

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 11

Київ – КНУБА – 2022

Збірник наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». Випуск 11.
Головний редактор О.Д.Журавський. К.:КНУБА, 2022. 125 с. DOI:10.32347/2522-4182.11.2022

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 11.
Chief editor O. Zhuravskiy. K. : KNUCA, 2022. 125 p. DOI:10.32347/2522-4182.11.2022

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, Asos. prof. Faculty of Civil and Environmental Engineering, Technion, Haifa, Israel; **Кріпак В.Д.**, к.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Нікіфорова Т. Д.**, д.т.н., професор, (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури); **Павліков А.М.**, д.т.н., професор (Полтавський національний технічний університет ім. Ю.Кондратюка); **Савицький М.В.**, д.т.н., професор (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури); **Шмуклер В.С.**, д.т.н., професор (Харківський університет міського господарства ім. О.М.Бекетова); **Stemberk Peter** - Ph.D., D.Eng. Чеський технічний університет.

Рекомендовано до видання вченою
радою Київського національного
університету будівництва і архітектури,
протокол № 4 від 23.12. 2022 року.

Recommended for publication
by the Academic Council of Kyiv National
University of Construction and Architecture,
Protokol No. 4 of 23.12..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

КЛІМОВ Юлій Міцність хрестоподібних зварних з'єднань арматури класу А500С.....	4
ГЕТУН Галина, КОЛЯКОВА Віра, СОЛОМІН Андрій, БЕЗКЛУБЕНКО Ірина Особливості проєктування сталевих сейсмостійких конструкцій висотних будівель	18
АДАМЕНКО Вячеслав Розвиток методів розрахунку і конструювання сталевих будівель і споруд: від Ейфелевої вежі до національного стадіону Сінгапурського спортивного комплексу	32
СКОРУК Олег Дослідження роботи фібробетону в конструкціях при динамічних впливах	44
МИХАЙЛОВСЬКИЙ Денис, КОМАР Микола Аналіз напружено-деформованого стану рам з клеєної деревини підсилених композитними стрічками	53
МАРТИНЮК Іван Реалізація програмного забезпечення розрахунку міцності на основі напіваналітичного методу скінчених елементів	61
БЄЛОКОНЬ Андрій, ЖАРКО Людмила, ОВЧАР Віктор, ФЕСЕНКО Олег Випробування круглопустотної плити перекриття із підрізками на опорах	69
ГУССЄВ Віталій, НІКІФОРОВА Тетяна Аналіз файлів формату STL як вхідних даних для систем швидкого прототипування	77
БЕРДНИК Оксана, МАЙСТРЕНКО Алла, АМЕЛІНА Наталія Вплив швидкості охолодження базальтових розплавів на міцність неперервних волокон в процесі їх формування	86
СКЛЯРОВ Ігор, СКЛЯРОВА Тетяна Синергія властивостей сталі та деревини в конструкціях металодерев'яних двотаврів з гофрованою стінкою	94
НУЖНИЙ Валерій Перші дослідження ушкоджень будівель і споруд внаслідок бойових дій	104
МАХИНЯ Олександр, ГЛУЩЕНКО Ірина, БАСАРАБ Володимир Основи формування чисельного складу комплексної бригади мулярів-монтажників	115

МІЦНІСТЬ ХРЕСТОПОДІБНИХ ЗВАРНИХ З'ЄДНАНЬ АРМАТУРИ КЛАСУ А500С

Юлій КЛІМОВ

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

Анотація. В роботі наведені результати експериментальних досліджень міцності хрестоподібних зварних з'єднань типів К1-Кт і К3-Рр за [1] термомеханічнозміцненої арматури класу А500С [2] на зріз і розміщення при зварюванні основного стержня за [3].

Експериментальні дослідження включали в себе випробування трьох серій зразків зварних з'єднань і зразків арматури у вихідному стані. Перша серія включала в себе випробування зварних з'єднань типу К1-Кт на розміщення основного стержня при зварюванні. У якості основного (робочого) стержня приймалася арматура Ø14А500С, а у якості поперечних – арматура Ø12А500С і Ø8А240С. Для кожного з'єднання випробовувалось по 6 зразків на нижній і верхній границях значень вуглецевого еквіваленту марочного класу сталі СтЗпс, відповідно 0,245% і 0,346%. Друга серія включала в себе випробування зварних з'єднань типу К3-Рр на розміщення основного стержня при зварюванні. Для прямого співставлення результатів випробувань різних типів хрестоподібних зварних з'єднань, діаметр основного і поперечного стержнів, кількість зразків і значення вуглецевого еквіваленту були такими, як і у першій серії. Третя серія включала в себе випробування зварних з'єднань типу К1-Кт на зріз. У якості поздовжнього стержня приймалася арматура Ø14А500С, а якості поперечних – арматура Ø12А500С і Ø8А500С. Для кожного з'єднання випробовувалось по 12 зразків на нижній і верхній границях значень вуглецевого еквіваленту.

В результаті випробувань зразків зварних з'єднань типів К1-Кт і К3-Рр арматури А500С на



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

розміщення при зварюванні встановлено, що руйнування відбувається по основному стержню і у зоні теплового впливу, величина розміщення при цьому складала для з'єднання К1-Кт до 4%, а для з'єднання типу К3-Рр - 4...10%.

Руйнування зразків зварних з'єднань типу К1-Кт арматури А500С з арматурою Ø12А500С і Ø8А240С при випробуванні на зріз, зазвичай, відбувалося у зоні теплового впливу, або ряді випадків, при наявності обох стержнів з арматури класу А500С - безпосередньо по місцю зварювання. Середнє значення міцності на зріз для вибірки з 24 зразків з'єднань арматури класу А500С з арматурою А240С склало 356,5 МПа, або 0,89 від тимчасового опору арматури у вихідному стані, при коефіцієнті варіації- 0,08 і розмаху - 107,4 МПа. Середнє значення міцності на зріз для вибірки з 24 зразків з'єднань арматури класу А500С з арматурою А500С склало 541,1 МПа, або 0,80 від тимчасового опору арматури у вихідному стані, при коефіцієнті варіації - 0,152 і розмаху - 280,0 МПа.

Ключові слова. Термомеханічнозміцнена арматура; клас А500С; хрестоподібне зварне з'єднання; міцність, зріз, розміщення.

ВСТУП

Хрестоподібні зварні з'єднання арматури типів К1-Кт і К3-Рр [1], які виконуються, відповідно, контактним точковим зварюванням двох стержнів і дуговим ручним зварюванням прихватками, займають особливе місце і є чи не найбільш поширеними при виготовленні арматурних елементів (сіток, плоских і просторових арматурних каркасів, тощо) для збірних і монолітних залізобетонних конструкцій. При цьому, якщо хрестоподібні з'єднання типу К1-Кт є з'єднанням з нормованою міцністю, то типу К3-Рр є монтажним з ненормованою міцністю на зріз і не може застосовуватися для зварювання робочої (розрахункової) поперечної арматури конструкцій. Тим не менш, в обох випадках при застосування таких з'єднань визначальними є їх міцність на зріз і на розміщення основного (робочого) стержня арматури.

Протягом останнього двадцятиріччя основною арматурою для залізобетонних конструкцій в Україні є термо-механічнозміцнена арматура класу А500С за [2].

Однак, у жодному з чинних нормативних документів України, в яких встановлюються типи зварних з'єднань арматури [1], технічні вимоги, методи випробувань і правила приймання зварних з'єднань [3], арматура класу А500С відсутня. Тому, у існуючій будівельній практиці зварні з'єднання арматури класу А500С застосовуються без жодного нормативного забезпечення, або, в окремих випадках, керуючись Рекомендаціями [4], які розроблені більше двадцяти років тому і не є нормативним документом.

Відсутні також і будь-які технологічні матеріали з виконання зварних з'єднань арматури класу А500С, в тому числі і хрестоподібних з'єднань типів К1-Кт і К3-Рр.

В світлі вищенаведеного, проведення експериментальних досліджень щодо можливих видів руйнування, міцності на зріз і розміщення при зварюванні хрестоподібних зварних з'єднань типів К1-Кт і К3-Рр арматури класу А500С є актуальною задачею для встановлення реального стану справ і

накопичення даних для розробки відповідних нормативних документів.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Арматура класу А500С за [2] є термомеханічнозміцненою, особливістю виробництва якої є різна міцність шарів у поперечному перерізі стержня – зовнішній шар якого має більшу, а внутрішнє ядро - меншу міцність, близьку до міцності сталі у вихідному стані (без термомеханічного зміцнення). Міцність самого арматурного стержня при цьому визначається інтегральною міцністю зовнішнього шару і внутрішнього ядра [5, 6, 7].

Така неоднорідність структури термомеханічнозміцненої арматури у поперечному перерізі стержня, а також суттєвий вплив на міцність температури нагріву, яка має місце при зварюванні [8], має визначальний вплив на міцність того чи іншого типу зварного з'єднання.

Дослідженням зварюваності термомеханічнозміцненої арматури класу А500С присвячені роботи [5, 9, 10, 11, 12, 14] та інші. При цьому основна увага приділялася стиковому контактному з'єднанню арматури А500С типу С1-Ко за [1]. Зокрема у [5] встановлено суттєве зменшення від 8 до 20%, в залежності від діаметру марки сталі, міцності зварного з'єднання у порівнянні з міцністю арматури у вихідному стані, що відображає особливості поведінки термомеханічнозміцненої арматури класу А500С при нагріві у процесі зварювання.

Подібних цілеспрямованих експериментальних досліджень хрестоподібних з'єднань типів К1-Кт і К3-Рр за [1], які виконуються відповідно контактним точковим зварюванням двох стержнів і дуговим ручним зварюванням прихватками, до цього часу майже не проводилося. Незважаючи на те, що при виконанні таких з'єднань відбувається нагрів саме зовнішнього шару стержня, який в значній мірі впливає на міцність стержня, і при нагріві якого слід очікувати найбільшого впливу при зварюванні.

Для оцінки міцності хрестоподібних типів з'єднань арматури у [3] встановлені два види випробувань на міцність – міцність на зріз і на розміщення при зварюванні основного стержня, які були виконані в рамках цього дослідження.

Об'єкт дослідження – міцність на зріз і розміщення при зварюванні основного стержня хрестоподібних зварних з'єднань типів К1-Кт і К3-Рр за [1] термомеханічнозміцненої арматури класу А500С за [2].

Метою роботи є встановлення характеру руйнування, міцності на зріз і розміщення при зварюванні основного стержня хрестоподібних з'єднань типів К1-Кт і К3-Рр термомеханічнозміцненої арматури класу А500С.

Задачі дослідження:

- експериментально встановити характер руйнування хрестоподібних зварних з'єднань типів К1-Кт і К3-Рр термомеханічнозміцненої арматури класу А500С при випробуванні на зріз і розміщення при зварюванні основного стержня;

- отримати експериментальні дані щодо міцності на зріз і розміщення при зварюванні основного стержня хрестоподібних з'єднань типів К1-Кт і К3-Рр термомеханічнозміцненої арматури класу А500С.

Предмет дослідження.

Експериментальні дослідження включали в себе випробування хрестоподібних зварних з'єднань термомеханічнозміцненої арматури класу А500С типу К1-Кт (з нормованою міцністю) на зріз і розміщення при зварюванні основного стержня і типу К3-Рр (з ненормованою міцністю) на розміщення при зварюванні основного стержня.

Всього було випробувано три серії зразків зварних з'єднань арматури Ø14А500С з арматурою Ø12А500С і Ø8А240С зі сталі марки СтЗпс, для яких слід очікувати найбільшого впливу нагріву при зварюванні на міцність [8].

Варійованими факторами при цьому являлися вуглецевий еквівалент на рівні нижньої і верхньої границь марочного складу сталі СтЗпс, відповідно, 0,245% і 0,346%, діаметр і клас зварювальних стержнів арматури.

Перша серія включала в себе випробування зварних з'єднань типу К1-Кт на розміщення основного стержня при зварюванні. У якості основного (робочого) стержня приймалася арматура Ø14А500С, а у якості поперечного – арматура Ø12А500С і Ø8А500С. Для кожного з'єднання випробувалось по 6 зразків при нижній і верхній границях значень вуглецевого еквіваленту.

Друга серія включала в себе випробування зварних з'єднань типу К3-Рр на розміщення основного стержня при зварюванні. Для прямого співставлення результатів випробувань різних типів хрестоподібних зварних з'єднань, діаметр основного і поперечного стержнів, кількість зразків і значення вуглецевого еквіваленту були такі ж, як і у першій серії.

Третя серія включала в себе випробування зварних з'єднань типу К1-Кт на зріз. У якості поздовжнього стержня приймалася арматура Ø14А500С, а якості поперечного – арматура Ø12А500С і Ø8А500С. Для кожного з'єднання випробувалось по 12 зразків при нижній і верхній границях значень вуглецевого еквіваленту.

Хрестоподібні зварні з'єднання контактним точковим зварюванням двох стержнів (К1-Кт) виконувалися на машині МТП-75, відносне значення осадки складало 0,25-0,32d (d – діаметр меншого стрижня). Сила стиску електродами приймалася згідно з рекомендаціями [4]. Температура нагріву основного (поздовжнього) стрижня при зварюванні, вимірювалась оптичним пірометром «Raynger МХ» і складала - 326⁰ С... 400⁰С.

Хрестоподібні зварні з'єднання дуговим ручним зварюванням прихватками (К3-Рр) виконувалися методом ручного дугового зварювання внапуск електродами типу УОНИ 13/55 діаметром 4 мм при зварювальному струмі 140А, катет шва становив 6 мм. Температура нагріву основного (поздовжнього) стрижня при зварюванні вимірювалась оптичним пірометром «Raynger МХ» і складала - 342⁰ С... 380⁰С.

Випробування зразків зварних з'єднань типів К1-Кт і К3-Рр на розміщення основного

стержня при зварюванні проводилося на розтяг за [15], а при випробування на зріз - за [3].

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ ТА РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Результати випробувань зразків арматури Ø14A500C, Ø12A500C і Ø8A240C у вихідному стані, які були проведені за [15], наведені у таблиці 1 (σ_T - межа текучості, σ_B - тимчасовий опір, δ_5 - відносне видовження після розривання).

В результаті випробувань зразків зварних з'єднань К1-Кт на розміщення основного стержня при зварюванні (перша серія) встановлено, що руйнування більшості зразків відбувається по металу основного стержня на відстані 40 ... 240 мм і 75... 240 мм від місця зварювання, відповідно, для зразків з поперечним стрижнем Ø12A500C і Ø8A240C (рис. 1). Один із зразків зварного з'єднання зі стрижнем 12 A500C зруйнувався в зоні теплового впливу (рис. 1а).

Розміщення металу основного стержня арматури 14 A500C у зварному з'єднанні типу К1-Кт з арматурою 12 A500C і 8A240C за результатами випробувань не перевищувало 4%, при цьому отримані розбіжності між міцністю арматури в вихідному стані і після зварювання були в межах точності випробувань (рис. 2). Значення вуглецевого еквіваленту на нижній ($C_e=0,245\%$) і верхній границях ($C_e = 0,346\%$) марочного складу сталі марки Ст3пс не впливало на величину розміщення арматури у зварному з'єднанні типу К1-Кт (рис. 2.).

Руйнування зразків зварних з'єднань типу К3-Рр на розміщення основного стержня арматури 14 A500C при зварюванні (друга серія) відбувалося, як по металу основного стержня на відстані 30... 250 мм від місця зварювання (рис. 3а, 4а), так і у зоні теплового впливу (рис.3б, 4б). Руйнування у зоні теплового впливу мало місце при арматурі поперечного стержня Ø12A500C (рис.3б) і Ø8A240C (рис.4б), а кількість таких випадків складала до 40% від загального числа

зразків. При цьому розміщення металу основного стержня складало 4...10% (рис.5) і мало місце при руйнуванні у зоні термічного впливу. Стійкого впливу вуглецевого еквіваленту на нижній ($C_e=0,245\%$) і верхній границях ($C_e = 0,346\%$) марочного складу сталі марки Ст3пс на величину розміщення арматури у зварному з'єднанні типу К3-Рр не встановлено (рис.5).

Руйнування зразків зварних з'єднань типу К1-Кт арматури Ø14A500C з арматурою Ø8A240C при випробуванні на зріз (третья серія), як правило, відбувалося у зоні теплового впливу (рис.6а). Три з двадцяти чотирьох зразків зруйнувалися по основному стержню Ø8A240C (рис.6б). Значення міцності зразків зварних з'єднань на зріз коливалося від 302,7 МПа при руйнуванні в зоні термічного впливу до 410,1 МПа при руйнуванні по основному металу основного стержня (рис.7). Середнє значення міцності на зріз для вибірки з 24 зразків складало 356,5 МПа, середнє квадратичне відхилення – 28,7 МПа, коефіцієнт варіації – 0,081, розмах – 107,4 МПа. Зниження міцності зразків зварних з'єднань, що руйнувалися у зоні термічного впливу, у порівнянні з зразками, що руйнувалися по основному металу, складало 4,4...28,3%. Стійкого впливу вуглецевого еквіваленту на нижній ($C_e=0,245\%$) і верхній ($C_e = 0,346\%$) границях хімічного складу сталі марки Ст3пс на міцність зварних з'єднань типу К1-Кт на зріз не встановлено (рис.7).

Руйнування зразків зварних з'єднань типу К1-Кт арматури Ø14A500C з арматурою Ø12A500C при випробуванні на зріз відбувалося по основному стержню Ø8A240C (2 зразки, рис.8а), у зоні теплового впливу (17 зразків, рис.8б) і безпосередньо по місцю зварювання (5 зразків, рис.8в). Значення міцності зразків зварних з'єднань на зріз коливалося від 390,5...410,8 МПа при руйнуванні по місцю зварювання до 540,1...590,6 МПа при руйнуванні в зоні теплового впливу (рис.9). Середнє значення міцності на зріз складало 541,1 МПа, середнє квадратичне відхилення – 82,1 МПа коефіцієнт варіації – 0,152, розмах – 280,0 МПа.

