

Як показано в роботах [2, 3, 13, 17], застосування МССЕ значно покращує збіжність результатів у порівнянні з іншими схемами МСЕ, що базуються на співвідношеннях теорії пружності. Вона дозволяє розраховувати як масивні, так і тонкостінні тіла, не уступаючи оболонковим варіантам МСЕ. Крім того, застосування МССЕ дозволяє

усунути явище «помилкового зсуву», що виникає при розрахунку тонкостінних конструкцій за допомогою просторових СЕ [7, 19], і задовольнити зсувам елемента як жорсткого цілого, необхідність врахування яких відзначається в значній кількості публікацій [1, 4, 5, 8, 9, 15].

Аналіз публікації [18], присвячених різним методам розрахунку просторових конструкцій, дозволяє зробити висновок, що найбільш перспективною для загального випадку граничних умов є орієнтація на розкладання переміщень за поліномами.

ОБҐРУНТУВАННЯ ВИБОРУ СИСТЕМИ КООРДИНАТНИХ ФУНКЦІЙ ПІД ЧАС РОЗКЛАДАННЯ ПЕРЕМІЩЕНЬ ПО ПОЛІНОМАХ

Для обґрунтування вибору поліномів, які найбільш повно задовольняють сформульованим вимогам, розглянемо три системи координатних функцій.

Як перша для представлення переміщень прийняті ортонормовані поліноми Лежандра :

$$P_{(t)} = \sqrt{\frac{2t+1}{2}} \sum_{k=0}^t \frac{(-1)^k (t+k)!}{(t-k)!(k!)^2 2^{k+1}} \cdot \left[(1-x^3)^k + (-1)^t (1+x^3)^k \right] \quad (1)$$

$$\frac{dP_{(t)}}{dx^3} = \sqrt{\frac{2t+1}{2}} \sum_{k=1}^t \frac{(-1)^{k+1} (t+k)! k}{(t-k)!(k!)^2 2^{k+1}} \cdot \left[(1-x^3)^{k-1} + (-1)^{t-1} (1+x^3)^{k-1} \right]$$

Така система поліномів є дуже мінімальною в метриці оператора теорії розв'язання задачі варіаційними методами.

Друга система координатних функцій змішана. Її перші два члени належать поліномам Лежандра, решта – Міхліна [16]:

Виразимо переміщення через коефіцієнти їх розкладання за поліномами відповідно до (1):

$$q_{(0)} = C_{(0)} P_{(0)}, \quad q_{(1)} = C_{(1)} P_{(1)} \quad (2)$$

$$q_{(t)} = C_{(t)}P_{(t)} - C_{(t-1)}P_{(t-2)}$$

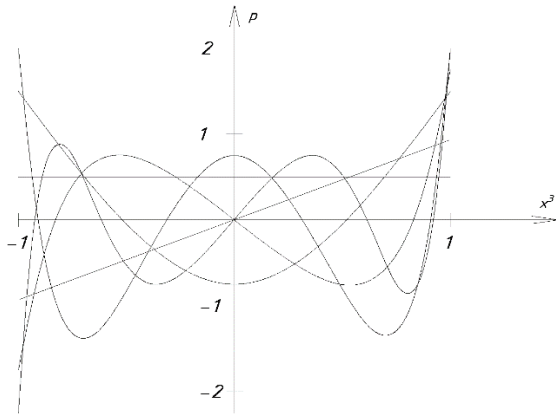


Рис.1. Графіки функцій $P_{(t)}$

Fig.1. Function graphs $P_{(t)}$

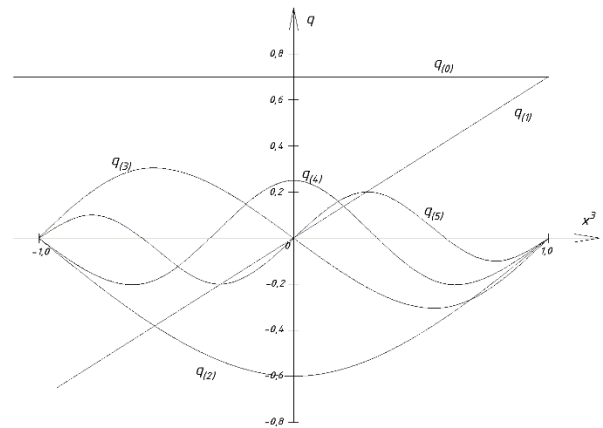


Рис.2. Графіки функцій $q_{(t)}$

Fig.2. Function graphs $q_{(t)}$

$$\frac{aq_{(0)}}{ax^3} = 0, \quad \frac{aq_{(1)}}{ax^3} = \sqrt{\frac{3}{2}}c_{(1)},$$

$$\frac{aq_{(t)}}{ax^3} = P_{(t-1)} \quad (3)$$

де

$$c_{(1)} = 1, \quad c_{(t)} = \sqrt{(4t^2 - 1)^{-1}},$$

$$(t = 1, 2, 3 \dots) \quad (4)$$

Перших два члена третьої системи координатних функцій належать поліномам Лагранжа, інші Міхліна:

$$R_0 = \frac{1}{2}(1-x^3), \quad R_1 = \frac{1}{2}(1+x^3),$$

$$R_{(t)} = q_{(t)} \quad (5)$$

$$\frac{dR_{(0)}}{dx^3} = -\frac{1}{2}, \quad \frac{dR_{(1)}}{dx^3} = \frac{1}{2}, \quad \frac{dR_{(t)}}{dx^3} = P_{(t-1)}$$

Графіки функцій $q_{(t)}$ і $R_{(t)}$ наведені на рис. 2 та 3 відповідно. Ці координатні системи майже ортонормовані у метриці енергійного простору, що є особливо

важливим з погляду збіжності ітераційних процесів розв'язання системи рівнянь [16]

Аналіз значень, які приймають розглянуті поліноми при $x^3 = \pm 1$ (див. рис. 1 та 3) дає підставу зробити висновок, що тільки система базисних функцій R дозволяє найбільш просто формулювати різні варіанти закріплення торців тіла традиційним для МСЕ способом, що полягає у виключенні відповідних рівнянь.

При апроксимації переміщень поліномами p завжди і q в задачах з несиметричними граничними умовами завдання закріплення вимагає залучення спеціальних прийомів, що ґрунтуються на використанні невизначених множників Лагранжа, введенні пружних опор тощо, які суттєво знижують ефективність НМСЕ.

Так, застосування невизначених множників Лагранжа призводить до збільшення кількості невідомих і погіршує обумовленість матриці системи рівнянь.