Зниження міцності зразків зварних з'єднань, що руйнувалися по місцю зварювання і у зоні теплового впливу, у порівнянні з зразками, що руйнувалися по основному стержню, відповідно складало 39,3...42,3% і

12,7...20,1%. Впливу вуглецевого еквіваленту в межах нижньої ($C_e=0,245\%$) і верхньої границь ($C_e = 0,346\%$) хімічного складу сталі марки Ст3пс на міцність зварних з'єднань типу К1-Кт на зріз не виявлено (рис.9).

Табл. 1. Механічні характеристики зразків арматури у вихідному стані
Table. 1 Mechanical characteristics of reinforcement bars in the initial state

№ п/п	Діаметр і клас арматури,	Марка сталі	Кількість зразків, шт.	σ_T , Н/мм ²	σ_B , Н/мм ²	δ_5 , %
1	Ø14A500C	Ст3пс	9	629,3	688,2	19,8
2	Ø12A500C		9	615,7	675,5	18,5
3	Ø8A240C		9	270,6	397,3	28,3

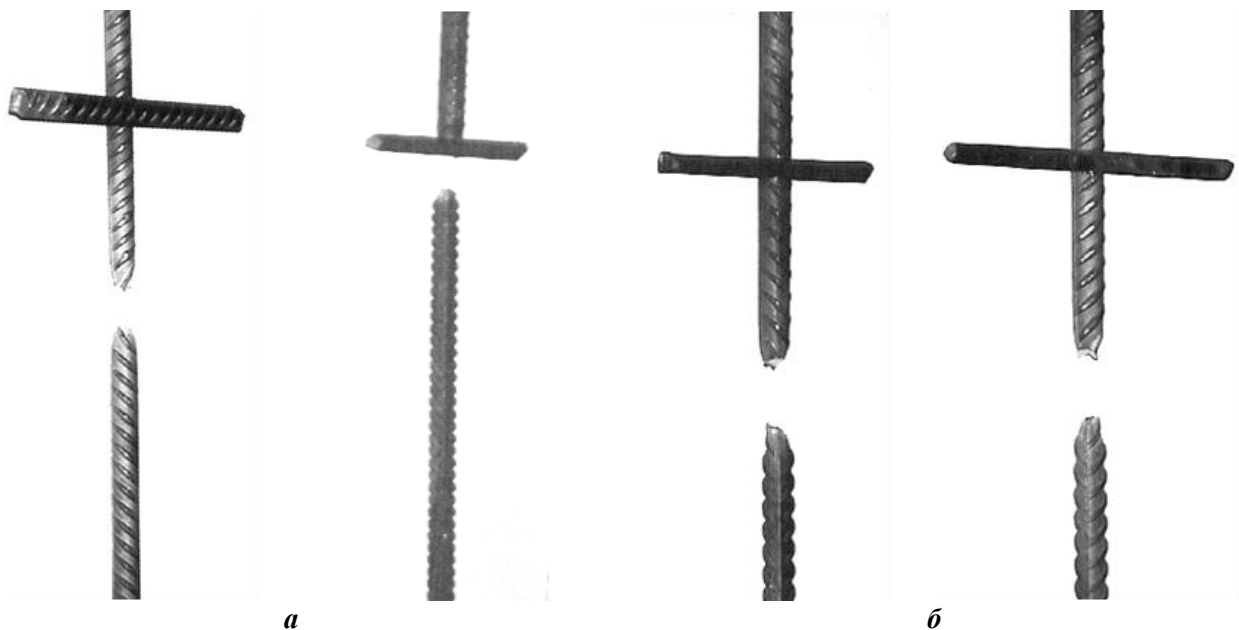


Рис. 1. Характер руйнування зварного з'єднання типу К1-Кт при випробуваннях на розміщення при зварюванні:

а - з'єднання з арматурою Ø12A500C;

б- з'єднання з арматурою Ø8A240C.

Fig. 1. The nature of the failure of the welded joint type K1-Kt test tests for softening during welding:-

a-connection with reinforcement Ø12A500C;

b-connection with reinforcement Ø8A240C.

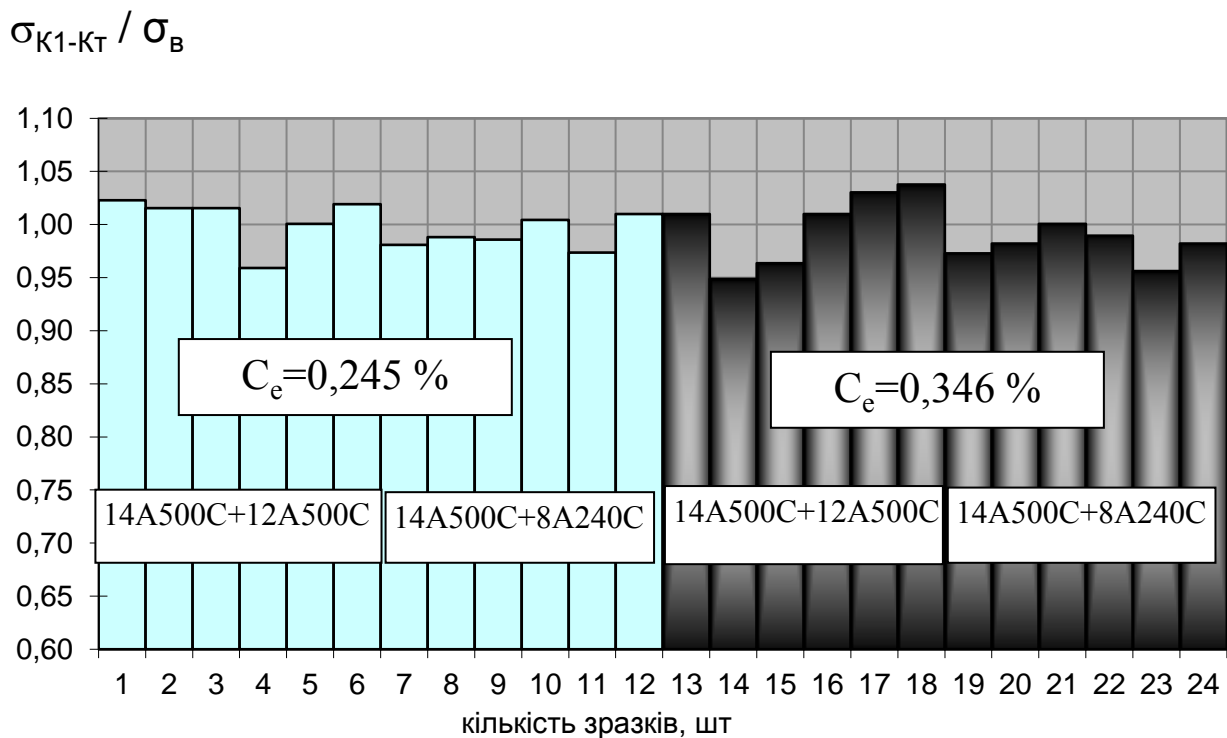
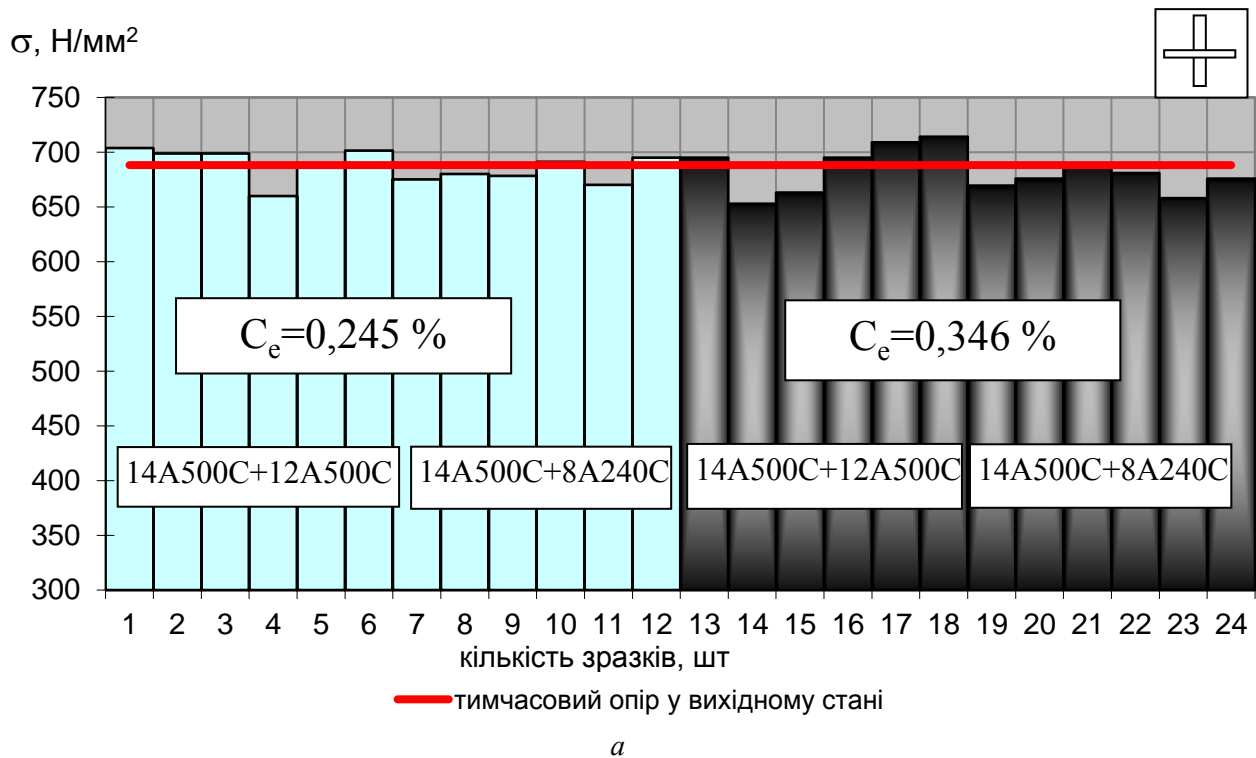


Рис. 2. Результати випробувань зварного з'єднання типу К1-Кт при випробуваннях на розміцнення при зварюванні:

а- порівняння з тимчасовим опором при розриві ;

б- відносне розміцнення арматури.

Fig. 2. Test results of the welded joint type K1-Kт in tests for hardening during welding:

а-comparison with the tensile strength;

б- relative softening of reinforcement.

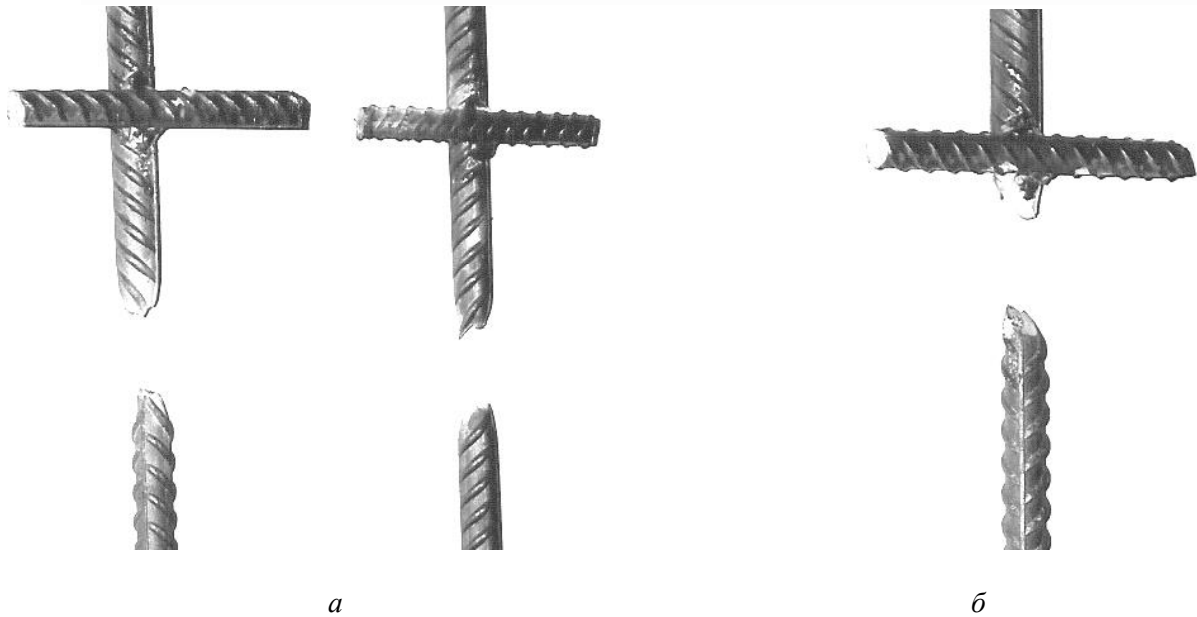


Рис. 3. Характер руйнування зварного з'єднання типу К3-Рр при випробуваннях на розміщення при зварюванні з арматурою Ø12А500С:
a - по металу основного стержня;
б- у зоні теплового впливу.

Fig. 3. The nature of the failure of the welded joint type K3-Pp during tests for hardening during welding-bath with reinforcement Ø12A500C:
a-on the metal of the main bar;
b-in zone of thermal injection

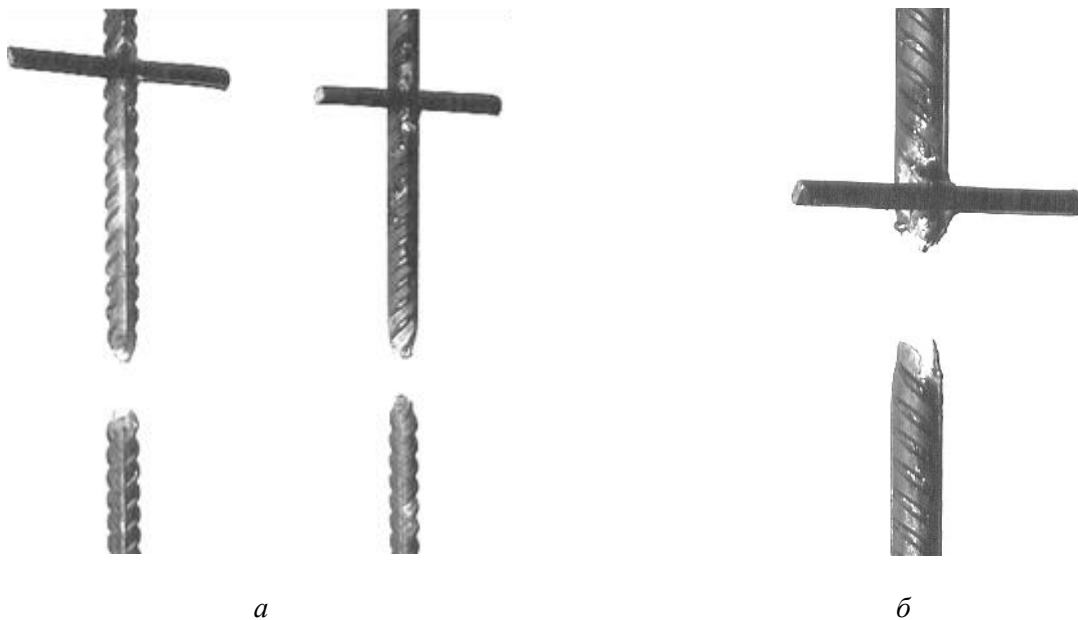


Рис. 4. Характер руйнування зварного з'єднання типу К3-Рр при випробуваннях на розміщення при зварюванні з арматурою Ø8А240С:
a - по металу основного стержня;
б- у зоні теплового впливу.

Fig. 4. The nature of the failure of the welded joint type K3-Pp during tests for hardening during welding-bath with reinforcement Ø8A240C:
a-on the metal of the main bar;
b-in zone of thermal injection

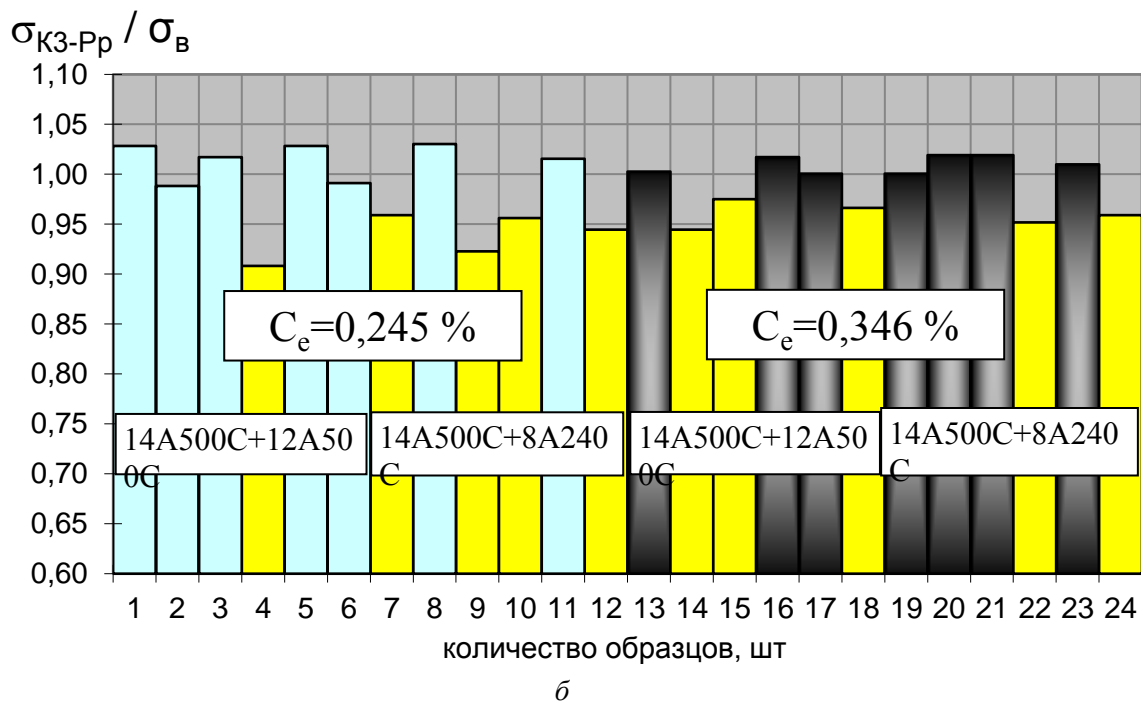
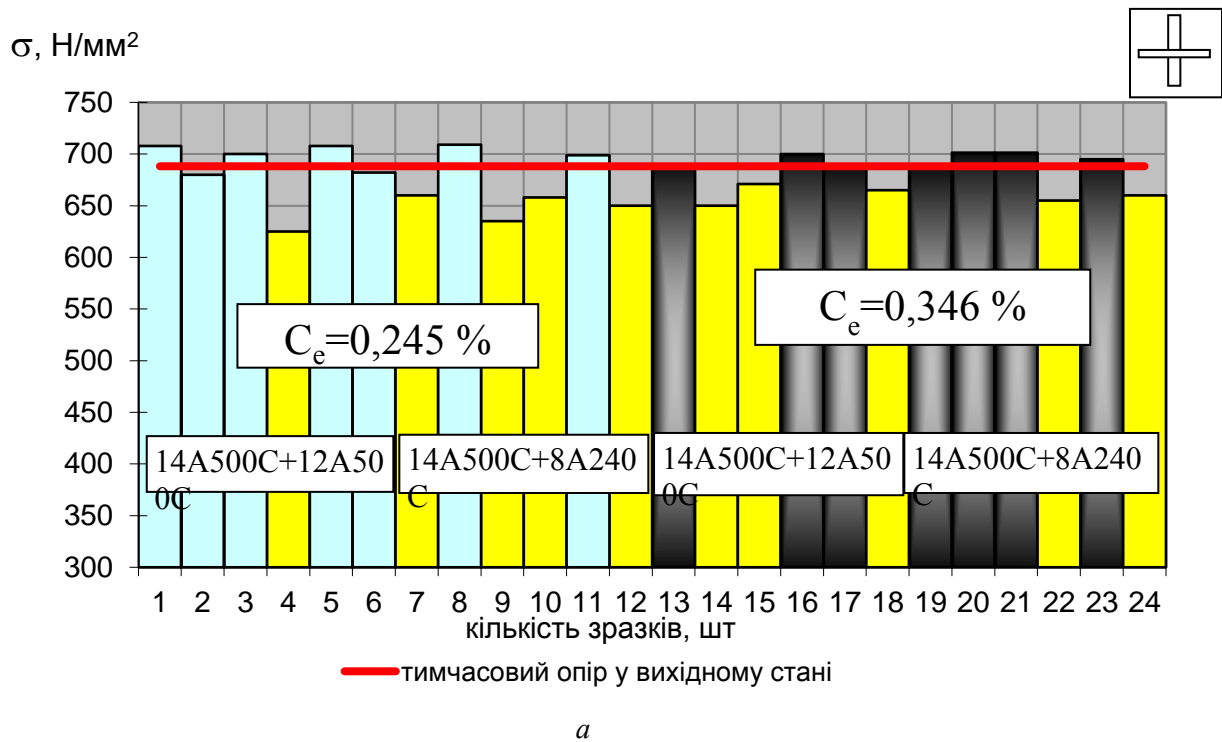


Рис. 5. Результати випробувань зварного з'єднання типу КЗ-Рр при випробуваннях на розміцнення при зварюванні:

а- порівняння з тимчасовим опором при розриві ;

б- відносне розміцнення арматури (жовтим кольором позначені зразки, що зруйнувалися у зоні теплового впливу).

Fig. 5. Test results of the welded joint type K3-Pp in tests for hardening during welding:

a- comparison with the tensile strength;

b- relative softening of reinforcement (yellow indicates samples that collapsed in the zone of thermal injection).

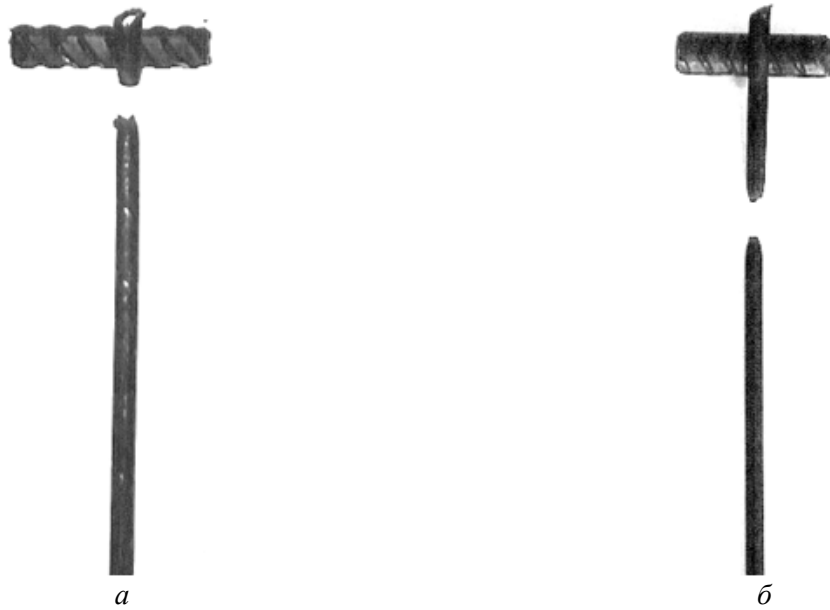


Рис. 6. Характер руйнування зварного з'єднання типу К1-Кт при випробуванні на зріз з арматурою Ø8A240С:
a - у зоні теплового впливу;
б - по металу основного стержня.

Fig. 6. The nature of the failure of welded joint type K1-Kt during tests for shear with reinforcement Ø8A240С:
a - in zone of thermal injection;
b - on the metal of the main bar.

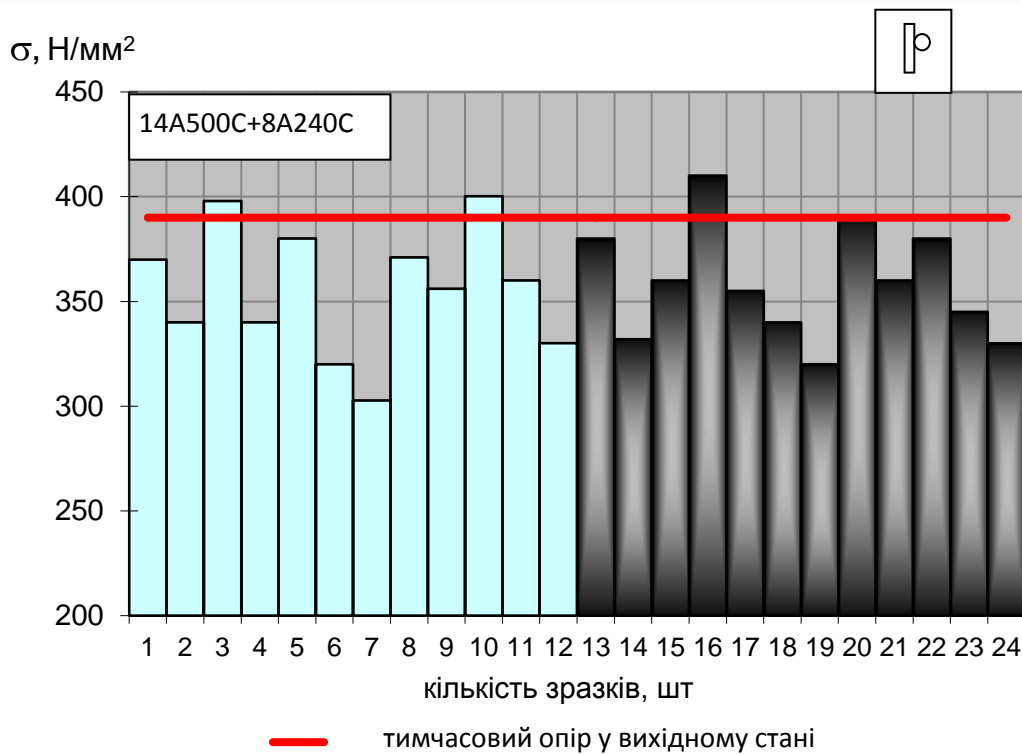


Рис. 7. Результати випробувань зварного з'єднання типу К1-Кт при випробуванні на зріз з арматурою Ø8A240С.

Fig. 7. Test results of the welded joint type K1-Kt during tests for shear with reinforcement Ø8A240С.

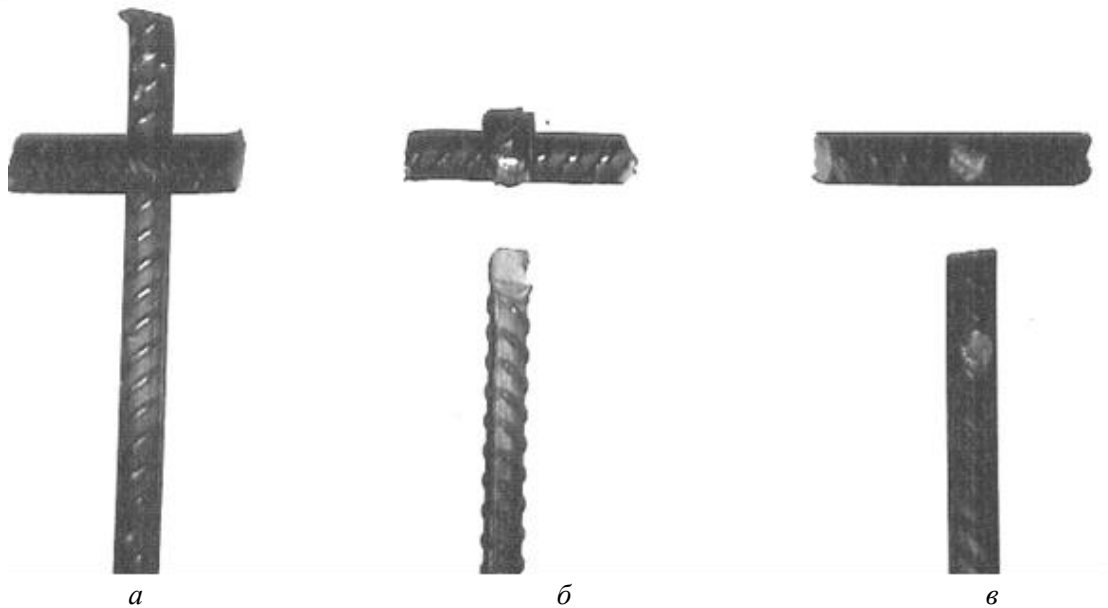


Рис. 8. Характер руйнування зварного з'єднання типу К1-Кт при випробуванні на зріз з ар-матурою Ø12A500С:

a - по металу основного стержня;

б - у зоні теплового впливу; *в* – в місці зварювання.

Fig. 8. The nature of the failure of the welded joint type K1-Kt during tests for shear with reinforcement Ø8A240C:

a - on the metal of the main bar;

б - in zone of thermal injection; *в* – at the welding site.

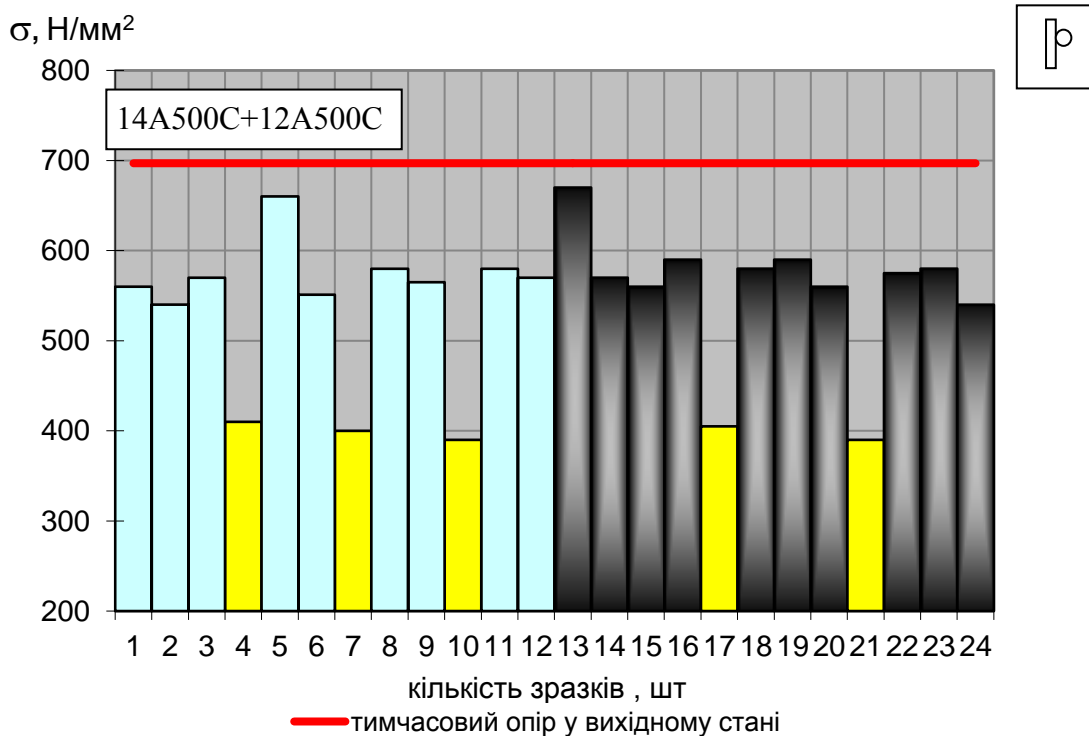


Рис. 9. Результати випробувань зварного з'єднання типу К1-Кт при випробуванні на зріз з арматурою Ø12A500С (жовтим кольором позначені зразки, що зруйнувалися по місцю зварювання).

Fig. 9. Test results of the welded joint type K1-Kt during tests for shear with reinforcement Ø12A500C (yellow indicates samples that collapsed at the welding site).

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Хрестоподібні зварного з'єднання арматури контактним точковим зварюванням двох стержнів - К1-Кт і дуговим ручним зварюванням прихватками - К3-Рр є основними з'єднаннями, які застосовуються при виготовленні сіток, плоских і просторових каркасів залізобетонних конструкцій. При цьому, найбільш відповідальним є зварне з'єднання К1-Кт, яке має забезпечити проектну міцність розрахункової поперечної арматури, що встановлюється за розрахунком за похилими перерізами, і не повинно призвести до розміщення основної робочої поздовжньої арматури. Нормована міцність на зріз такого з'єднання має бути на рівні нормованого значення тимчасового опору відповідної поперечної арматури [3], а на розміщення при зварюванні – не менше нормованого значення тимчасового опору основного стержня [3].

Зварне з'єднання К3-Рр, є з'єднанням з ненормованою міцністю на зріз, не може застосовуватися для зварювання поперечної розрахункової арматури, але і не повинно призводити до розміщення основного стержня, міцність якого має бути не менше нормованого значення його тимчасового опору [3].

Арматура класу А500С за [2] є термомеханічнозміцнено зміцненою з неоднорідною структурою у поперечному перерізі стержня - зовнішній шар з більшою і ядро з меншою міцністю, що, як і очікувалось, має істотний вплив на міцності характеристики хрестоподібних зварних з'єднань типів К1-Кт і К3-Рр.

В результаті проведених експериментальних досліджень на розміщення основного стержня при зварюванні встановлено, що руйнування зварних з'єднань К1-Кт і К3-Рр відбувається по основному стержню або у зоні теплового впливу (рис.1, 3). При цьому розміщення основного стержня для з'єднання К1-Кт складає до 4% (рис.2), а для з'єднань К3-Рр в межах 4...10%. В обох випадках, міцність основного стержня для зразків, що були випробувані, залишається

вище нормованого значення тимчасового опору арматури класу А500С за [2] – 600,0 МПа.

Руйнування зразків зварних з'єднань типу К1-Кт арматури Ø14А500С з арматурою Ø8А240С при випробуванні на зріз відбувається в зоні теплового впливу (рис.6а) і лише окремі зразки зруйнувалися по металу основного стержня (рис.6б). Середнє значенні міцності на зріз для вибірки з 24 зразків склало 356,5 МПа, або 0,89 від тимчасового опору арматури Ø8А240С у вихідному стані, при коефіцієнті варіації 0,08 і розмаху - 107,4 МПа (рис.7). Таким чином за середнім значенням міцності на зріз (нормоване значення 390,0 МПа зварні з'єднання типу К1-Кт арматури Ø14А500С з арматурою Ø8А240С, що були випробувані, не відповідають вимогам [3].

Руйнування зразків зварних з'єднань типу К1-Кт арматури Ø14А500С з арматурою Ø12А500С при випробуванні на зріз крім руйнування у зоні теплового впливу (17 зразків, рис.8б) і по основному металу основного стержня (2 зразки, рис.8а) відбувалося також і безпосередньо по місцю зварювання (5 зразків, рис.8в). Середнє значенні міцності на зріз для вибірки з 24 зразків складало 541,1 МПа, або 0,80 від тимчасового опору арматури Ø12А500С у вихідному стані, при коефіцієнті варіації – 0,152 і розмаху – 280,0 МПа (рис.9). Таким чином, ні за середнім значенням міцності на зріз (нормоване значення 600,0 МПа), ні за величиною розмаху (нормоване значення 118,0 МПа) зварні з'єднання типу К1-Кт арматури Ø14А500С з арматурою Ø12А500С, що були випробувані, не відповідають вимогам [3].

Очевидно, проблема полягає у тому, що обидва зварювальні стержні були з термомеханічнозміцнено зміцненої арматури з неоднорідною структурою у поперечному перерізі, де контакте точкове зварювання відбувається у межах зміцненого зовнішнього шару. У меншій ступені це проявляється, коли основний стержень приймається з гарячекатаної арматури А240С (рис.6, рис.7). Так, для цієї арматури відносне значення міцності було більшим, а коефіцієнт варіації і розмах меншими, ніж при хрестоподібному

зварюванні двох стержнів арматури класу А500С.

Основним фактором, що впливає на міцність на зріз хрестоподібного зварного з'єднання арматури при контактному точковому зварюванні, є величина осадки, зі збільшенням якої міцність на зріз збільшується. Але, для термомеханічнозміцнено зміцненої арматури, збільшення величини осадки може призвести до розміщення основного поздовжнього стержня.