Пружні опори моделюють граничні умови приблизно і також погіршують обумовленість матриці, що наочно ілюструється на прикладі розрахунку в умовах плоскої деформації за напрямом x^2

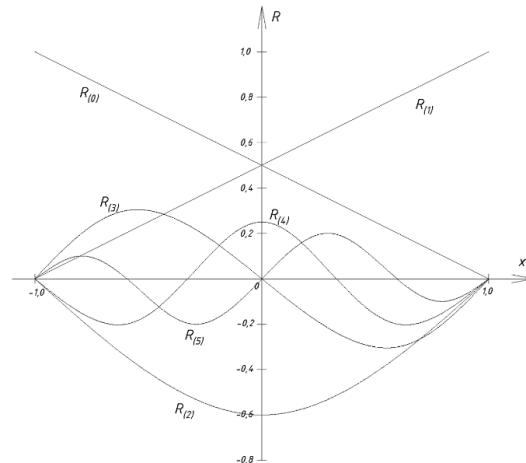
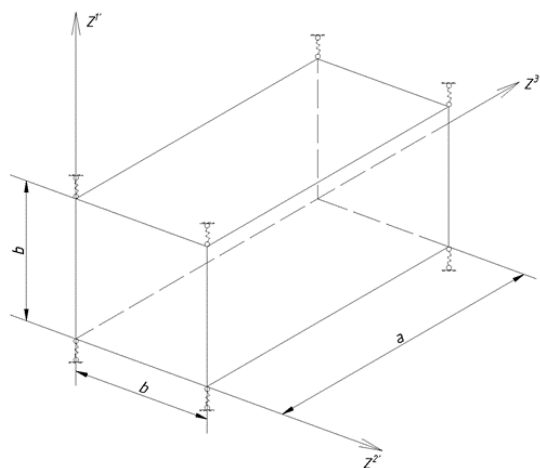


Рис.3. Графіки функцій R_l

Fig.3. Function graphs R_l

бруса довжиною $a = 0,02\text{ м}$ з товщиною $b = 0,01\text{ м}$ (рис. 4). Брус навантажений по порожнинам $x^1 = \pm 0,5$ нормальним рівномірно розподіленим навантаженням Q і закріплений від зсувів по площинах $x^3 = \pm 1$. У таблиці 1 наведено значення числа обумовленості $\alpha = \tilde{\lambda}_{\max} / \tilde{\lambda}_{\min}$ і зміщення $v_1 = u_1 E / Q$, обчислення при різних способах завдання закріплення. Тут: $\tilde{\lambda}_{\max}$ і $\tilde{\lambda}_{\min}$ - максимальне та мінімальне власні числа матриці відповідно; u_1 - прогин у точці $x^2 = 0,5$, $x^3 = 0$. E - модуль пружності матеріалу.

Об'єкт апроксимувався одним кінцевим елементом з утриманням поліномом q і R ,



знадобилося всього 7 простих ітерацій для досягнення точності обчислення близько 1%. При формуванні матриці на основі поліномів P податливість пружних опор приймалося такою, щоб похибка визначення v_1 , пов'язана з наближеним задоволенням граничних умов не перевищувала 1%. У цьому випадку кількість обумовленості матриці для поліномів P зростає більш ніж на два порядки, а ітераційний процес розходиться не тільки для простих, але і блокових ітерацій. Проведені дослідження показують, що за наявності закріплень на торцях тіла використання поліномів Лежандра є недоцільним.

Рис.4. Розрахункова схема балки
Fig.4. Estimated scheme of the beam

Табл.1. Значення числа обумовленості α і зміщення U_1 , обчислення різними способами фіксації завдань.

Табл.1. The value of the number of conditionality α and U_1 displacement, calculation in different ways of fixing tasks.

φ	Спосіб завдання закріплень	α	U_1	
			Градус	Прості ітерації
R, q	Виключення невідомих	35,9	1,50	1,48
p	Пружні опори	39,58	1,51	-

Зіставлення збіжності ітераційного процесу розв'язання систем рівнянь, побудованих на основі функцій, що розглядаються, для об'єктів з незакріпленими торцями проведено на прикладі нескінченної в напрямку Z^1 смуги прямокутного перерізу, розрахункова схема якої наведена на рис. 5. Моделювання умов плоскої деформації вздовж осі Z^1 здійснюється шляхом виділення шару кінцевої товщини закріпленого від зсувів

u_1 . Граничні умови на площинах $Z^2 = 0$ і $Z^2 = b$ відповідають спираю на гнучку діафрагму, площині $Z^3 = 0$ і $Z^3 = a$ та вільні від закріплення. Смуга перебуває під впливом рівномірно розподіленої площині $Z^3 = 0$ навантаження одиничної інтенсивності. У напрямку Z^1 смуга апроксимувалась одним елементом, по осі Z^2 - вісьмома при утриманні шести членів розкладання по поліномах.

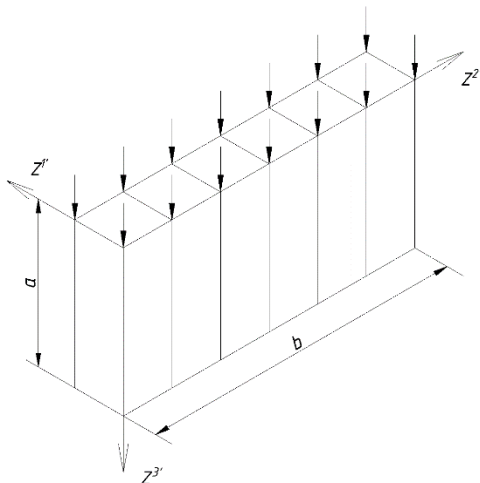
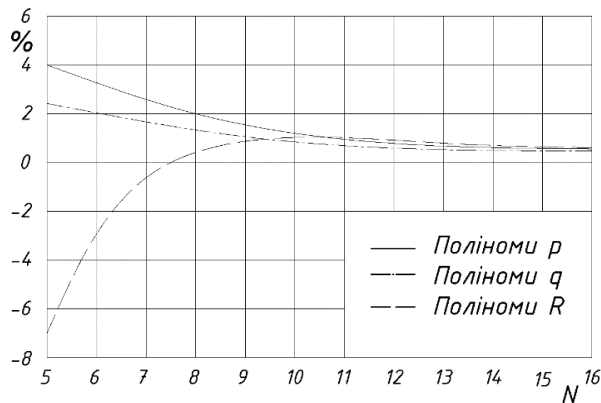


Рис.5. Схема розрахунку нескінченності в напрямку смуги Z^1 прямокутного перерізу
Fig.5. The calculation scheme of the infinite in the direction Z^1 of the strip of rectangular cross section

Табл.2. Дані про кількість ітерацій, необхідних для вирішення задачі з однаковою точністю
Tabl.2. Data on the number of iterations needed to solve the problem with equal accuracy

ω, φ	p	q	R
1	14	14	32
1,2	8	9	21
1,4	8	8	11
1,6	13	15	17

На першому етапі виконано дослідження впливу параметра релаксації ω на збіжність методу блокових ітерацій. В таблиці 2 наведено дані про кількість ітерацій, необхідних для розв'язання задачі з однаковою точністю, на підставі порівняння яких оптимальне значення ω