В світлі вищенаведеного, конче необхідним завданням подальших досліджень має стати проведення цілеспрямованих експериментальних досліджень міцності на зріз і розміщення при зварюванні хрестоподібних зварних з'єднань арматури класу А500С контактним точковим зварюванням стержнів різних діаметрів і марок сталі з подальшою розробкою рекомендацій по технології виконання таких з'єднань і внесенням змін у відповідні нормативні документи [2,3].

Для забезпечення застосування на практиці хрестоподібних зварних з'єднань арматури класу А500С контактним точковим зварюванням двох стержнів типу К1-Кт з належними характеристиками міцності на зріз, і розміщення при зварюванні, при виготовленні арматурних елементів (каркасів, сіток, тощо) слід неухильно виконувати вимоги [3] щодо методів контролю і правил приймання зазначених зварних з'єднань.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДСТУ-Б В.2.6-169:2011** З'єднання зварні арматури та закладних виробів залізобетонних конструкцій. Типи, конструкція та розміри. К., Мінрегіонбуд України, 2012. 37с.
2. **ДСТУ-3760:2019** Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій Загальні технічні вимоги. К., Держспоживстандарт України, 2019. 18с.
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. 19с.
4. **Рекомендації** по примененію арматурного прокату по ДСТУ 3760-98 при прокатуванні и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. – Киев, Госстрой Украины, 2002, - С.39.
5. **Клімов Ю.А.** Міцність стикового контакт-ного зварного з'єднання арматури класу А500С. // Зб. наук. праць Будівельні конструкції. Теорія і практика. – 2022.- Випуск 10.- КНУБА.- С. 79-93.
6. **Бліхарський Я.З.** Залишковий ресурс залізо-бетонних конструкцій з пошкодженнями термічно-зміцненої арматури. – Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук.–Одеса, 2021.– С.44.
7. **Blikharskyu Y.Z.** Anisotropy of the mechanical properties of thermally hardened A500s reinforcement. *Materials Science*. -2019.-Vol.55.- P/175-180.
8. **Клімов Ю.А.** Теплова зварюваність арматури класу А500С. // Зб. наук. праць Будівельні конструкції. Теорія і практика. – 2017.- Випуск 1.- КНУБА.- С. 22-27.
9. **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.
10. **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.
11. **Демченко Ю.В.** Перспективне встаткування для зварювання й наплавлювання арматури. – *Сварщик. Технології. Производство. Сервис*.- 2010.-6 (76).- С.10-12.
12. **Болотов Г., Болотов М., Ганєєв Т., Корзаченко М.** Оцінка несучої здатності зварних з'єднань арматури залізобетону.-*Технічні науки та технології*.-2017.- №1(7). – С.58-67.
13. **Issa C.A.** An Experimental Study of Welded Splices of Reinforcing Bars - *Building and Environment*, 2006, 41(10)- P. - 1394–1405.
14. **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.
15. **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-B V.2.6-169:2011** Zeidnaniy zvarni armatury ta zakladnich vurobiv zalazobetonuch konstruksiy. Tipy, konstruksiy ta rozmiri.- *K, Minregiobud Ukrainy.*- 2012. 19c
2. **DSTU-3760:2019** Prokat armaturnyi dlia zalizobetonnykh konstruksii. Zahalni tekhnichni vymohy. *K., Derzhspozhyvstandart Ukrainy 2019.* 18s.
3. **DSTU-B V.2.6-168:2011** Armaturni ta zakladni virobi zvarni. Ziednaniy zvarni armaturi ta zakladnich virobiv zalizobetonich konstruksiy. Zagalni tekhnichni umovi.- *K, Minregiobud Ukrainy.*- 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. **Клімов Ю.А.** Micnist stukovogo kontaktного zvarnogo zednanny armaturu klasy A500C. -// *Budivelni konstruksii. Teotiy i praktika.* – 2022.- *Vipusk 10.- KNUBA.- S. 79-93.*
6. **Blikharsky Y.Z.** Zalichkoviy resurs zalizobetonuch konstruksiy z poshkodgeniyami termichno-zmiznenoy armature. Avtoreferat dusertazii na zdotuy naukovogo stupeniy doktora tekhnichnih nauk. – *Odesa, 2021. – S.44.*
7. **Blikharsky Y.Z.** Anisotropy of the mechanical properties of thermally hardened A500C reinforcement. *Materials Science.* -2019.-*Vol.55.- P/175-180.*
8. **Chetverko P.N., Goronkov N.D., Vinogradov N.A., Samotriyov S.M., Susoev V.U.** Kontaktnay stikovaiy svarka armature zelezobeta a usloviyeh stroyploshadki. -*Avtomaticheskay svarka — 2014. — № 3 (730). — S. 50-53.*
9. **Chetverko P.N.** Kontaktnay stikovaiy svarka stergnevoy armature clasov A400C–A600C pri stroitelstve konstruksiy iz monolitnogo betona. - *Avtomaticheskay svarka. — 2010. — № 8 (688). — S. 30-34.*
10. **Demchenko U.V.** Perspektivne vstatkuvaniy dly zvaruvaniy i naplavluvaniy armaturi – *Svarchik. Technologiy. Proizvodstvo. Servis. - 2010.-6 (76).- S.10-12.*
11. **Bolotov G., Bolotov M., Ganeev T., Korzachenko M.** Ozinka nesuchoy zdatnosti zvarnich ziednan armature zalizobetonu.- *Thenichni nayki ta tehnologii.-2017.- №1(7). – C.58-67.*
12. **Issa C.A.** An Experimental Study of Welded Splices of Reinforcing Bars - *Building and Environment, 2006, 41(10).- P. 1394–1405.*
13. **Apostolopoulos Ch. Alk., Michalopoulos D, Dimitrov L.** Numerical Simulation of Tensile Mechanical Behavior of Lap Welded Reinforcing Steel Bar Joints- *Bulgarian Journal for Engineering Design.- November 2009.- No. 3, -P. 5-11.*
14. **Klymov Y.A.** Teplova zvaruvaniy armature clasu A500C. - *Budivelni konstruksii. Teotiy i praktika.* – 2017.- *Vipusk 1.- KNUBA.- S. 22-27.*
15. **DSTU-10080:2009** Stal dlia armuvannia betonu. Zvariuvanna armatura 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

Summary. The paper presents the results of experimental studies of the strength of cross-shaped welded joints of types K1-K τ and K3-Pp [1] of thermomechanically hardened reinforcement of class A500C [2] for hardening during welding of the main bar [3].

Experimental studies included testing three series of samples of welded joints and reinforcement samples in the initial state. The first series included testing welded joints of type K1-K τ to strengthen the main bar during welding. Reinforcement $\varnothing 14A500C$ was accepted as the main (working) bar, and reinforcement $\varnothing 12A500C$ and $\varnothing 8A240C$ were accepted as the transverse bar. For each joints, 6 samples were tested on the lower and upper limits of the carbon equivalent values of the grade steel class C $\tau 3nc$, 0.245% and 0.346%, respectively. The second series included testing of welded joints of the K3-Pp type to strengthen the main bar during welding. To directly compare the test results of different types of cross-shaped welded joints, the diameter of the main and transverse rods, the number of samples and the value of equivalent were the same as in the first series. The third series included testing welded joints of type K1-K τ for cutting. Reinforcement $\varnothing 14A500C$ was taken as a longitudinal bar, and reinforcement $\varnothing 12A500C$ and $\varnothing 8A500C$ was taken as a transverse rod. For each joints, 12 samples were tested at the lower and upper limits of the carbon equivalent values.

As a result of testing samples of welded joints of types K1-K_T and K3-Pp of reinforcement A500C for strengthening during welding, it was established that the destruction occurs along the main bar and in the zone of thermal exposure, the amount of hardening was up to 4% for the K1-K_T compound, and for the K3-Pp type connection - 4... 10%.

Failure of samples of welded joints of type K1-K_T reinforcement A500C with reinforcement Ø12A500C and Ø8A240C during the cut test usually occurred in the zone of thermal exposure, or in some cases, in the presence of both rods from reinforcement of class A500C - directly at the welding site. The average value of cut strength for a sample of 24 samples of reinforcement connections of class A500C with reinforcement A240C was 356.5 MPa, or 0.89 of the temporary resistance of the reinforcement in the initial state, with a coefficient of variation - 0.08 and a span of 107.4 MPa. The average cut strength for a sample of 24 samples of reinforcement connections of class A500C with reinforcement A500C was 541.1 MPa, or 0.80 of the temporary resistance of the reinforcement in the initial state, with a coefficient of variation - 0.152 and a span of 280.0 MPa.

The first series included fittings Ø12A500C, Ø14A500C, Ø16A500C from steel of the ST3ps brand and Ø18A500C, Ø20A500C, Ø22A500C from steel of the C_T3пс 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 C_T3пс brand, at diameters of armature of 18... 22 mm from steel of the C_T3Гпс brand of marking made 15-17%, and at diameters of 25... 32 mm from steel of the 25Г2С brand - 2,5... 8%.

Keywords. Thermomechanical hardened reinforcement; class A500C; cross-shaped welded joint; strength, cut, hardening during welding. .

Стаття надійшла до редакції 25.10.2022

ОСОБЛИВОСТІ ПРОЄКТУВАННЯ СТАЛЕВИХ СЕЙСМОСТІЙКИХ КОНСТРУКЦІЙ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Галина ГЕТУН¹, Віра КОЛЯКОВА², Андрій СОЛОМІН³, Ірина БЕЗКЛУБЕНКО⁴

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

³НТТУ «КПІ» ім. Ігоря Сікорського

37, проспект Перемоги, Київ, Україна, 03056

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

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

³andr-sol@i.ua, <http://orcid.org/0000-0002-5226-8813>

⁴i.bezklubenko@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-9149-4178>

Анотація. Проєктування, будівництво і експлуатація будівель в Україні пов'язані з необхідністю врахування додаткових особливих навантажень і впливів, а саме: сейсмічних, у складних інженерно-геологічних умовах, на слабких грунтах, підроблених територіях і просідаючих грунтах, а в умовах війни з Росією під час ракетних і артилерійських обстрілів і бомбардувань населених пунктів – впливів від вибухів, вибухових хвиль, розповсюдження пожеж тощо [3].

Територія України розташована на окраїні потужного Азорсько-Середземноморсько-Альпійсько-Трансазійського сейсмогенного поясу планети. Україна загалом не належить до особливо сейсмічно небезпечних регіонів планети. Лише в межах трьох її районів відмічені мало- і середньомagnitude (3...6 балів) землетруси: Українські Карпати та Кримські гори, Приазов'я. Але спостереження за наслідками численних землетрусів показали, що в різних частинах одного сейсмічного району вони значно відрізняються за інтенсивністю. Так, інтенсивність струсу на поверхні землі на ділянках із сипкими грунтами є у 15 разів більшою, ніж на ділянках із скельними. Тому під час проєктування будівель і споруд слід враховувати особливості будівництва в складних інженерно-геологічних умовах території України, які пов'язані з дослідженнями, проєктуванням і облаштуванням основ і фундаментів на слабких водонасичених, глинистих і заторфованих грунтах, торфях та ілах, просідаючих, набрякаючих, засоленних, здимаючих та нерівномірно



Галина ГЕТУН

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



Віра Колякова

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



Андрій Соломін

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



Ірина БЕЗКЛУБЕНКО

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

стиснутих грунтах, рихлих пісках і пливунах, закарстованих і підроблюваних територіях, з урахуванням сейсмічної та динамічної дії з дотриманням вимог ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» [5] і ДБН В.1.1-45:2017 «Будівлі і споруди в складних

інженерно-геологічних умовах. Загальні положення» [6].

Проектування сучасних будівель в сейсмічних районах розвивається за двома напрямками, які відповідають основним принципам сейсмозахисту, – традиційними (пасивними) і спеціальними (активними). Комплексні системи сейсмозахисту будівель об'єднують пасивну і активну системи.

За традиційного сейсмозахисту здійснюється збільшення несучої здатності основних несучих конструкцій будівель (розміри поперечних перерізів, їх армування, підсилення вузлів стикувань тощо) для сприйняття додаткових зусиль, викликаних сейсмічними впливами. Характер роботи будівель при цьому не змінюється. Спеціальні (активні) заходи покращення сейсмостійкості будівель полягають у зниженні навантажень за рахунок модифікацій їх динамічних схем роботи. Активний сейсмозахист будівель – це новий напрямок, який полягає в проведенні додаткових конструктивних заходів для запобігання небезпечних резонансних коливань і тим самим зниження сейсмічних впливів. Він досягається шляхом зміни динамічних жорсткостей або періодів власних коливань будівель при землетрусах у результаті використання спеціальних конструктивних пристроїв: ковзких поясів, зв'язків, які включаються або виключаються, встановленням динамічних гасителів коливань, кінематичних або пальових фундаментів, які мають дисипативні характеристики самоорганізації, рамно-в'язевих систем із складними діафрагмами жорсткості, гумово-сталевих циліндричних опор тощо.

В статті проаналізовані особливості проектування сталевих сейсмостійких конструкцій висотних будівель. Досліджені схеми сейсмостійких висотних будівель із сталевими каркасами. Обґрунтована доцільність використання сталевих енергопоглинаючих елементів та представлені схеми їх встановлення в сейсмостійких будівлях із сталевими каркасами.

Ключові слова. Сталеві конструкції; висотні будівлі; сейсмостійке будівництво; схеми каркасів; колони; база колони; ригелі; перфоровані стінки; жорсткі з'єднання; енергопоглинаючі елементи.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Аналіз наслідків чисельних землетрусів свідчить, що сталеві конструкції мають

кращу сейсмостійкість у порівнянні з традиційними та залізобетонними [1, 12, 15]. Причинами цього є: високі характеристики міцності та пластичності сталі, які здатні поглинати енергію при їх роботі за межею пружності; реальна можливість залучити до роботи максимальний об'єм металу за межею пружності без втрати міцності та стійкості основних несучих елементів; можливість виготовляти сталеві каркаси будь-яких конструктивних форм, що дозволяє змінювати динамічні характеристики будівель і регулювати сейсмічні навантаження.

При проектуванні сейсмостійких висотних будівель доцільно використувувати сталеві каркаси у вигляді просторових систем з несучими рамними каркасами у поєднанні з діафрагмами жорсткостей з ґратчастих конструкцій із сталі або залізобетонних стінок, а також у поєднанні з стовбурами жорсткостей [8, 14]. В таких будівлях горизонтальні сейсмічні впливи і частина вертикальних навантажень сприймаються діафрагмами жорсткостей або внутрішніми стовбурами жорсткостей, а зовнішні колони сприймають лише вертикальні навантаження.

У випадках залучення конструкцій зовнішнього каркаса на сприйняття горизонтальних сейсмічних і вітрових навантажень утворюється оболонкова просторова конструктивна система «*tube in tube*», яка має велику горизонтальну жорсткість і широко використовується за кордоном для зведення сейсмостійких висотних будівель. Зосередження основної маси несучих конструкцій по контуру будівель підвищує жорсткість каркасів, тим самим зменшує їх деформативність і одночасно покращують роботу каркасів на закручування у цілому [4].

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Основні принципи конструювання сейсмостійких сталевих каркасів висотних будівель [2, 3, 8, 10]: 1) конструктивні схеми каркасів повинні мати симетричні форми і забезпечувати виникнення мінімальних горизонтальних сейсмічних навантажень під час

землетрусів, для чого необхідно використувати легкі огорожувальні конструкції та конструкції перекриттів; 2) при виборі конструктивних схем перевагу слід віддавати схемам, у яких зони пластичності виникають у першу чергу в зв'язках і в горизонтальних елементах каркаса (ригелях, конструкціях перекриттів, об'язувальних балках тощо); 3) розвиток пластичних деформацій допускається в елементах каркасів, які працюють на згинання або зсування; 4) для конструкцій каркасів, що працюють у пружно-пластичній стадії, повинні застосовуватися маловуглецеві та низьковуглецеві сталі з відносним подовженням не менше 20 %; 5) конструкції каркасів, в яких передбачаються розвитку пластичних деформацій під час землетрусів, повинні мати конструктивні форми, що відрізняються низькими рівнями концентрації напружень; 6) області пластичних деформацій повинні бути винесені із

зон зварених і болтових з'єднань; 7) стиснуті конструкції каркасів повинні бути захищені енергопоглинаючими елементами від можливих перевантажень під час землетрусів; 8) енергопоглинаючі елементи необхідно установлювати в конструкції вертикальних зв'язків між колонами; 9) конструкції каркасів повинні мати високий рівень ремонтпридатності.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Сталеві колони багатоповерхових сейсмостійких каркасів рамного типу слід, як правило, проектувати замкнутого (коробчастого або круглого) перерізів однаково стійких відносно головних осей інерції, а колони рамно-в'язевих каркасів – двутаврового або замкнутого перерізів (рис. 1).

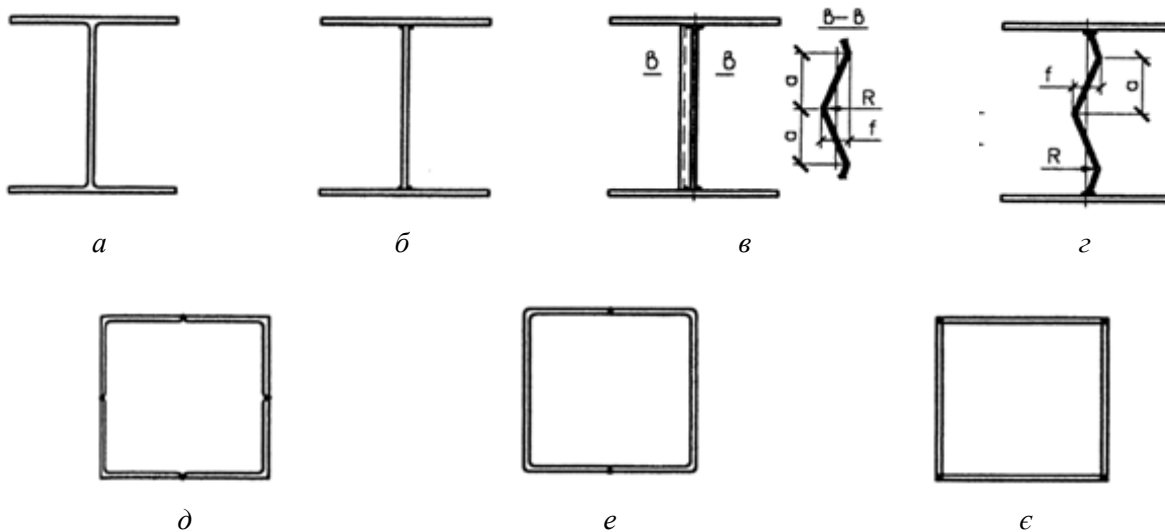


Рис. 1. Перерізи сталевих колон сейсмостійких каркасних будівель:

a, б, в – двутаври (прокатний, зварений з плоскою стінкою і зварений з поперечно і поздовжньо гофрованими стінками);

д, е, ф – трубчасті (з кутової сталі, з гнутих швелерів, з листової сталі)

Fig. 1. Sections of steel columns of earthquake-resistant frame buildings:

a, b, c – I-beams (rolled, welded with a flat wall and welded with transversely and longitudinally corrugated walls);

d, e, f – tubular (from angle steel, from bent channels, from sheet steel)

Ригелі сталевих каркасів, які працюють на згинання, слід проектувати, як правило, з прокатних або зварних двутаврів (рис. 2, *a*,

б). Ригелі з поперечно-гофрованими стінками мають високу малоциклову міцність, тому добре сприймають сейсмічні впливи (рис. 2, *в*). Особливо ефективними є ригелі із

зонами рівного опору на ділянках примикань до колон, тому що мають високу здатність поглинати енергію сейсмічних впливів під час землетрусів (рис. 3).

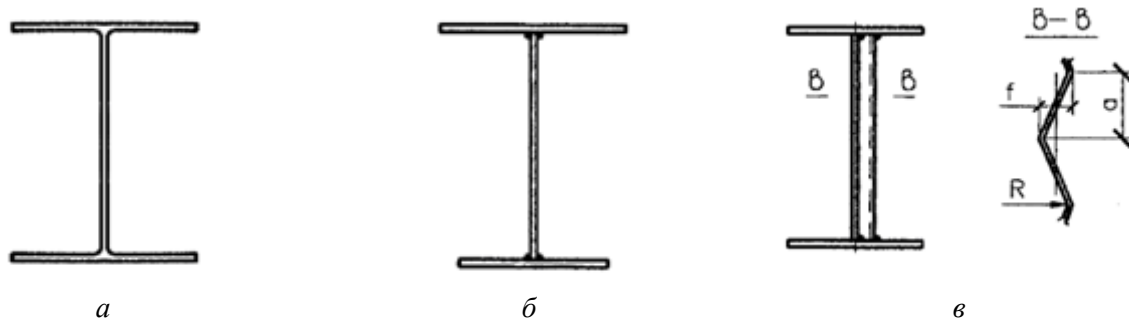


Рис. 2. Перерізи сталевих ригелів сейсмостійких каркасних будівель:

- a* – прокатний двотавр;
- б* – зварений двотавр з різною шириною полицок;
- в* – зварений двотавр з поперечно гофрованою стінкою

Fig. 2. Sections of steel crossbars of earthquake-resistant frame buildings:

- a* – rolled I-beam;
- b* – welded I-beam with different shelf widths;
- c* – a welded I-beam with a transversely corrugated wall

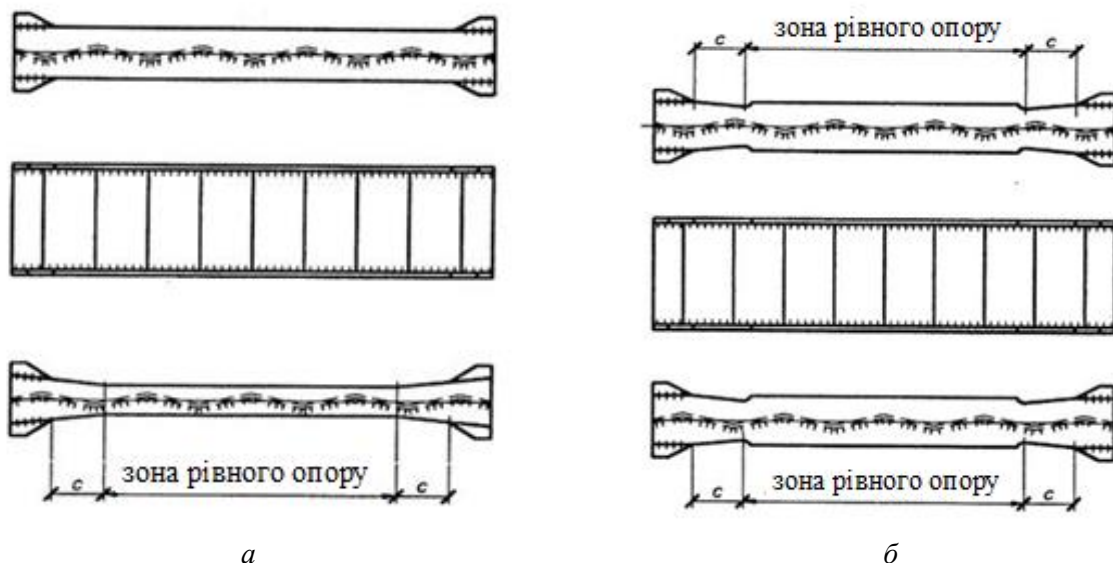


Рис. 3. Сталеві ригелі з поперечно-гофрованими стінками сейсмостійких каркасних будівель:

- a* – із зоною рівного опору в нижньому поясі на ділянках примикань до колон;
- б* – із зонами рівного опору в нижньому і верхньому поясах на ділянках примикань до колон

Fig. 3. Steel crossbars with transversely corrugated walls of earthquake-resistant frame buildings:

- a* – with a zone of equal resistance in the lower belt in the areas of abutments to the columns;
- b* – with zones of equal resistance in the lower and upper belts in the areas of abutments to the columns

Відповідальними елементами несучих конструкцій сейсмостійких багатопверхових будівель з рамними каркасами є вузли з'єднання ригелів з колонами, які повинні

забезпечувати мінімальні рівні концентрації напружень (рис. 4, 5).

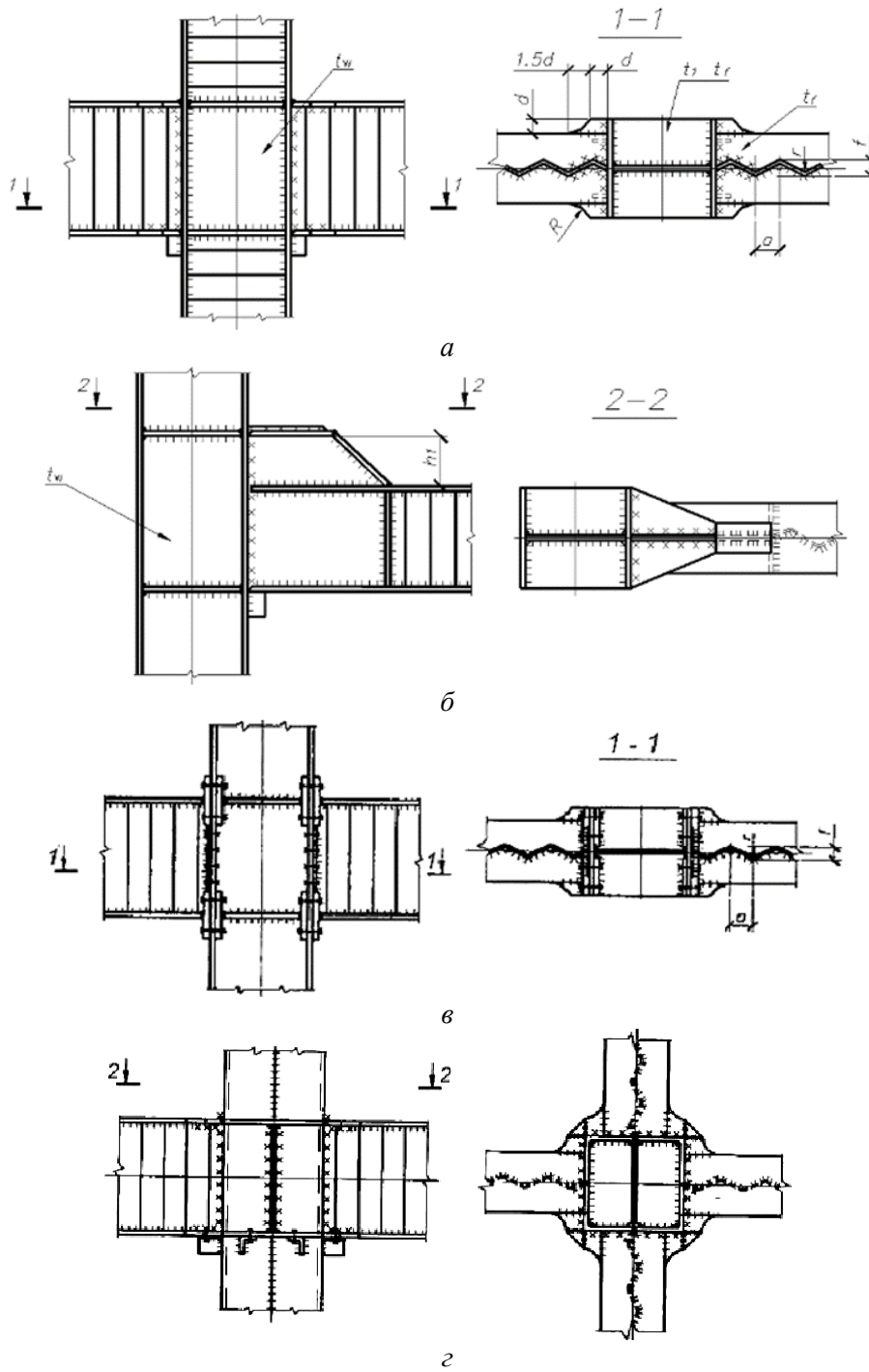


Рис. 4. Жорсткі вузли з'єднань ригелів з колонами сейсмостійких будівель із сталевими каркасами:
 а – зварений;
 б – зварений із збільшеною висотою ригеля;
 в – болтовий;
 г – зварний (колонна замкнутого перерізу)

Fig. 4. Rigid joints of crossbars with columns of earthquake-resistant buildings with steel frames:
 a – welded;
 b – welded with an increased height of the bolt;
 c – bolted;
 d – welded (column of closed section)

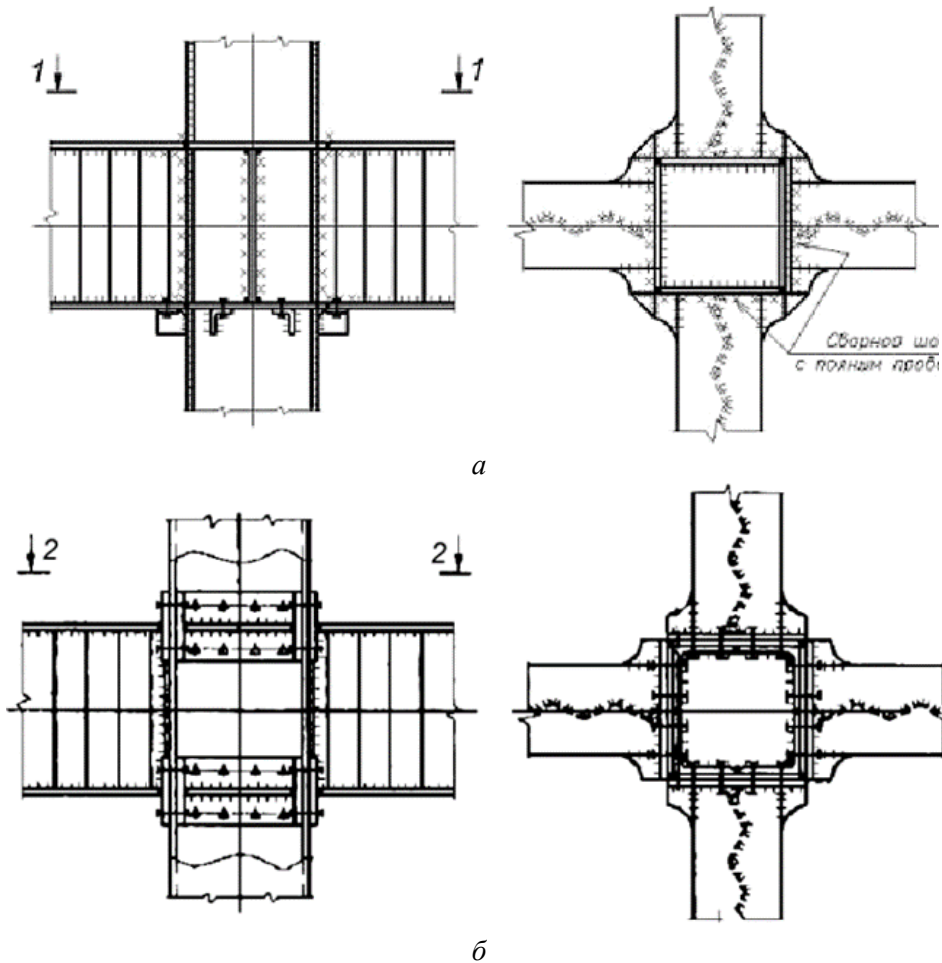


Рис. 5. Жорсткі вузли з'єднань ригелів з колонами сейсмостійких будівель із сталевими каркасами:
a – зварний (колона замкнутого перерізу з 4-х листів);
б – болтовий (колона трубчастого перерізу)

Fig. 5. Rigid joints of crossbars with columns of earthquake-resistant buildings with steel frames: *a* – welded (column of closed cross section made of 4 sheets); *b* – bolted (tubular section column)

В сейсмостійких будівлях із сталевими рамними каркасами енергопоглинаючими елементами є:

- ригелі, в яких пластичні деформації розвиваються на ділянках біля опор поясів за межами зварених з'єднань з колонами. Тому для збільшення об'єму металу, який працює за межами пружності, в сейсмостійких будівлях рекомендується створювати в поясах ригелів зони рівного опору (рис. 3);
- у місцях розвитку пластичних деформацій звисання поясів не повинно перевищувати $0,25t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}}$;
- стінки колон у зонах рамних вузлів, в яких допускається розвиток зсувних пластичних деформацій. При цьому згинальні

моменти і нормальні сили, які діють в колонах, сприймаються поясами колон, а стінки працюють лише на зсування (рис. 4, *a*, *б*, *в*);

- стінки траверс баз колон, в яких можливий розвиток пластичних зсувних деформацій під час землетрусів (рис. 6). При цьому відношення висоти стінки до її товщини не повинне перевищувати $\sqrt{\frac{E}{R_y}}$. Збільшення довжини траверс колон знижує поперечні сили і площа поперечних перерізів траверс, що призводить до збільшення пластичних зсувних деформацій і поглинання сейсмічної енергії.

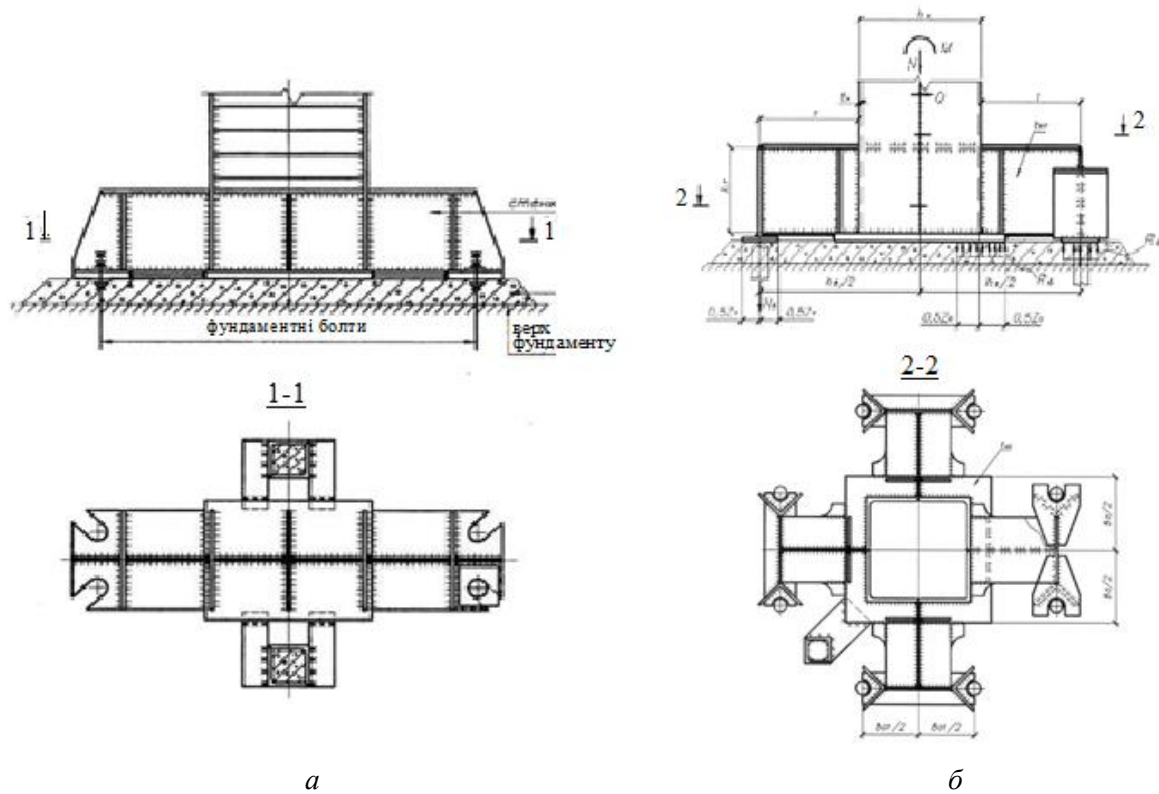


Рис. 6. Базис колон сейсмостійких будівель із сталевими каркасами:

a – двотаврового перерізу;
б – трубчастого перерізу)

Fig. 6. Column bases of earthquake-resistant buildings with steel frames:

a – double section;
b – tubular section)

Для сейсмостійких будівель із сталевими каркасами висотою 10...20 поверхів рекомендується проектувати рамні та рамно-в'язеві каркаси (рис. 7).