ВИСНОВКИ

Таким чином, на підставі проведених досліджень можна зробити висновок, що змішані системи координатних функцій, побудовані на базі поліномів Міхліна, дозволяють найбільш просто формулювати різні умови закріплення на торцях, забезпечуючи при цьому високу швидкість збіжності ітераційного процесу.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Баженов В.А.** Метод скінченних елементів у задачах деформування та руйнування тіл обертання при термосиловому навантаженні / [Баженов В.А., Пискунов С.О., Максим'юк Ю.В.] – Київ: Вид-во «Каравела», 2018. – 316с.
2. **Баженов В.А.** Особливості використання моментної схеми скінчених елементів (МССЕ) при нелінійних розрахунках оболонок і пластин / В.А. Баженов, О.С. Сахаров, О.І. Гуляр [та ін.] // *Опір матеріалів і теорія споруд.* – 2014. – Вип. 92. – С. 3–16.
3. **Баженов В. А.** Напіваналітичний метод скінченних елементів в задачах континуального руйнування просторових тіл: Монографія / В.А. Баженов, О.І. Гуляр, С.О. Пискунов, О.С. Сахаров – К. : «Каравела», 2014. – 236 с.
4. **Богнер (F.K.Bogner), Фокс (R.L. Fox), Шмит (L.A. Schmit).** Расчет цилиндрической

приймають 1.4 для цих поліномів. Потім при оптимальному значенні параметра релаксації проведено оцінку точності розв'язання в залежності від кількості ітерацій. Подані на рис. 6 графіки показують, що максимальна точність результатів досягається під час використання поліномів q .

Рис.6. Графік залежності точності розв'язання від кількості ітерацій
Fig.6. Graph of the accuracy of the solution on the number of iterations

- оболочки методом дискретных элементов. – *Ракетная техника и космонавтика*, 1967, № 4, с.170-175.
5. **Гуляр О.І.** Ефективність моментної схеми скінчених елементів (МССЕ) в задачах згину та з концентраторами напружень / О.І. Гуляр, С.О. Пискунов, І.І. Солодей, Ю.В. Максим'юк // *Опір матеріалів і теорія споруд.* – 2012. – Вип. 89. – С. 143–157.
 6. **Зенкевич О.** Метод конечных элементов в технике. – М.: Мир, 1975. – 539 с.
 7. **Зенкевич О.К., Айронс Б.М., Скотт Ф.К., Кемпбелл Дж.С.** Анализ трехмерного напряженного состояния. – В кн.: *Расчет упругих конструкций с использованием ЭВМ. Л.: Судостроение*, 1974, с.293-305.
 8. **Кэнтин (G.Cantin).** Зависимость деформаций цилиндрических оболочек от перемещений. – *Ракетная техника и космонавтика*, 1986, № 9, с.219-220.
 9. **Кэнтин (G.Cantin).** Смещения криволинейных конечных элементов как жесткого целого. – *Ракетная техника и космонавтика*, 1970, № 7, с.150-159.
 10. **Максим'юк Ю.** Вузлові реакції та коефіцієнти матриці жорсткості скінченого елемента на основі представлення переміщень поліномами / Ю. Максим'юк, О. Шкриль, І. Мартинюк, В. Бучко // *Зб. наук. праць Будівельної конструкції теорія і практика.* – 2021. – Вип. 9. – С. 54–62.

11. **Максим'юк Ю.В.** Алгоритм розв'язку задач нелінійного деформування та стійкості пружнопластичних вісесиметричних оболонок середньої товщини / Ю.В. Максим'юк // *Опір матеріалів і теорія споруд* – 2014. – Вип. 92. – С. 148–156.
12. **Максим'юк Ю.В.** Виведення формул для обчислення вузлових реакцій та коефіцієнтів матриці жорсткості скінченого елемента на основі представлення переміщень поліномами / Ю.В. Максим'юк, І.Ю. Мартинюк, В.В. Бучко, О.В. Максим'юк // *Управління розвитком складних систем: Наук.-техн. збірн.* – К.: КНУБА, 2022 – Вип.47 – С. 51-59.
13. **Максим'юк Ю.В.** Постановка задачі про вплив геометричної нелінійності на несучу здатність і закритичну поведінку тонко-стігних та комбінованих вісесиметричних тіл / Ю.В. Максим'юк // *Опір матеріалів і теорія споруд* – 2016. – Вип. 97. – С. 186–193.
14. **Максим'юк Ю.В.** Розрахункові співвідношення універсального скінченого елемента на основі моментної схеми скінчених елементів / Ю.В. Максим'юк // *Опір матеріалів і теорія споруд* – 2015. – Вип. 94. – С. 244–251.
15. **Мебейн (P.M. Mebane), Стриклин (I.A. Stricklin).** Неявное представление жесткого смещения в случае криволинейных конечных элементов. – *Ракетная техника и космонавтика*, 1971, № 2, с.136-139.
16. **Михлин С.Г.** Численная реализация вариационных методов. – М.: Наука, 1966. – 432 с.
17. **Пискунов С.О.** Особливості використання моментної схеми скінчених елементів (МССЕ) при лінійних розрахунках оболонок і пластин / С.О. Пискунов, І.І. Солодей, Ю.В. Максим'юк, А.Д. Солоденко // *Опір матеріалів і теорія споруд*. – 2013. – Вип. 91. – С. 59–75.
18. **Прокопов В.К.** Обзор работ по однородным решениям теории упругости и их приложениям. – *Тр. ЛПИ*, 1967, т.279, с.31-49.
19. **Ahmads., Irons B.M., Zienkiewicz O.C.** Analysis of thick and thin shells structures by curved finite elements. – *Int. J. Num. Meth. in Eng.*, v.2, 1970, N 3, p.419-451.
20. **Bazhenov V.A.** Osoblyvosti vykorystannia momentnoi skhemy skinchenykh elementiv (MSSE) pry neliniinykh rozrakhunkakh obolonok i plastyn / V.A. Bazhenov, O.S. Sakharov, O.I. Huliar [ta in.] // *Opir materialiv i teoriia sporud.* – 2014. – Vyp. 92. – S. 3–16.
21. **Bazhenov V.A.** Napivanalitichnyi metod skinchenykh elementiv v zadachakh kontynualnoho ruinovannia prostorovykh til: Monohrafiia / V.A. Bazhenov, O.I. Huliar, S.O. Pyskunov, O.S. Sakharov – K. : «Karavela», 2014. – 236 s.
22. **Bohner (F.K.Bogner), Foks (R.L. Fox), Shmyt (L.A. Schmit).** Raschet tsylyndryche-skoj obolochky metodom dyskretnykh elementov. – *Raketnaia tekhnika y kosmonavtyka*, 1967, № 4, s.170-175.
23. **Huliar O.I.** Efektyvnist momentnoi skhemy skinchenykh elementiv (MSSE) v zadachakh zghynu ta z kontsentratoramy napruzhen / O.I. Huliar, S.O. Pyskunov, I.I. Solodei, Yu.V. Maksymiuk // *Opir materialiv i teoriia sporud.* – 2012. – Vyp. 89. – S. 143–157.
24. **Zenkevych O.** Metod konechnykh elementov v tekhnike. – М.: Myr, 1975. –539 s.
25. **Zenkevych O.K., Airons B.M., Skott F.K., Kempbell Dzh.S.** Analiz trekhmernoho napriazhennoho sostoiannya. – V kn.: *Raschet upru-hykh konstruksyi s yspolzovanyem ЭВМ.* L.: Sudostroenye, 1974, s.293-305.
26. **Кэнтэн (G.Cantin).** Zavysymost deformatsyi tsylyndrycheskykh obolochek ot peremeshchennyi. – *Raketnaia tekhnika y kosmonavtyka*, 1986, № 9, s.219-220.
27. **Кэнтэн (G.Cantin).** Smeshchennia kryvolyneinykh konechnykh elementov kak zhestkoho tseloho. – *Raketnaia tekhnika y kosmonavtyka*, 1970, № 7, s.150-159.
28. **Maksymiuk Yu.** Vuzlovi reaksii ta koefitsiienty matrytsi zhorstkosti skinchenoho elementa na osnovi predstavleniia peremishchen polinomamy / Yu. Maksymiuk, O. Shkryl, I. Martyniuk, V. Buchko // *Zb. nauk. prats Budivelni konstruksii teoriia i praktyka.* – 2021. – Vyp. 9. – S. 54–62.
29. **Maksymiuk Yu.V.** Alhorytm rozv'iazku zadach neliniinoho deformuvannia ta stiikosti pruzhnoplastychnykh visesymetrychnykh obolonok serednoi tovschyny / Yu.V. Maksymiuk // *Opir materialiv i teoriia sporud* – 2014. – Vyp. 92. – S. 148–156.
30. **Maksymiuk Yu.V.** Vyvedennia formul dlia obchyslennia vuzlovykh reaksii ta koefitsiientiv