В будівлях висотою 5...8 поверхів (рис. 7, *a*), для зниження згинальної жорсткості конструкцій, з метою зменшення горизонтальних сейсмичних навантажень, рекомендується виконувати сталеві каркаси із стовбурами жорсткості, які мають однакові характеристики жорсткості в поперечному і поздовжньому напрямках. У таких будівлях ригелі жорстко з'єднуються із стовбурами жорсткості та шарнірно з колонами.

В будівлях висотою 10...12 поверхів рекомендується додатково встановлювати **ау-тригерні системи** – жорсткі траверси у вигляді ферм висотою в один поверх в одному

або двох рівнях за висотою будівлі (рис. 7, *в*).

Будівлі висотою понад 12 поверхів рекомендується проектувати з рамними каркасами в обох напрямках. При цьому в будівлях з нижчими каркасами, в окремих випадках, доцільно проектувати верхні поверхи з меншою згинальною жорсткістю (рис. 7, *г*).

Рамні схеми сейсмостійких сталевих каркасів багатоповерхових будівель можуть вирішуватися в різних варіантах. Розбивка сталевих рамних каркасів на відправні елементи може бути традиційною поелементною з колонами довжиною до 12 м або з елементами у вигляді одноповерхових поперечних рам габаритних розмірів виготовлених на заводі та поздовжніх поелементних ригелів.

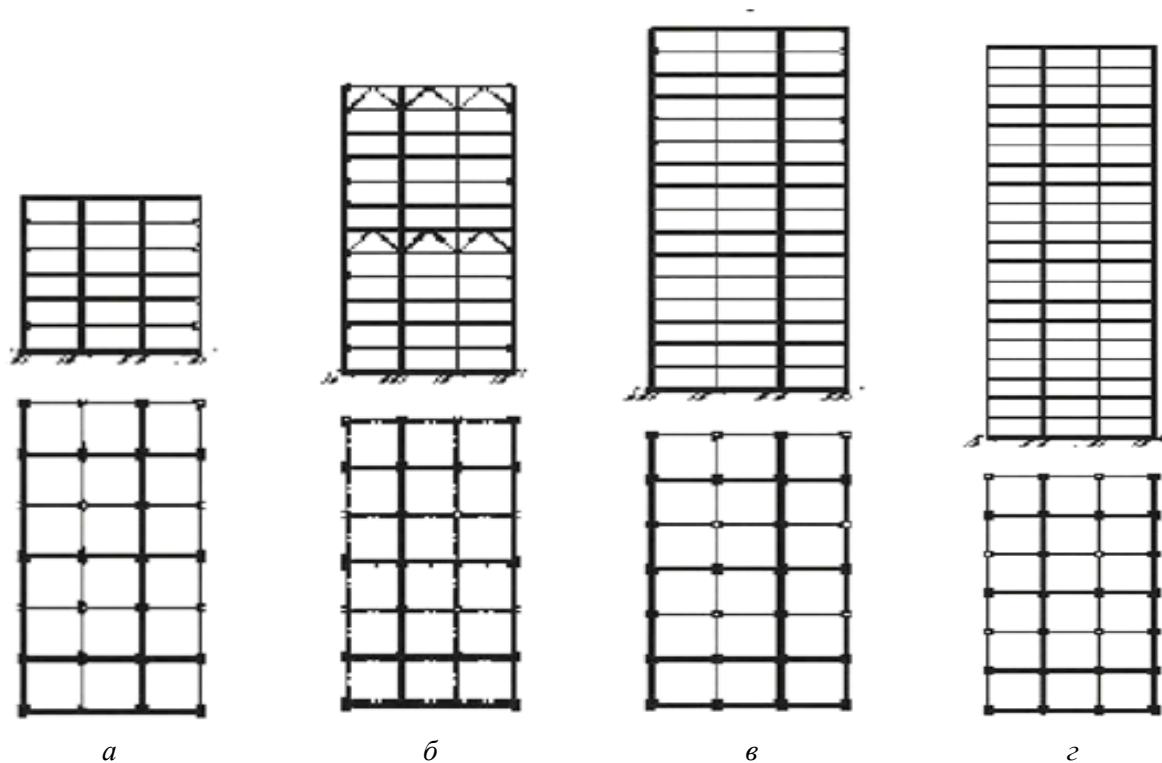


Рис. 7. Схеми сейсмостійких висотних будівель із сталевими рамними каркасами:
a – із стовбуром жорсткості та шарнірними з’єднаннями ригелів з колонами;
б – те саме, і додатковими аутригерними системами у двох рівнях;
в – з рамним каркасом нижніх поверхів і рамно-зв’язковим верхніх поверхів;
г – з рамними каркасами в обох напрямках за всією висотою

Fig. 7. Schemes of earthquake-resistant high-rise buildings with steel frame frames:
a – with a trunk of stiffness and hinged joints of crossbars with columns;
b – the same, and additional outrigger systems in two levels;
c – with a frame frame of the lower floors and a frame-link frame of the upper floors;
d – with frame frames in both directions along the entire height

Багатоповерхові сейсмостійкі будівлі із в’язевими та рамно-в’язевими сталевими каркасами для надання більшої жорсткості та ремонтпридатності після землетрусів доцільно оснащувати енергопоглиначами, які встановлюють у зв’язках між колонами (рис. 8). Енергопоглиначі забезпечують високу сейсмостійкість каркасних будівель, захищають елементи каркасів від пікових перевантажень і резонансних явищ.

Особливо ефективними є рамно-в’язеві каркаси будівель, в яких роль пружного ядра виконують рами, а енергопоглиначі різних конструкцій захищають каркаси від руйнувань під час перевантажень та поглинають енергію сейсмічних впливів за рахунок пластичної роботи сталі.

В невисоких сейсмостійких будівлях із сталевими рамно-в’язевими каркасами для зниження жорсткості каркасів і, відповідно, сейсмічних навантажень рекомендується встановлювати зв’язки з енергопоглиначами в одному кроці між колонами (рис. 8, *a*). У більш високих будівлях для збільшення жорсткості каркасів раціонально переходити до більш розвинутих систем установки енергопоглиначів у зв’язках між колонами (рис. 8, *б, в, г*).

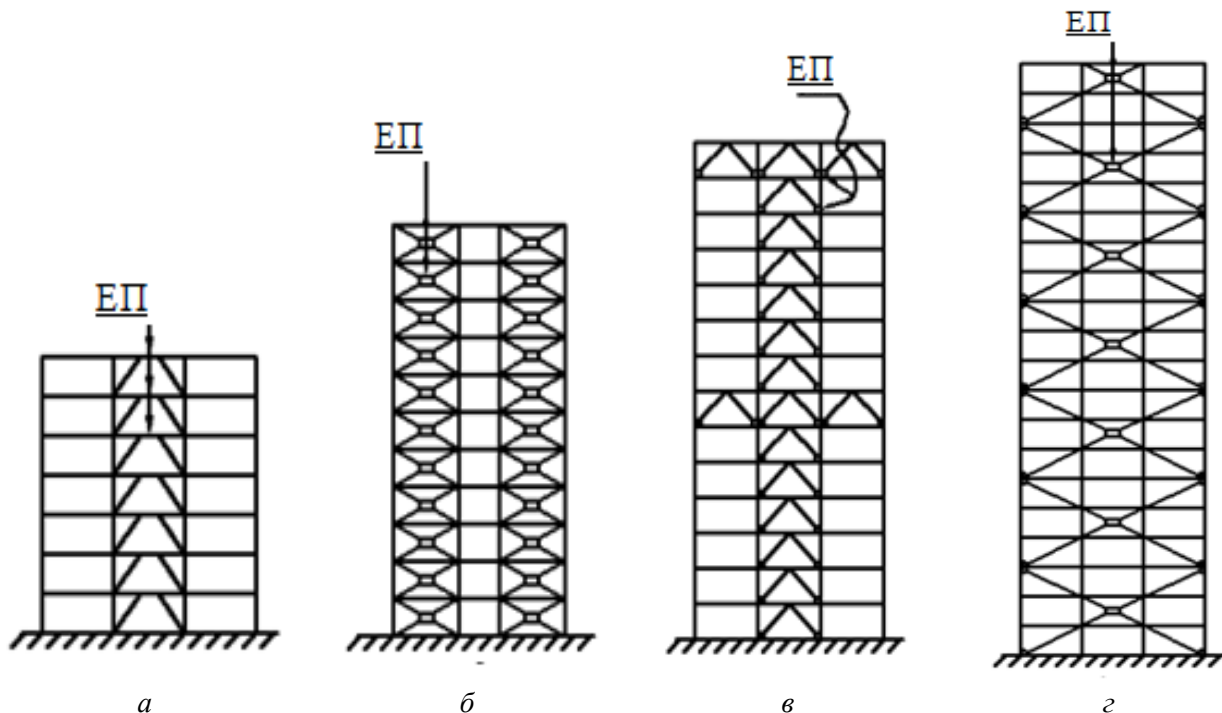


Рис. 8. Схеми сейсмостійких будівель із сталевими в'язевими і рамно-в'язевими каркасами:
a, б – рамно-зв'язкові з енергопоглиначами (ЕП) і стовбуром жорсткості для будівель висотою до 20 поверхів;
в – рамно-в'язевий з енергопоглиначами (ЕП) для будівель висотою 6...12 поверхів;
г – рамно-в'язевий з енергопоглиначами (ЕП) для будівель висотою понад 15 поверхів

Fig. 8. Schemes of earthquake-resistant buildings with steel connecting and frame-non-connecting frames:
a, b - elm frame with energy absorbers (EP) and a stiffening trunk for buildings up to 20 floors high;
c - frame-connecting with energy absorbers (EP) for buildings with a height of 6...12 floors;
d - frame-connecting with energy absorbers (EP) for buildings with a height of more than 15 floors

Для висотних сейсмостійких будівель висотою понад 25 поверхів рекомендується проектувати сталеві просторові каркаси з розташуванням основних несучих конструкцій по периметру будівель або стовбурів жорсткості – конструктивних систем «*tube*» або «*tube in tube*» (рис. 9).

Для забезпечення високої сейсмостійкості такі конструкції оснащуються енергопоглинаючими пристроями (ЕП), які здатні поглинати всю енергію сейсмічних впливів під час землетрусів.

На рис. 9, *a* наведена каркасно-стовбурна схема, яку рекомендується проектувати для сейсмостійких будівель із сталевими каркасами висотою до 73, 5м, а за більшої висоти – системи «*tube*» або «*tube in tube*» в рамному (рис. 9, *б*) або в'язевому варіантах (рис. 9, *в, г*).

У будівлях з рамними варіантами зовнішніх оболонок каркасів ефективність роботи покращується із зменшенням кроку між колонами. Ідеальними, в таких випадках, є перфоровані сталеві оболонки з прорізами для вікон. Для висотних будівель із зв'язковими варіантами зовнішніх оболонок раціональними є великорозмірні зв'язки хрестового типу з колонами і ригелями двотаврових перерізів (рис. 9, *в*). Ефективними є також стрижневі зовнішні оболонки з перехресним розташуванням елементів, які одночасно виконують роль колон і зв'язків (рис. 9, *г*). В будівлях з такими конструктивними рішеннями роль енергопоглинаючих елементів виконують вузлові елементи каркасів зовнішніх оболонок.

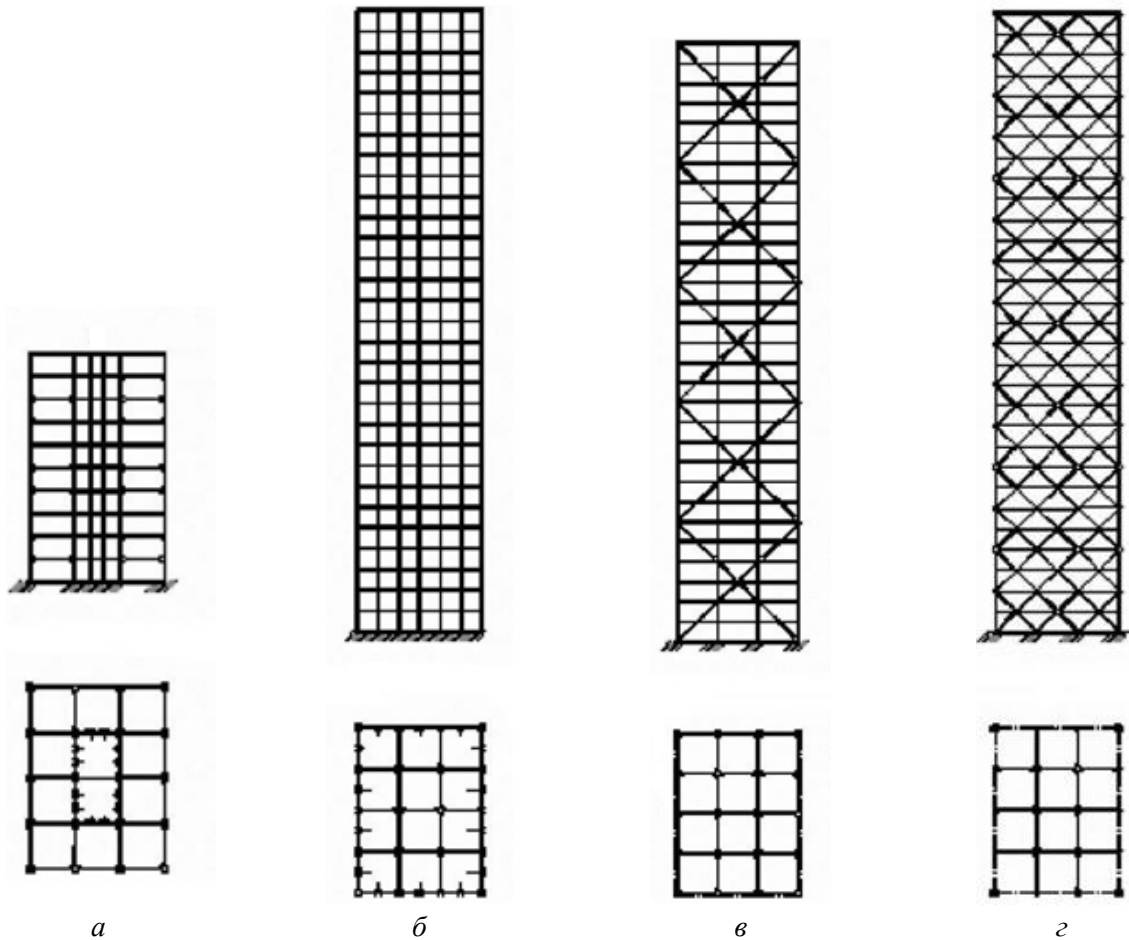


Рис. 9. Схеми сейсмостійких будівель із сталевими стовбурними і оболонковими конструктивними системами:

a – каркасно-стовбурна;

б – оболонкова «tube»;

в – оболонкова з великорозмірними зв'язками хрестового типу;

г – оболонкова перехресним розташуванням стрижневих елементів

Fig. 9. Schemes of earthquake-resistant buildings with steel trunk and shell structural systems:

a – frame-trunk; *b* – shell "tube"; *c* – membrane with large cross-type ligaments;

d – a shell with a cross-arrangement of rod elements

Таким чином, під час землетрусів металеві каркаси будівель отримують визначену кількість енергії сейсмічних впливів, при цьому у випадках пружної роботи майже вся енергія акумулюється каркасами через малі коефіцієнти поглинання сталевих елементів. Це призводить до різкого збільшення амплітуд коливань будівель, особливо за співпадіння частот коливань ґрунтових основ з власними коливаннями каркасів. У зв'язку з цим збільшуються зусилля в елементах каркасів і можливе руйнування конструкцій. Особливо небезпечними є пікові перевантаження, які іноді перевищують розрахункові сейсмічні у 2...3 рази. Сейсмічний захист

несучих сталевих конструкцій будівель від резонансних і пікових перевантажень (сейсмічних, вибухових тощо) є необхідними умовами для забезпечення їх сейсмостійкості. Найпростіше здійснити сейсмосахист за допомогою **спеціальних сталевих енергопоглинаючих елементів**, які встановлюють в каркасах будівель. Вони стають запобіжниками від руйнувань несучих конструкцій у випадках перевищень фактичних сейсмічних навантажень прийнятих при розрахунках за діючими будівельними нормами і правилами ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» [5].

Розроблені типи енергопоглиначів дозволяють поглинути всю енергію сейсмічних впливів, яка надходить до будівель, за рахунок пластичної роботи сталі при знакозмінних циклічних навантаженнях. Завдяки цьому виключаються перевантаження елементів несучих конструкцій і забезпечується їх надійна робота під час землетрусів. Каркаси будівель оснащені енергопоглинаючими елементами здатні витримувати без руйнувань не менше двох землетрусів різних інтенсивностей.

Енергопоглинаючими елементами можуть бути як окремі елементи сталевих каркасів будівель (ригелі, стінки рамних вузлів,

бази колон), так і спеціальні енергопоглиначі. За характером роботи за межами пружності сталі енергопоглиначі можна розділити на дві групи: стиснуто-розтягнуті, в яких матеріал працює за межами пружності на розтягування і стискання (рис.10, а) та зсувні, в яких матеріал працює на зсування (рис. 10, б). За однакових рівнів пластичних деформацій сталеві енергопоглиначі зсувних типів поглинають на 15% менше енергії на одиницю об'єму матеріалу, що працює за межами пружності, у порівнянні із стиснуто-розтягнутими енергопоглиначами. Але зсувні енергопоглиначі мають простішу форму і дешевші у виготовленні.

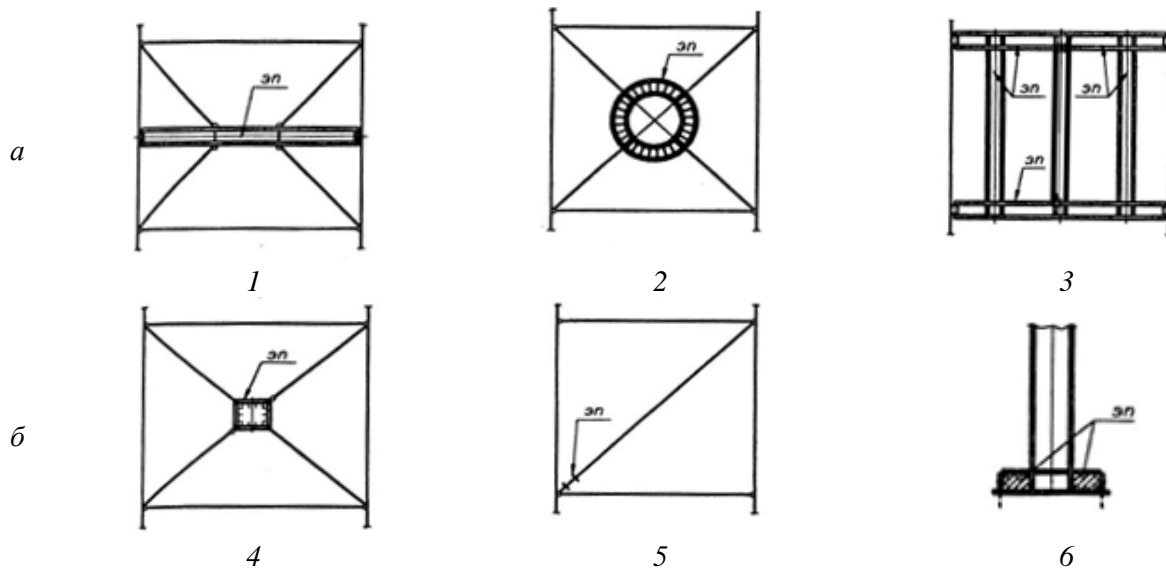


Рис. 10. Схеми установки енергопоглиначів в сейсмостійких будівлях із сталевими каркасами: а – стиснуто-розтягнуті; б – зсувні;

1 – балковий; 2 – кільцевий; 3 – рамний; 4, 5 – у зв'язках; 6 – в базі колон

Fig. 10. Schemes of installation of energy absorbers in earthquake-resistant buildings with steel frames:

a – compressed-stretched; b - shears;

1 – beam; 2 – ring; 3 – frame; 4, 5 – in connections; 6 - in the column base

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

При проектуванні висотних будівель в Україні необхідно враховувати додаткові навантаження їх експлуатації в особливих умовах підвищеної сейсмічності, складних інженерно-геологічних умов, надзвичайних ситуацій від можливих обстрілів і вибухів

та дотримуватись діючих норм та конструктивних рекомендацій, які відображені у спеціальній літературі.

Висотні будівлі із сталевими каркасами краще чинять опір сейсмічним і динамічним впливам у порівнянні із залізобетонними каркасами.

Для захисту несучих конструкцій висотних будівель із сталевими каркасами від резонансних сейсмічних і можливих ударних і

вибухових впливів доцільно використовувати спеціальні сталеві енергопоглинаючі елементи (стиснуто-розтягнуті та зсувні).

ЛІТЕРАТУРА

1. **Айзенберг Я. М.** Сейсмоизоляция и адаптивные системы сейсмозащиты / Я. М. Айзенберг и др. – М.: Наука, 1983. – 140 с.
2. **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>
3. **Гетун Г. В., Куліков П. М., Плоский В. О., Чернишев О. Д.** Конструкція будівель і споруд. Книга 2. Нежитлові будівлі: Підручник для вищих навчальних закладів / *Гетун Г. В., Куліков П. М., Плоский В. О., Чернишев О. Д.* – Кам'янець-Подільський: Видавництво «Рута». 2022. – 900 с.: іл.
4. **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.
5. **ДБН В.1.1-12:2014.** Технічні норми, правила і стандарти. Загальнотехнічні вимоги до життєвого середовища та продукції будівельного призначення. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. *Будівництво у сейсмічних районах України.* – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 110 с.
6. **ДБН В.1.1-45:2017.** Технічні норми, правила і стандарти. Загальнотехнічні вимоги до життєвого середовища та продукції будівельного призначення. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. *Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення.* – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 29 с.
7. **Дятков С. В., Михеев А. П.** Архитектура промышленных зданий: Учебник для вузов / Дятков С. В., Михеев А. П. – М.: изд-во АСВ, 1998. – 480 с.: ил.
8. **Коляков М. И.** Металлические каркасы гражданских зданий / *М. И. Коляков, М. И. Медведев.* – Киев: "Будивельник", 1976. – 132 с.
9. **Куліков П. М., Плоский В. О., Гетун Г. В.** Архитектура 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.: іл.

10. **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.: іл.
11. **Медведев С. В.** Сейсмические воздействия на здания и сооружения / С. В. Медведев, Б. К. Карапетян, В.А. Быховский. / *М.: Стройиздат, 1968. 191 с.*
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. **Немчинов Ю. И.** Сейсмостойкость высотных зданий и сооружений. Киев: 2015. – 584 с. ил.
15. **Плевков В. С., Мальганов А. И., Балдин И. В.** Железобетонные и каменные конструкции сейсмостойких зданий и сооружений: Учебное пособие. Под ред. В. С. Плевкова. – М.: Издательство АСВ, 2010. – 290 с.
16. **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.
17. **Сахаров В. А., Гетун Г. В., Мельник В. А.** Анализ влияния сейсмической нагрузки на деформации высотного здания при различном числе этажей. // *Budownictwo, Czestochowa, Poland: 2014. – Вип.19., с.156-162.*
18. **Шевцов К. К.** Проектирование зданий для районов с особыми природно-климатическими условиями: Учеб. Пособие для студентов вузов. – М.: Высш. шк., 1986. – 232 с., ил.

REFERENCES

1. **Aizenberh Ya. M.** Seismozoliatsyia y adaptivnye systemy seismozashchyty / *Ya. M. Aizenberh y dr.* – М.: Nauka, 1983. – 140 s.
2. **Hetun H. V.** Analiz spetsyfichnykh osoblyvostei proektuvannia vysotnykh budivel u seismichnykh raionakh. //H. Hetun, V. Koliakova, I. Bezklubenko, O. Balina, V. Mel-nyk / *Zb. Nauk prats "Budivelni konstru-ktsii. Teoriia*

- i praktyka", Ky-yiv: KNUBA, 2019. - Vyp. 4 s. 39-48. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.4.2019.39-48>*
3. **Hetun H. V., Kulikov P. M., Ploskyi V. O., Chernyshev O. D.** Konstruktsiyakh budivel i sporud. Knyha 2. Nezhytlovi budivli: Pidruchnyk dlia vyshchykh navchalnykh zakladiv / Hetun H. V., Kulikov P. M., Ploskyi V. O., Chernyshev O. D. – Kamianets-Podilskyi: Vydavnytstvo «Ruta». 2022. – 900 s.: il.
 4. **Holosov V. N., Ermolov V. V., Lebedev N. V.** y dr. Ynzhenernye konstruktsyy: Uchebnyk dlia vuzov / Holosov V. N., Ermolov V. V., Lebedev N. V. Y dr. pod obshch. red. Er-molova V. V. – M.: Vysshaya shkola, 1991. – 408 s.
 5. **DBN V.1.1-12:2014.** Tekhnichni normy, pravyla i standarty. Zahalnotekhnichni vymohy do zhyttievoho seredovyscha ta produktsii budivelnogo pryznachennia. Zakhyst vid nebezpechnykh heolohichnykh protsesiv, shkidlyvykh ekspluatatsiinykh vplyviv, vid pozhezhi. Budivnytstvo u seismichnykh raionakh Ukrainy. – //K.: Minrehionbud Ukrainy, 2014. – 110 s.
 6. **DBN V.1.1-45:2017.** Tekhnichni normy, pravyla i standarty. Zahalnotekhnichni vymohy do zhyttievoho seredovyscha ta produktsii budivelnogo pryznachennia. Zakhyst vid nebezpechnykh heolohichnykh protsesiv, shkidlyvykh ekspluatatsiinykh vplyviv, vid pozhezhi. Budivli i sporudy v skladnykh inzhenerno-heolohichnykh umovakh. Zahalni polozhennia. – K.: Minrehionbud Ukrainy, 2017. – 29 s.
 7. **Diatkov S. V., Mykheev A. P.** Arkhitektura promyshlennykh zdaniy: Uchebnyk dlia vuzov / Diatkov S. V., Mykheev A. P. – M.: yzd-vo ASV, 1998. – 480 s.: yl.
 8. **Koliakov M. Y.** Metallicheskiye karkasy hrazhdanskykh zdaniy / M. Y. Koliakov, M. Y. Medvedev. – Kyev: "Budyvelnyk", 1976. – 132 s.
 9. **Kulikov P. M., Ploskyi V. O., Hetun H. V.** Arkhitektura budivel ta sporud. Knyha 5. Promyslovi budivli: Pidruchnyk dlia vyshchykh navchalnykh zakladiv / Kulikov P. M., Ploskyi V. O., Hetun H. V. – Kamianets-Podilskyi: Vydavnytstvo «Ruta». 2020 r. – 820 s.: il.
 10. **Kulikov P. M., Ploskyi V. O., Hetun H. V.** Konstruktsii budivel i sporud. Knyha 1: Pidruchnyk dlia vyshchykh navchalnykh zakladiv / Kulikov P. M., Ploskyi V. O., Hetun H. V. – K.: Vydavnytstvo «Lira-K». 2021 r. – 820 s.: il.
 11. **Medvedev S. V.** Seismicheskiye voz-deistviya na zdaniya y sooruzheniya / S. V. Medvedev, B. K. Karapetian, V.A. Bykhovskiy. / M.: Stroizdat, 1968. 191 s.
 12. **Nemchynov Yu. Y.** Seismostoikost zdaniy y sooruzheniy. V dvukh chastyakh. – Kyev., 2008. – 480 s.
 13. **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.
 14. **Nemchynov Yu. Y.** Seismostoikost vysoknykh zdaniy y sooruzheniy. Kyev: 2015. – 584 s. yl.
 15. **Plevkov V. S., Malhanov A. Y., Baldyn Y. V.** Zhelezobetonnyye y kamennyye konstruktsyy seismostoikykh zdaniy y sooruzheniy: Uchebnoye posobye. Pod red. V. S. Plevkova. – M.: Yzdatelstvo ASV, 2010. – 290 s.
 16. **Repiakh V. V.** Opyt prymereniy novykh stroitelnykh norm v seismicheskyykh raschetakh zdaniy / Budivelni konstruktsii. Zb. nauk.prats. – K.: NDIBK, 2009. - Vyp. 69. – s. 674-679.
 17. **Sakharov V. A., Hetun H. V., Melnyk V. A.** Analiz vliyaniya seismicheskoi na-hruzky na deformatsyy vysoknogo zdaniya pry razlychnom chysle etazhei. // Budownictwo, Czestochowa, Poland: 2014. – Vyp.19., s.156-162.
 18. **Shevtsov K. K.** Proektyrovanye zdaniy dlia raionov s osobymy pryrodno-klymatycheskymy uslovyamy: Ucheb. Posobye dlia studentov vuzov. – M.: Vyssh. shk., 1986. – 232 s.,

FEATURES OF THE DESIGN OF STEEL EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES OF HIGH-RISE BUILDINGS

*Galyna GETUN, Vira KOLIAKOVA,
Andriy SOLOMIN, Iryna BEZKLUBENKO*

Summary. The design, construction and operation of buildings in Ukraine is associated with the need to take into account additional special loads and impacts, namely: seismic, in complex engineering and geological conditions, on weak soils, artificial territories and subsidence soils, and in the conditions of the war with Russia during missile and artillery shelling and bombardment of populated areas – effects from explosions, blast waves, spread of fires, etc. [3].

The territory of Ukraine is located on the outskirts of the powerful Azores-Mediterranean-Alpine-Trans-Asian seismogenic belt of the planet. In general, Ukraine does not belong to particularly seismically dangerous regions of the planet. Low-

and medium-magnitude (magnitude 3..6) earthquakes were recorded only within three of its regions: the Ukrainian Carpathians and the Crimean Mountains, the Azov region. But observations of the consequences of numerous earthquakes have shown that in different parts of the same seismic area they differ significantly in intensity. Thus, the intensity of the earthquake on the surface of the earth in areas with loose soils is 15 times greater than in areas with rocky ones. Therefore, during the design of buildings and structures, one should take into account the peculiarities of construction in the complex engineering and geological conditions of the territory of Ukraine, which are associated with research, design and arrangement of bases and foundations on weak water-saturated, clayey and peaty soils, peat and silt, subsidence, swelling, saline, swelling and unevenly compacted soils, loose sands and floating karst and forged territories, taking into account seismic and dynamic action in compliance with the requirements of DBN B.1.1-12:2014 "Construction in seismic regions of Ukraine" [5] and DBN V.1.1-45:2017 "Buildings and structures in difficult engineering and geological conditions. General Provisions" [6].

The design of modern buildings in seismic areas is developing in two directions that correspond to the main principles of seismic protection - traditional (passive) and special (active). Complex systems of seismic protection of buildings combine passive and active systems.

With traditional seismic protection, the load-bearing capacity of the main load-bearing structures of buildings is increased (the dimensions of cross-sections, their reinforcement, strengthening of joints, etc.) to absorb additional forces caused by

seismic influences. At the same time, the nature of the buildings does not change. Special (active) measures to improve the seismic resistance of buildings consist in reducing loads due to modifications of their dynamic work schemes. Active seismic protection of buildings is a new direction, which consists in the implementation of additional constructive measures to prevent dangerous resonant oscillations and thereby reduce seismic impacts. It is achieved by changing the dynamic stiffness or periods of natural oscillations of buildings during earthquakes as a result of the use of special structural devices: sliding belts, connections that can be turned on or off, installation of dynamic vibration dampers, kinematic or pile foundations, which have dissipative characteristics of self-organization, frame-linking systems with complex stiffness diaphragms, rubber-steel cylindrical supports, etc. The article analyzes the features of designing earthquake-resistant steel structures of high-rise buildings. The schemes of earthquake-resistant high-rise buildings with steel frames were studied. The feasibility of using steel energy-absorbing elements is substantiated and schemes for their installation in earthquake-resistant buildings with steel frames are presented.

Keywords. Steel structures; tall buildings; earthquake-resistant construction; frame schemes; columns; column base; bolts; perforated walls; rigid connections; energy absorbing elements.

Стаття надійшла до редакції 28.10.22

РОЗВИТОК МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ СТАЛЕВИХ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД: ВІД ЕЙФЕЛЕВОЇ ВЕЖІ ДО НАЦІОНАЛЬНОГО СТАДІОНУ СІНГАПУРСЬКОГО СПОРТИВНОГО КОМПЛЕКСУ

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. Із аналізу принципів і методів проектування всесвітньо відомих Ейфелевої вежі, яка на момент зведення була найвищою у світі ве-жею (312.12 м), та Національного стадіону сінгапурського спортивного комплексу, який є найбільшим у світі сталевим куполом (діа-метр 310 м), прослідковано трансформацію підходів до розрахунку і конструювання сталевих будівель та споруд.

На основі архітектурної, конструктивної, організаційної, технологічної і економічної частин оригінального проекту Ейфелевої вежі, детально розглянуто процес її проектування та зведення. Показано, що проектування і зведення вежі виконано при ґрунтовній теоретичній підготовці, широкому застосуванні математичного апарату, ручних розрахунків усіх частин проекту, використанні залізниці, парових кранів та індустріальному виготовленні елементів сталевих конструкцій.

Проаналізовано послідовність розробки проекту і зведення куполу Національного стадіону сінгапурського спортивного комплексу, із створенням 3D параметричної моделі, розрахунками за допомогою методу скінченних елементів, комп'ютерною оптимізацією форми і розмірів конструктивних елементів, програмуванням спеціальних модулів і розробкою алгоритмів для забезпечення сумісної роботи різних програмних комплексів, та конструюванням, деталюванням, розробкою креслень, а також, передачею всієї необхідної інформації на завод металоконструкцій, для їх виготовлення на станках з ЧПУ, за допомогою 3D BIM-інформаційних систем.



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

Зроблено висновок, що завдяки розвитку інформаційних технологій, відбувся перехід від ручного виконання до переважного застосування комп'ютерних методів розрахунку і конструювання сталевих будівель та споруд.

Запропоновано шляхи удосконалення подальшого розвитку методів та підходів до розрахунку і конструювання сталевих будівель та споруд.

Ключові слова. BIM; BIM-технології; інформаційне моделювання; 3D моделювання; металеві конструкції; комп'ютерні методи розрахунку; комп'ютерні методи конструювання сталевих конструкцій.

ВСТУП

Прагнення людства до упорядкування життєвого простору, забезпечення практичних потреб існування суспільства та необхідності до самовираження в об'єктах архітектури, сприяли неспинному розвитку будівельної галузі на протязі багатьох століть, напрацюванню методів і способів проектування та зведення будівель і споруд, появи

оригінальних конструктивних рішень із різного роду матеріалів, що дуже часто досягалося за рахунок практичного досвіду, шляхом аналізу та виправлення невдалих спроб і помилок.

Усвідомлення необхідності наукового підходу до будівництва, сприяло появі досвідчених інженерів - дослідників, формуванню інженерних напрямків, створенню інженерних шкіл та потужних навчальних закладів вищої освіти з підготовки інженерів різних інженерних напрямків, що в цілому забезпечило невідомий розвиток будівництва та архітектури.

Сучасний розвиток науки і техніки в цілому, інформаційних технологій, зокрема числових методів розрахунку і проектування, з одного боку, та технології зведення будівель і споруд з іншого, дає можливість проектувати та зводити будівлі і споруди абсолютно різних архітектурних стилів та форм, поверховості та площі, конструктивних рішень несучих елементів та видів використовуваних матеріалів і їх комбінацій.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Розвиток методів розрахунку в історичному контексті приведений в ґрунтовній праці С.П.Тимошенка (Stephen P. Timoshenko) [15]. Хоча безпосередньо його праця присвячена історії опору матеріалів, автор детально зупиняється на історії розвитку інженерної справи в цілому, починаючи із аналізу досягнень стародавніх єгиптян, греків і римлян, розглядає класичні праці Галілея, Гука, Ейлера та інш., акцентує увагу на розвитку інженерних шкіл і провідних вчених кожної із епох, наводить детальні відомості щодо розвитку методів розрахунку на кожному із етапів становлення інженерної справи.