REFERENCES

1. **Bazhenov V.A.** Metod skinchenykh elementiv u zadachakh deformuvannia ta ruinovannia til obertannia pry termosylovomu navantazhenni / [Bazhenov V.A., Pyskunov S.O., Maksymiuk Yu.V.] – Kyiv: Vyd-vo "Karavela", 2018. – 316s.

matrytsi zhorstkosti skinchenoho elementa na osnovi predstavlennia peremishchen polinomy / Yu.V. Maksymiuk, I.Iu. Martyniuk, V.V. Buchko, O.V. Maksymiuk // *Upravlinnia rozvytkom skladnykh system: Nauk.-tekh. zbirn.* – K.: KNUBA, 2022 – Vyp.47 – S. 51-59.

13. **Maksymiuk Yu.V.** Postanovka zadachi pro vplyv heometrychnoi nelineinosti na nesuchu zdatnist i zakrytychnu povedinku tonkostinykh ta kombinovanykh visesymetrychnykh til / Yu.V. Maksymiuk // *Opir materialiv i teoriia sporud* – 2016. – Vyp. 97. – S. 186–193.
14. **Maksymiuk Yu.V.** Rozrakhunkovi spivvidnoshenia universalnogo skinchenoho elementa na osnovi momentnoi skhemy skinchenykh elementiv / Yu.V. Maksymiuk // *Opir materialiv i teoriia sporud* – 2015. – Vyp. 94. – S. 244–251.
15. **Mebein (P.M. Mebane), Stryklyn (I.A. Stricklin).** Neiaвноe predstavlenye zhestkoho smeshcheniya v sluchae kryvolyneinykh konechnykh elementov. – *Raketnaia tekhnika y kos-monavytka*, 1971, № 2, s.136-139.
16. **Mykhlyn S.H.** Chyslennaia realizatsiia varyatsionnykh metodov. – M.: Nauka, 1966. – 432 s.
17. **Pyskunov S.O.** Osoblyvosti vykorystannia momentnoi skhemy skinchenykh elementiv (MSSE) pry liniinykh rozrakhunkakh obolonok i plastyn / S.O. Pyskunov, I.I. Solodei, Yu.V. Maksymiuk, A.D. Solodenko // *Opir materialiv i teoriia sporud.* – 2013. – Vyp. 91. – S. 59–75.
18. **Prokopov V.K.** Obzor rabot po odnorodnym resheniyam teoryu uprugosti y ykh prylozheniyam. – *Tr. LPY*, 1967, t.279, s.31-49.
19. **Ahmads., Irons B.M., Zienkiewicz O.C.** Analysis of thick and thin shells structures by curved finite elements. – *Int. T. Num. Meth. in Eng.*, v.2, 1970, N 3, p.419-451.

SYSTEMS OF COORDINATE FUNCTIONS DURING THE DECOMPOSITION OF DISPLACEMENTS BY POLYNOMIALS

Yurii MAKSYMIUK, Oleksandr KOZAK,

Стаття надійшла до редакції 10.05.2022

Ivan MARTYNIUK, Vladyslav BUCHKO

Summary. The formulas obtained in [10, 12] for the calculation of nodal reactions and stiffness matrix coefficients allow to use different systems of coordinate functions constructed on the basis of polynomials to represent displacements. A distinctive feature of these relations in comparison with similar ones derived when using Fourier series to represent the displacements is that the coefficients of not only diagonal, but also peripheral submatrices do not equal zero and the solution of systems of equations obtained on their basis by direct methods becomes impractical. The factors that determine the efficiency of the semi-analytical finite element method include, first of all, the task of fixing the conditions at the ends of the body and the amount of calculations due to the rate of convergence of the integration process of solving systems of equations.

Of particular importance in the semi-analytical variant of the finite element method is the choice of the appropriate system of coordinate functions to represent the displacements along the length of the prismatic element. In deriving the relations of a universal finite element with the exception of Fourier series, the direct use of functions used in the above works to calculate prismatic bodies based on the semianalytic finite element method seems irrational, because each of them satisfies only individual cases of boundary conditions. From the standpoint of the theory of shells. In addition, among the functions considered, only Fourier series provide a strict separation of variables and reduce the original spatial problem to a series of two-dimensional for each contained harmonic.

Based on the above research, it is concluded that mixed coordinate function systems based on Michlin polynomials allow the simplest formulation of different conditions of fixation at the ends, while ensuring a high rate of convergence of the iterative process.

Keywords. Finite element method (FEM), semi-analytic finite element method (SFEM); momentary scheme of finite elements (MSFEM); fourier series Lagrange, Legendre, and Michlin polynomials.

ВПЛИВ НЕВИЗНАЧЕНОСТІ РОЗРАХУНКОВОЇ МОДЕЛІ ПІДСИЛЕНИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Олексій ПОСТЕРНАК¹, Михайло ПОСТЕРНАК²

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

¹ posternak.om@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-5646-6788>

² posternak.mm@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0003-3894-1386>

Анотація. Будь-яка розрахункова модель, будучи певним чим спрощенням реального об'єкта, не враховує деякі фактори, що і призводить до неточності результатів моделювання. Похибки можуть виникати і накопичуватися на всіх етапах моделювання, їх важко передбачити в рамках застосовуваних моделей. Неповна адекватність моделей реальному об'єкту спричинює випадковий характер неточності розрахунку.

Причини неточності методів розрахунку будівельних конструкцій різноманітні. Реальну конструкцію при розрахунку замінюють системою стержнів, пластин або об'ємних елементів, надають матеріалу конструкцій ідеалізовані властивості. Ці дії можна назвати фізичним моделюванням. Потім записують систему рівнянь внутрішніх напружень, деформацій, отримані рівняння і залежності часто спрощують. Такий етап можна назвати математичним моделюванням. Сукупність фізичної і математичної моделей конструкції називають розрахунковою моделлю споруди. [9]

Неточність розрахунку може призвести до недостатнього рівня надійності конструкцій, що в свою чергу, до значних матеріальних і людських втрат. Уточнений розрахунок дозволяє зменшити такі втрати і реалізувати приховані резерви будівництва. Зауважимо, що при проектуванні конкретної споруди доводиться використовувати різні методи розрахунку, які, можливо, мають істотну неточність; необхідна також інформація про різні фактори будівництва. І часто важко визначити, які розрахунки слід уточнити в першу чергу, а також який необхідний рівень вихідної інформації. Невизначеність розрахункової моделі може бути оцінена в результаті



Олексій ПОСТЕРНАК
асистент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій



Михайло ПОСТЕРНАК
доцент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій

випробувань або шляхом порівняння результатів розрахунку наближеної та більш точної моделі.

Ця невизначеність враховується введенням коефіцієнта надійності моделі γ_d , який враховує невизначеність розрахункової схеми та інші аналогічні обставини (наприклад, чутливість конструкції до локальних руйнувань, початкові недосконалості або підвищену швидкість зношування) та приймається як множник до розрахункового значення навантаження.

Коефіцієнт надійності моделі може бути розділений на два множники, які відображають невизначеність розрахункової моделі щодо навантажувальних ефектів γ_{sd} та несучої здатності γ_{rd} .

Коефіцієнт γ_d (або γ_{sd} і γ_{rd}) відображає фактори, які для спрощення розрахунку, передбаченого нормами, не враховуються прямим шляхом (врахування повзучості і впливу піддатливості з'єднань, пластичних властивостей матеріалу тощо). Крім того, ці коефіцієнти можуть враховувати фактори, які взагалі не розглядаються розрахунковою моделлю (агресивність середовища, вплив корозії тощо).

Ключові слова. Розрахункова модель; підсилення залізобетонних елементів; згинальні елементи; невизначеність моделі.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Для перевірки запропонованих методик розрахунку несучої здатності нормальних перерізів підсилених залізобетонних згинальних елементів виконують порівняння теоретичних даних з експериментальними випробуваннями різних дослідників. Зведена таблиця 1 містить повний об'єм геометричних і міцнісних характеристик експериментальних зразків залізобетонних балок [3, 4, 5, 6, 7].

Для аналізу експериментальних досліджень різних авторів підбір дослідних зразків виконували за умови подібності геометричних розмірів балок підсилення. Параметри, такі як основне армування, армування підсилення, висота підсилення, міцнісні та деформативні характеристики основного бетону і елементів підсилення відрізняються в допустимих межах для дослідження надійності.

Також присутні деякі відмінності в способі виготовлення дослідних зразків та технології підсилення. Наведено нижче загальні положення та зміст наявних експериментальних досліджень.

Кожна серія зразків складалася з двох або трьох балок. Усі випробування проводили за схемою однопролітної вільно опертої балки. Короткочасне навантаження прикладалось у третинах прольоту елементу до руйнування. Навантаження дослідних зразків виконували ступінчасто. Ступені навантаження прийняті рівними 0,1 від руйнуючого. На стадіях появи тріщин ступені навантаження зменшували до 0,05 від руйнуючого. Між ступенями навантажень робили витримку у 10...15 хв. для зняття відліків по приладам і стабілізації деформації. Після досягнення величини навантаження 0,8 від руйнуючого механічні прилади з балок знімали, а зразки доводили до руйнування.

Використовували вимірвальні прилади: механічні індикатори ціною поділки

0,01 мм, тензOMETричні датчики та компаратори з базою 200 мм - на боковій грані балки та з базою 100 мм – на розтягнутому стержні. Фізико-механічні характеристики основного бетону, бетону підсилення та зразків арматури були визначені після випробувань зразків в кількості від 6...12 шт.

Розглянутий в попередніх дослідженнях імовірнісний розрахунок дозволяє визначити коефіцієнтів надійності розрахункової моделі γ_{Rd} . в результаті використання експериментальних випробувань та порівняння їх з результатами розрахунку. Це дозволить описати різні рахункові моделі підсилених згинальних залізобетонних елементів на основі імовірнісного підходу, а також дає можливість забезпечити нормативний рівень надійності підсилених елементами різними способами. Треба зазначити, що не точність і невизначеність розрахункові моделі несе також мінливий характер, тому розрахункове значення визначити через статистичну вибірку та певним рівням забезпеченості. Наприклад в дослідження [10], де визначалось надійність методик розрахунку залізобетонних балок на поперечний зріз, коефіцієнт надійності відповідав логнормальному закону розподілу, а розрахункове значення визначають за формулою:

$$\gamma_{Rd} = \frac{1}{\mu \cdot e^{-\alpha_R \beta v}}, \quad (1)$$

де μ - середнє значення,
 v - коефіцієнт варіації,
 β - необхідний індекс безпеки

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Всі дослідні зразки авторів [3, 4, 5] являють собою залізобетонні балки прямокутного перерізу, а зразки авторів [6, 7] – таврового перерізу, армовані двома каркасами з одиночною арматурою діаметром 10 мм класу арматури А400С (А-III) [3], Ø18 А400С (А-III) [4,6,7], Ø12 та Ø20 А400С(А-III) [5]. Поперечне армування в усіх серій зразків було достатнє для запобігання руйнування за похилими перерізами. Підсиленні балки авторів [3,4,7] мали насічки на

верхній поверхні бетону основної конструкції для забезпечення кращого зчеплення з елементом підсилення. Дослідні зразки автора [4] при виготовленні були залишені спеціальні випуски поперечної арматури. В процесі навантаження зразків руйнування контактного шва не відбувалось. Дослідження всіх авторів проведені за єдиною методикою на дослідних зразках балок різних серій, в кожній з яких використаний різний матеріал підсилення. Балки: Серію БС2 автора [3] підсилювали шаром сталевібробетону без арматури підсилення; БПЗ – шаром полімербетону; БПА4 – шаром полімербетону з введенням додаткової арматури; БТ5 – шаром дрібнозернистого бетону з введенням додаткової арматури. Балки серії Б-5 автора [4]: підсилювали шаром дрібнозернистого бетону без арматури підсилення. Балки автора [5] серії Б12ДУ та Б20ДУ підсилювали шаром полімербетону з введенням додаткової арматури.

Загальна кількість випробувальних зразків різних авторів і серій складала 29 шт. Показники результати випробувань матеріалів наведені в табл.1.

Дослідження коефіцієнта невизначеності різних розрахункових моделей та методик.

Отримані експериментальні дані використані для визначення теоретичних значень несучої здатності підсилених елементів згідно методів, що описані в роботах [1,2]. Також визначають статичні характеристики розрахунку за методикою Монте-Карло, використовуючи розроблене програмне забезпечення BeamCalcReliability. Із попередніх досліджень [1,2] видно, що надійність підсилених залізобетонних елементів нижче ніж мінімальне рекомендоване нормативне значення, тому пропонується забезпечити необхідний рівень безпеки за рахунок збільшення резерву міцності елемента за допомогою розрахункового коефіцієнта невизначеності. Для цього пропонується наступна формула:

$$\gamma_{Rd} = \frac{(\gamma_n M_u^{Exp} - M_u^{Th}) \beta_i^{ex} + M_u^{Th} \beta_i}{\gamma_n M_u^{Exp} \beta_i}, \quad (2)$$

- де γ_{Rd} – коефіцієнт невизначеності розрахункової моделі,
 γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням,
 M_u^{Exp} – експериментальне значення руйнуючого згинального моменту,
 M_u^{Th} – теоретичне значення руйнуючого згинального моменту,
 β_i^{ex} – необхідне нормативне значення дальності відмови,
 β_i – фактична дальність відмови.

В таблиці 2 наведені дослідження підсилених залізобетонних балок різних авторів, теоретичні значення несучої здатності по нормальним перерізам та середньоквадратичні відхилення при розрахунку за методом граничних зусиль та деформаційною методикою.

Треба зазначити, що теоретична несуча здатність серії зразків Б20ДУ автора [5] менше ніж експериментальна. Тобто запропоновані методики недоцільні для даного випадку. Причиною цього може бути те, що досліджувані балки мають високий відсоток армування, і дані перерізи відносять до перearмованих ($x > x_R$). Також ці зразки були підсилені високоміцним полімер бетоном, діаграма деформування якого не в повній мірі відповідає ідеалізованим діаграмам стану, що використовується в розрахунку. Враховуючи ці особливості можна зробити висновок, що використання методик має певні обмеження. На рис. 1. Зображені діаграми середнього значення коефіцієнтів невизначеності моделі γ_{Rd} та значення мінливості коефіцієнтів невизначеності моделі.

Табл. 1. Зміст експериментальних досліджень підсилених залізобетонних згинальних елементів в стиснутій зоні

Table 1. Contents of experimental studies of strengthened reinforced concrete bending elements in the compressed zone.

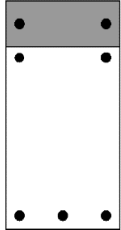
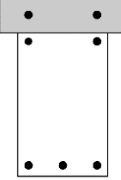
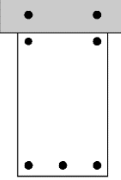
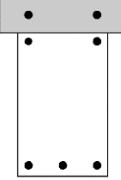
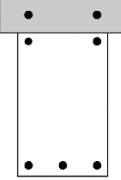
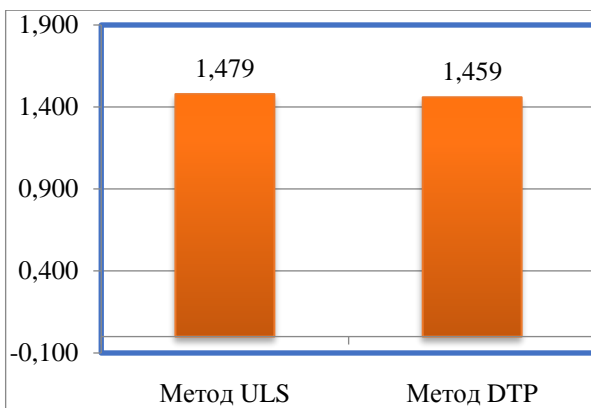
Автор досліджень	№п/п	Шифр серії	Схема армування поперечного перерізу	Розміри зразка			Висота підсилення, h_{add} , мм	Площа робочої поздовжньої арматури, мм ²			Міцність та деформативність матеріалів					
				Висота, h , мм	Ширина, b , мм	Робочий проліт, l_0 , мм		Основне армування	Додаткове	Бетон		Арматура				
										Основ-	Підси-	Основ-	Підси-			
				мм ²	мм ²	мм ²		МПа	МПа	МПа	МПа					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
Задорожнікова І.В. [3]	1	БС2		200	120	1800	30	157	14	-	23,4	24,4	542 (390)	-		
	2													-		
	3	БПЗ												25,1	-	
	4														-	
	5	БПА4												25,1	101	510
	6	БТ5												19,3		
	7															
	8															
Альс-хайджи	9	Б-5		200	100	1700	50	509	101	101	18,7	14,3	429 (429)	429		
	10															
	11															
	12															
Касабех [5]	13	Б12Д		200	125	2100	25	226	57	-	18,5	97	429 (252)	-		
	14	У														
	15	Б20Д														
	16	У														
Єрмоєнко О.Ю. [6]	17	БУМ2		200	100 (180)	1800	40	509	57	57	8,93	21,8	480 (298)	298		
	18															
	19															
	20	БУФ										25,7				
	21															
	22	БУП										63,1				
	23															
	24															
25																
Валовой М.О. [7]	26	БКПТ		220	120 (210)	1800	45	509	101	25	21	22,8	492 (535)	580		
	27															
	28	БКПІ														
	29															

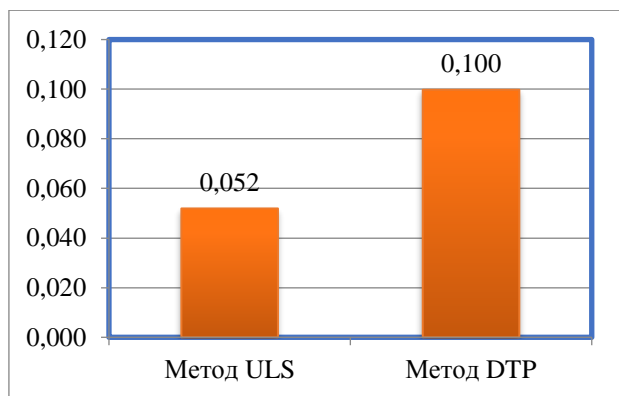
Табл. 2. Експериментальні та теоретичні значення несучої здатності підсилених залізобетонних згинальних елементів в стиснутій зоні шаром залізобетону, фібробетону та полімербетону.

Table 2. Experimental and theoretical values of bearing capacity of strengthened bending reinforced concrete elements in the compressed zone with a layer of reinforced concrete, fiber concrete and polymer concrete.

Автор досліджень	Шифр серії	Експериментальні значення руйнуючого згинального моменту M_u , кНм	Теоретична несуча здатність підсилених залізобетонних елементів за різними методиками						Різниця у відсотках методах розрахунку при розрахункових значеннях, %
			метод граничних зусиль			деформаційна методика			
			M_u , кНм			M_u , кНм			
			при середніх значеннях	при розрахункових значеннях	Середнє квадратичне відхилення	при середніх значеннях	при розрахункових значеннях	Середнє квадратичне відхилення	
Задорожнікова І.В. [3]	БС2	18.3	13.14	9.55	3.043	16.31	12.65	2.396	24,51
	БП3	18.6	13.19	9.69	3.07	16.37	12.89	2.419	24,83
	БПА4	19.2	14.66	11.81	2.938	16.05	13.05	3.1	9,50
	БТ5	17.4	14.62	11.72	2.937	16.2	12.54	3.047	6,54
Альсухайджи [4]	Б-5	39.9	37.27	30.79	6.961	38.82	31.11	6.928	1,03
Касабех [5]	Б12ДУ	22.64	15.26	12.87	2.799	19.56	16.44	2.844	21,72
	Б20ДУ	37.73	41.19	36.3	8.034	46.21	37.41	8.681	2,97
Єрмоєнко О.Ю. [6]	БУМ2	30	31	21.97	5.918	31.48	22.94	5.467	4,23
	БУФ	33.6	27.26	23.96	5.48	33.04	24.58	5.654	2,52
	БУП	37.2	39.93	27.42	7.363	40.59	21.79	5.832	-25,84
Валовой М.О. [7]	БКПТ	53.2	46.72	37.74	12.204	54.14	37.7	8.986	-0,11



а



б

Рис.1. Результати розрахунків:

а – середнє значення коефіцієнтів невизначеності моделі γ_{Rd} ;

б – Значення мінливості коефіцієнтів невизначеності моделі γ_{Rd} .

Fig.1. Calculation results:

a - the average value of the uncertainties of the model γ_{Rd} ;

b - The value of the variability of the uncertainty coefficients of the model γ_{Rd}

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Провівши аналіз досліджень, отримали наступні результати:

1. Середнє значення коефіцієнтів невідзначеності моделі за деформаційною теорією за наявними експериментальними даними становить 1,479, а за методом граничних зусиль – в межах 1,459.

2. Застосування γ_{rd} – коефіцієнта невідзначеності розрахункової моделі, дозволяє зменшити похибки і реалізувати приховані резерви.

3. Розрахунок надійності підсилених елементів за деформаційною теорією є більш пріоритетним при проектуванні.

4. Значення несучої здатності підсилених залізо-бетонних елементів за різними методиками методом граничних зусиль та деформаційною методикою потребує врахування методу підсилення

ЛІТЕРАТУРА

1. Журавський О.Д., Постернак М.М., Постернак О.М. Ефективність та надійність підсилених залізобетонних балок. / *Нові технології в будівництві Наук.-техн. журнал К., НДІБВ, Вип. 31, 2016, с.33-37*
2. Постернак М.М., Постернак О.М. Рациональний вибір підсилення залізобетонних балок з врахуванням надійності. / *Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. збірник.К., КНУБА, -Вип. 61. 2016р. с.450-455*
3. Задорожнікова І.В. Підсилення стиснутої зони сучасними матеріалами для відновлення експлуатаційних якостей залізобетонних конструкцій: / І. В. Задорожнікова; // *Монографія - Луц. нац. техн. ун-т. - Луцьк : РВВ ЛНТУ, 2010. - 138 с.*
4. Салех А.К., Мухамед Х., Регии Т, Мурашко Л.А. Некоторые результаты исследований железобетонных балок с физически неоднородной скатой зоной бетона // *Тезисы докладов 53-й научно-практической конференции профессорско-преподавательского состава, аспирантов и студентов. - К. КИСИ, 1992. – С. 77-78.*
5. Касасбех А. Прочность и жесткость железобетонных изгибаемых элементов, усиленных полимербетоном / *Касасбех Абдельмажид, Мурашко Л.А. // Монография. – К.: КГТУСА, 1998. – 60 с.*
6. Валовой О.І., Єрмоменко О.Ю. Міцнісні та деформативні характеристики залізобетонних балок, підсилених ефективними матеріалами // *Вісник Криворізького технічного університету. Збірник наукових праць. - Кривий Ріг, 2005. - Вип..7. - С.178 - 182.*
7. Валовой М.О. Вплив повторних навантажень на міцність, деформативність та тріщинотійкість підсилених залізобетонних балок із бетонів на відходах збагачення залізних руд / *М.О. Валовой // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Вип. 18. – Рівне : НУВГП, 2009. – С. 7–13*
8. Валовой О.І., Валовой М.О., Єрмоменко О.Ю. Ймовірнісний підхід в оцінці надійності будівельних конструкцій. / *Гірничий вісник: зб.наук. пр./ДВНЗ «Криворізький національний університет» - Кривий ріг, 2013 с. 113-115.*
9. Усаковський С.Б. Прикладные задачи теории надежности сооружений. О новой парадигме теории расчета сооружений: / *монография. –К.: КНУСА, 2014. – 56 с.*
10. Nadolski V. Model uncertainties in resistance of steel members. / *Nadolski V., Sykora M // Safety and Reliability of Complex Engineered Systems /Zürich – 2015 – p. 4189-4192.*
11. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд, // - Київ, "Укрархбудінформ" 2017. – 36 с.
12. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – *Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. 71с.*
13. ДСТУ Б.В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування– *Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. 166с.*
14. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Еврокод 2 Проектування залізобетонних конструкцій Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. // - Київ, "Укрархбудінформ" 2012. – 312 с.
15. ДСТУ Б В.3.1-2:2016 Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. // - Київ, "Укрархбудінформ" 2017. – 68 с.
16. Колякова В. Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика» // *Зб. наук праць Будівельні конструкції. Теорія і практика.. - Київ: вип.6,2020.-С. 114-118.*

REFERENCES

1. **Zhuravskiy O.D., Posternak M.M., Posternak O.M.** Efektyvnist ta nadiinist pidsylenykh zalizobetonnykh balok. / *Novi tekhnolohii v budivnytstvi Nauk.-tekh. zhur-nal K., NDIBV, Vyp. 31, 2016, s.33-37*
2. **Posternak M.M., Posternak O.M.** Ratsionalnyi vybir pidsylennia zalizobetonnykh balok z vrakhuvanniam nadiinosti. / *Misto-buduvannia ta terytorialne planuvannia: Nauk.-tekh. zbirnyk.K., KNUBA, -Vyp. 61. 2016r. s.450-455*
3. **Zadorozhnikova I.V.** Pidsylennia stysnutoi zony suchasnymy materialamy dlia vidnovlennia ekspluatatsiinykh yakosteï zalizobetonnykh konstruksii: / *I. V. Zadorozhniko-va; // Monohrafiia - Luts. nats. tekhn. un-t. - Lutsk : RVV LNTU, 2010. - 138 s.*
4. **Salekh Aly Kaid, Mukhamed Khail, Rehy Tuloï, Murashko L.A.** Nekotorye rezultaty yssledovanyi zhelezobetonnykh balok s fizychesky neodnorodnoi skatoi zonoï betona // *Tezysy dokladov 53-y nauchno-praktycheskoi konferentsyy professorsko-prepodavatelskoho sostava, aspyrantov y studentov. - K.: KYSY, 1992. - S. 77-78.*
5. **Kasasbekh Abdelmazhyd.** Prochnost y zheshtkost zhelezobetonnykh yzghybaemykh elementov, usylenykh polymerbetonom / *Kasas-bekh Abdelmazhyd, Murashko L.A. // Monoh-rafiya. - K.: KHTUSA, 1998. - 60 s.*
6. **Valovoi O.I., Yeromenko O.Iu.** Mitsnisni ta deformatyvni kharakterystyky zalizobetonnykh balok, pidsylenykh efektyvnymy materialamy // *Visnyk Kryvorizkoho tekhnichnoho universytetu. Zbirnyk naukovykh prats. - Kryvyi Rih, 2005. - Vyp..7. - S.178 - 182.*
7. **Valovoi M.O.** Vplyv povtornykh navan-tazhen na mitsnist, deformatyvnist ta trishchynostiïkist pidsylenykh zalizobetonnykh balok iz betoniv na vidkhodakh zbahachennia zaliznykh rud / *M.O. Valovoi // Resursoeko-nomni materialy, konstruksii, budivli ta sporudy : zb. nauk. pr. - Vyp. 18. - Rivne : NUVHP, 2009. - S. 7-13*
8. **Valovoi O.I., Valovoi M.O., Yeromenko O.Iu.** Ymovirnisnyi pidkhyd v otsyntsi nadiinosti budivelnnykh konstruksii. / *Hirnychiy visnyk: zb.nauk. pr./DVNZ «Kryvorizkyi natsionalnyi universytet» - Kryvyi rih, 2013 s. 113-115.*
9. **Usakovskiy S.B.** Prykladnye zadachy teoryi nadezhnomy sooruzheniy. O novoi paradyhmy teoryi rascheta sooruzheniy: / *monohrafiya. -K.: KNUSA, 2014. - 56 s.*
10. **V.Nadolski .** Model uncertainties in resistance of stell members. / *Nadolski V., Sykora M // Safety and Reliability of Complex Engineered Systems /Zürich – 2015 – p. 4189-4192.*
11. **DBN V.1.2-14:2018.** Zahalni pryntsyypy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud, // - Kyiv, "Ukrarkhbudinform" 2017. – 36 s.
12. **DBN V.2.6-98:2009.** Konstruksii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia. – *Minrehionbud Ukrainy. Kyiv, 2011. 71s.*
13. **DSTU B.V.2.6-156:2010** Betonni ta zalizobetonni konstruktsii z vazhkoho betonu. Pravylya proektuvannia– *Minrehionbud Ukrainy. Kyiv, 2011. 166s.*
14. **DSTU-N B EN 1992-1-1:2010.** Evrokod 2 Proektuvannia zalizobetonnykh konstruksii Chastyna 1-1. Zahalni pravyla i pravyla dlia sporud. // *Kyiv, "Ukrarkhbudinform" 2012. – 312*
15. **DSTU B V.3.1-2:2016** Remont i pidsylennia nesuchykh i ohorodzhvalnykh budivelnnykh konstruksii ta osnov budivel i sporu. // - *Kyiv, "Ukrarkhbudinform" 2017. – 68 s.*
16. **V. Koliakova** Pro vymohy shchodo stateï, yaki publikuiutsia u zbirnyku naukovykh prats «Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka» // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka. Zb. nauk prats.- Kyiv: vyp.6,2020.-S. 114-118.*

THE INFLUENCE OF THE NON-DETERMINISTIC DESIGN MODEL OF THE REINFORCED BENDING ELEMENTS

*Oleksiy POSTERNAK,
Mykhailo POSTERNAK*

Summary. Any design model, being a certain simplification of the real object, does not take into account some factors, which leads to inaccuracy of simulation results. Errors can arise and accumulate at all stages of modeling, it is difficult to predict them in the framework of the models used. Incomplete adequacy of models to the real object entails random nature of calculation inaccuracy.

The reasons for the inaccuracy of the calculation methods of building structures are various. The real structure is replaced by a system of rods, plates or volumetric elements, the material of structures is given idealized properties. These actions can be called physical modeling. Then write down a system of equations of internal stresses, strains, the resulting equations and dependencies are often simplified.

This stage can be called mathematical modeling. The combination of physical and mathematical models of the structure is called a design model of the structure. [9]

Inaccurate calculation can lead to an insufficient level of structural reliability, which in turn leads to significant material and human losses. A corrected calculation makes it possible to reduce such losses and to realize the hidden reserves of construction. Note that in the design of a particular structure have to use different methods of calculation, which may have a significant inaccuracy; information about the various factors of construction is also necessary. And it is often difficult to determine which calculations should be specified first, as well as what level of background information is needed.

The uncertainty of the calculation model can be estimated by testing or comparing the calculation results of the approximate model and the more accurate model. This uncertainty is taken into account by introducing a model reliability factor γ_d , which takes into account the uncertainty of the design scheme and other similar circumstances (e.g. sensi-

tivity of the structure to local failure, initial imperfections or increased rate of wear) and is taken as a multiplier to the calculated load value.

The model reliability coefficient can be divided into two multipliers that reflect the uncertainty of the design model regarding the load effects γ_{sd} and the load carrying capacity γ_{Rd} .

The coefficient γ_d (or γ_{sd} and γ_{Rd}) reflects factors which are not taken into account directly in order to simplify the calculation provided for by the standards (consideration of creep and the influence of the joints' yielding, plastic properties of the material, etc.). In addition, these coefficients may take into account factors that are not considered by the calculation model at all (aggressiveness of the environment, the effect of corrosion, etc.).

Keywords . Calculation model, reinforcement of reinforced concrete elements, bending elements, model uncertainty.

Стаття надійшла до редакції 13.05.2022

Наукове видання

**БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА**

Збірник наукових праць

Випуск 10/2022

Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом. Відповідальність за зміст та достовірність наведених даних несуть автори публікацій.

Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали.

Усі статті одержали позитивну оцінку незалежних рецензентів.

Оригінал-макет виготовлено в редакції збірника наукових праць
Будівельні конструкції. Теорія і практика.

Головний редактор	Журавський О.Д.
Комп'ютерне верстання	Колякова В.М.
Редагування і коректура	Колякова В.М.,
Макетування	Колякова В.М., Постернак О.М.
Обкладинка	Лисюк С.А., Постернак О.М.

Підписано до друку 27.06.2022. Формат 60 x 84 ^{1/8}.

Ум. друк, арк. **10,92**. Обл.-вид. арк. **9,23**.

Тираж 100 прим.

Редакція науково – технічного збірника:

03037, Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31, КНУБА, к. 104,114

Телефон редакції: (044) 241-55-04; (044)245-48-42

knubazbk@gmail.com

<http://bctp.knuba.edu.ua>

Виготовлювач: «Видавництво Ліра-К»

Свідоцтво № 3981, серія ДК.

03142, м. Київ, вул. В.Стуса, 22/1.

тел./факс (044) 247-93-37; 228-81-12

Сайт: lira-k.com.ua, редакція:zv_lira@ukr.net