Колектив авторів під керівництвом В.А. Баженова в праці [16], на основі фактів з життя і діяльності відомих дослідників, розглядає історію виникнення і розвитку варіаційних принципів будівельної механіки, а також механіки в цілому, і за задумом пред-

ставлена у вигляді нарисів розвитку окремих напрямів, кожному з яких притаманна певна історія виникнення і становлення відповідних понять, ідей, принципів, проблем та методів їх реалізації.

Приклад реалізації сучасних підходів до розрахунку за допомогою спеціалізованих програмних комплексів, що реалізують метод скінченних елементів у переміщеннях, приведений в роботах [11, 12] при дослідженні напружено-деформованого стану монолітного ребристого перекриття силосу за допомогою ПК Ліра-САПР, в роботі [13] при дослідженні напружено-деформованого стану сталевих каркасів аеропорту за допомогою ПК Dlubal RSTAB і ПК Dlubal RFEM.

Суттєвим поштовхом у розвитку методів конструювання сталевих будівель і споруд стала поява ВІМ-технологій, які за рахунок створення єдиної інформаційної моделі, дозволяють виконувати конструювання та деталювання вузлів в 3D просторі, автоматично формувати специфікації і необхідні вигляди та проєкції при компонованні креслень.

Переваги використання ВІМ-технологій, проблеми і виклики при їх застосуванні, а також, сучасний стан розвитку висвітлені в роботах [17, 18]. Досвід впровадження ВІМ-технологій в навчальний процес на кафедрі металевих і дерев'яних конструкцій КНУБА представлено в роботі [14]. При конструюванні і деталюванні елементів сталевих конструкцій в роботах [13, 19], елементів дерев'яних конструкцій купольного покриття в роботі [20].

МЕТА ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Мета та завдання дослідження полягає в аналізі та узагальненні, на прикладі всесвітньо відомих сталевих будівель і споруд, результатів розвитку методів розрахунку і конструювання сталевих будівель та споруд, рівня інтеграції спеціалізованих програмних комплексів в проектну практику, трансформації підходів і принципів їх проектування за останні півтора століття.

МАТЕРІАЛИ ТА МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Матеріали та методи дослідження включають аналіз та узагальнення методів розрахунку і конструювання сталевих будівель та споруд на прикладі найбільш високої в світі вежі на момент зведення, Ейфелевої вежі, з ручними розрахунками і конструюванням, та найбільшого в світі сталевого куполу Національного стадіону сінгапурського спортивного комплексу, запроєктованого за допомогою сучасних інформаційних систем.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

За останній час, побудована велика кількість будівель і споруд, які є прикладами узагальнення і комбінації досвіду напрацьованого попередніми поколіннями та сучасних знань і можливостей технічних засобів. До таких об'єктів відносяться в першу чергу всесвітньо відомі будівлі та споруди, які є лідерами в певних напрямках: архітектурної виразності, незвичності форми або розмірів, оригінальності конструктивних рішень, застосування сучасних матеріалів та їх комбінацій, сучасних технологій зведення.

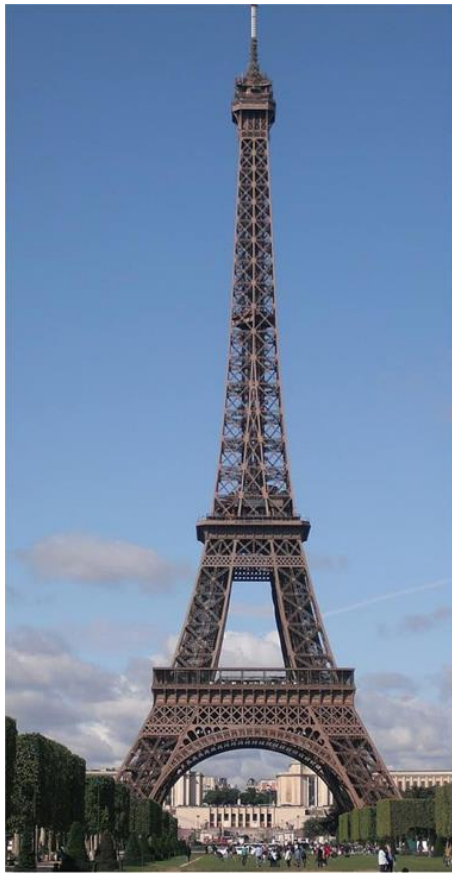
Розглядаючи сталеві будівлі і споруди, важко залишити поза увагою Ейфелеву вежу (Eiffel Tower), яка спочатку досить критично була сприйнята частиною суспільства, проте, згодом стала символом не тільки м. Парижу, але і взагалі Франції у світі. Незважаючи на значний проміжок часу, який пройшов із моменту її відкриття, зберігся детальний опис її конструктивної частини, технології зведення, ліфтового обладнання, а також економічних розрахунків, які Г. Ейфель (G. Eiffel) та фахівці його компанії виклали в роботах [1, 2], додатково, опис ліфтової частини вежі разом із поясненнями Г. Ейфеля щодо принципів її роботи були опубліковані також А. Ансалоні (A. Ansaloni) у роботі [3]. Звичайно, зважаємо на те, що під час планових ремонтів і відновлень, а також часткової модернізації обладнання, значна кількість сталевих конструктивних елементів та частина ліфтового обладнання були

замінені, однак, оригінальність конструктивних рішень сталеві вежі, підходи до її розрахунку і зведення не втратили своєї актуальності.

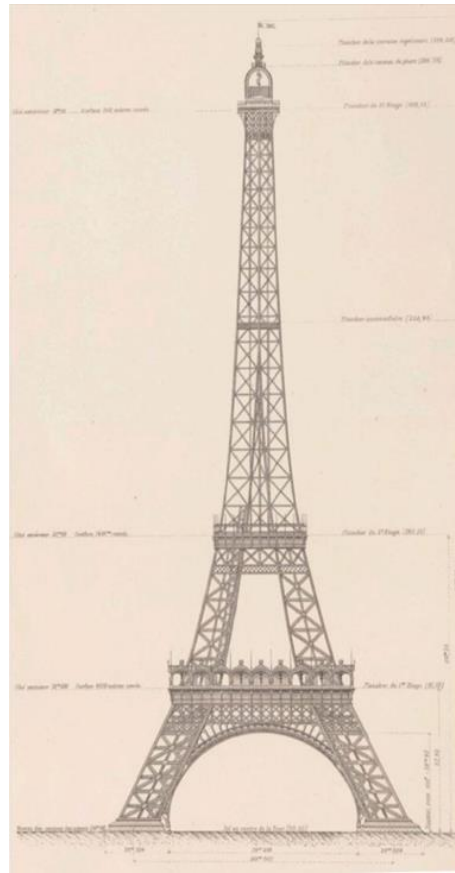
Висота конструктивної частини Ейфелевої вежі становить 300 м, що відповідає символічному числу у 1000 футів (фактично 984 фути), висота вежі разом зі флагштоком відразу після побудови у 1889 році становила 312.12 м, сучасна версія разом із антеною має висоту 324 м. По висоті вежі передбачено три основні платформи на відмітках відповідно 57.61 м (189 футів), 115.82 м (380 футів), 276.15 м (906 футів), і одна проміжна платформа на відмітці 195.99 м (643 фути) [1, 2, 3]. Після зведення вежі, Г. Ейфеля часто критикували, що він навмисно вибрав архітектурно виразну форму, ігноруючи при цьому інженерні закони щодо несучої здатності вежі, однак Г. Ейфель надав пояснення, що дана форма вежі отримана математичним шляхом і на його думку дозволяє їй якнайкраще сприймати вітрові навантаження [4].

Сучасний та запроєктований в роботі [2] вигляди Ейфелевої вежі приведені на рис. 1. Власна вага сталевих несучих конструкцій надземної частини вежі становить 7 341 214 кг, тобто 7 341 т [1, стор. 17], загальна вага надземної частини вежі включно із обладнанням і оздобленням складає 9 699 490 кг, тобто 9 700 т [1, стор. 21], за даними офіційного вебсайту [4], сучасна загальна вага надземної частини вежі складає 10 100 т. Загалом, сталева конструкція вежі була розділена на 28 основних і верхню 29-у секцію, збір вертикальних навантажень виконаний переважно у табличній формі із детальними поясненнями, приведена діаграма розподілу ваги конструкції по висоті, та детальні дані по кожній із секцій. Окрім збору вертикальних навантажень, в роботі [1] приведено визначення навантажень на фундаменти та виникаючих в них внутрішніх зусиль від кожної із секцій вежі, збір навантажень і визначення внутрішніх зусиль від дії різних напрямків вітрових навантажень для

кожної із секцій окремо, приведена діаграма зусиль від різних видів навантажень по висоті і визначена огинаюча, а також підбір перерізів елементів.



а



б

Рис.1. Сучасний (а) та запроєктований (б) [2] вигляди Ейфелевої вежі

Fig.1. Modern (a) and projected (b) [2] views of the Eiffel Tower

Зведення Ейфелевої вежі було розпочато 26 січня 1887 року з улаштування фундаментів, і вже 1 липня 1887 року розпочали монтаж сталевих опор [4]. Фото опори №4, а також вигляд вежі після зведення 1-го та 2-го рівнів приведено на рис. 2, 3 [2]. Роботи з улаштування фундаментів виконувалися вручну, сталеві елементи конструкцій виготовлялися і збиралися довжиною близько 5 м на заводі Г. Ейфеля (Levallois-Perret), який був розміщений на околиці м. Парижу. Спочатку сталеві елементи збиралися за допомогою болтів, після чого один за одним були замінені на заклепки, які перед встановленням термічно розігрівалися. Надалі зібрані сталеві елементи доставлялися на будівельний майданчик для монтажу. Близько однієї

третини із 2.5 мільйонів заклепок було встановлено безпосередньо на будівельному майданчику.

Монтаж елементів першого рівня виконували за допомогою 12-ти дерев'яних риштувань висотою 30 м, і чотирьох висотою 40 м, для вищих відміток використовували невеликі парові крани, які встановлювалися на верхніх точках елементів вежі.

Будівництво було завершено 31 березня 1889 року, через 2 роки 2 місяці і 5 днів після початку робіт, над проєктом працювало 50 інженерів, 150 робітників заводу Г. Ейфеля, від 150 до 300 робітників на будівельному майданчику.

Загалом, із аналізу проєкту [1, 2] та пояснень наданих Г. Ейфелем на задані питання, зокрема опублікованих А. Ансалоні в роботі

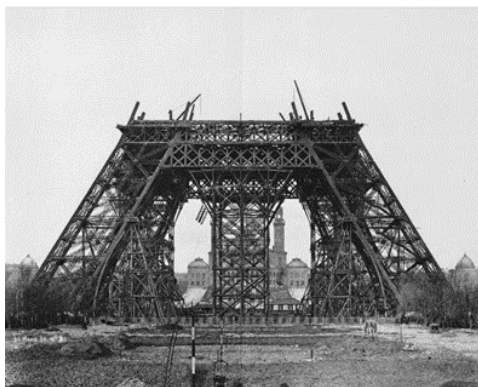
[3], впливає, що зведення вежі було добре теоретично підготовлено та практично реалізовано на досить високому рівні, із ручними розрахунками усіх частин проекту, архітектурної, конструктивної, організації і те-

хнології будівництва, технологічної (ліфтове обладнання, освітлення та інш.), економічної, включно із розрахунками інвестиційної складової, використанням залізниці, парових кранів та індустріальним виготовленням елементів сталевих конструкцій.



Рис.2. Опора №4 Ейфелевої вежі 18 липня 1887 року [2]

Fig.2. Support No. 4 of the Eiffel Tower on July 18, 1887 [2]



a



b

Рис.3. Ейфелева вежа 20 березня 1888 року після зведення першого рівня (а) [2] та 21 серпня 1888 року після зведення другого рівня (б) [2]

Fig.3. The Eiffel Tower on March 20, 1888 after the building of the first level (a) [2] and on August 21, 1888 after the building of the second level (b) [2].

Прикладом сучасного підходу до проектування і будівництва сталевих будівель і споруд слугує Сінгапурський спортивний комплекс (Singapore Sports Hub), який відкрився для відвідувачів у червні 2014 року, та складається із новозбудованого Національного стадіону (National Stadium) на 55 тисяч глядачів, існуючого Сінгапурського критого

стадіону (Singapore Indoor Stadium) на 12 тисяч глядачів, новозбудованих ОСВС Аквacentру (OCBC Aquatic Centre) на 6 тисяч глядачів, ОСВС Арени (OCBC Arena) на 3 тисячі глядачів, Центру водних видів спорту (Water Sports Centre), Аквапарку для дітей (Splash-N-Surf facility), дворівневого торговельного центру, музею, бібліотеки, а також

відкритих спортивних площадок для волейболу, боулінгу, баскетболу, скейт-парк, бігові і велосипедні доріжки. Детальний опис спортивного комплексу приведений в роботах [5, 6].

Національний стадіон (National Stadium) запроєктований і побудований міжнародною компанією Agur у співпраці із генпідрядною компанією Dragages Singapore Pte Ltd, яка є частиною французької компанії Bouygues Construction, та Сінгапурським архітектурним бюро DP Architects Pte Ltd, у вигляді сталевого куполу діаметром 310 м, який із моменту зведення у 2013 році є найбільшим у світі куполом. При розробці проекту, фахівці компанії Agur, під керівництвом проєкт-менеджера А. Генрі (Andrew

Henry), головного конструктора М. Кінга (Mike King), головного архітектора К. Люїса (Clive Lewis), реалізували можливість для 55 тисяч глядачів зручного перегляду спортивних змагань із футболу, регбі, крикету і легкої атлетики, шляхом улаштування механізмів автоматизованої перестановки глядацьких місць для різних видів змагань, а також захист глядачів від сонця і дощу в умовах тропічного клімату, за рахунок улаштування розсувних частин покриття куполу. З іншого боку, унікальне місцерозташування Сінгапуру, відсутність снігу та значної сейсмічної активності, невеликі вітрові навантаження, надали проєктувальникам унікальні архітектурні і конструктивні переваги [5].



a



б

Рис.4. Національний стадіон Сінгапуру з відкритими (а) [10] та закритими (б) [5] розсувними частинами покриття куполу

Fig.4. Singapore National Stadium with open (a) [10] and closed (b) [5] moving roof parts of the dome

Фото Національного стадіону з відкритими і закритими розсувними частинами покриття куполу, приведено на рис. 4.

тими і закритими розсувними частинами покриття куполу, приведено на рис. 4.

Каркас куполу утворений системою сталевих основних, поперечних, перехоплюючих, діагональних, другорядних і жалюзійних просторових аркових ферм трикутного перерізу, які перетинаються між собою, забезпечують його необхідну несучу здатність та просторову жорсткість. Опис конструктивної частини куполу детально приведений в публікаціях [7, 8, 9].

Шість основних просторових ферм мають змінні ширину і висоту, із мінімальним значенням висоти близько 2.5 м (в точках опирання) і максимальним близько 5 м (по центру). Дві поперечні аркові ферми формують довгу сторону відкритої частини куполу. Діагональні ферми зв'язують між собою сусідні ферми, утворюючи жорсткі трикутні просторові сегменти куполу. Другорядні ферми розміщені між основними і діагональними фермами із кроком 6 м, безпосередньо сприймаючи навантаження від панелей покриття. Усі ферми виготовлені із холодно та гарячекатаних профілів CHS, сталі класу S355, діаметр поясів основних ферм від 457 мм до 508 мм, другорядних максимально 356 мм [5, 9].

Купол в своїй опорній частині має діаметр 310 м, висоту 76 м від рівня опирання та загальну висоту над поверхнею ґрунту 85 м. В верхній частині куполу передбачено відкриту ділянку довжиною 220 м і шириною 82 м, яка при необхідності закривається розсувними частинами даху куполу [5].

Опирання елементів каркасу куполу реалізовано через опорні блоки на залізобетонну кільцеву балку, верхня точка якої розміщена на рівні 9 м від поверхні землі і має переріз 6 м (b.) на 1.5 м (h) із потовщенням до 2.0 м (h) у місцях розміщення опорних блоків. Кільцева балка армована попередньо напруженими стержнями, 7 у верхній зоні і 7 у нижній, кожен стержень складається із 17 жил діаметром 15.7 мм, попереднє напруження виконували покроково, для стержнів довжиною близько 100 м. Кільцева балка опирається на пари колон, у місцях розташування опорних блоків, діаметром 1400 мм, та проміжні, діаметром 1100 мм, що розміщені із кроком 12...18 м [8]. Фото внутрішньої конструктивної частини куполу приведено на рис. 5.

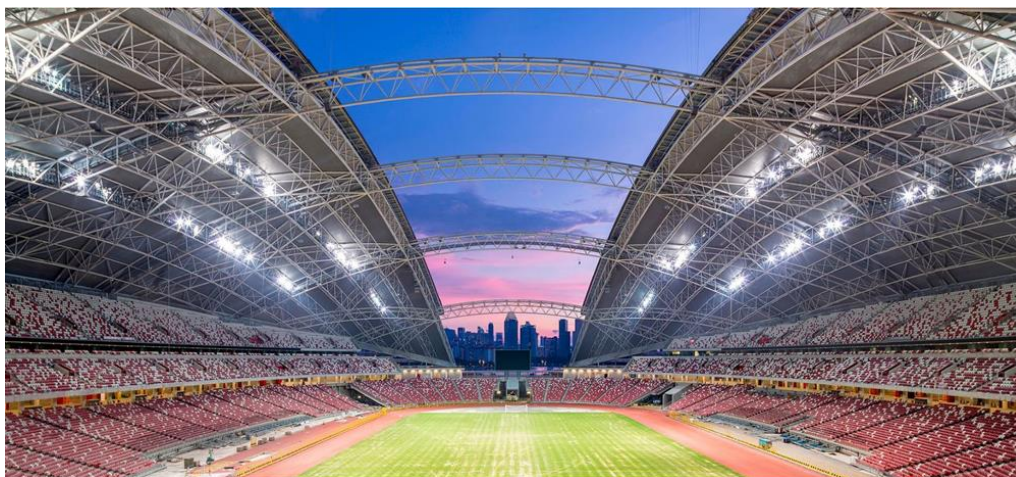


Рис. 5. Вид на куполу Національного стадіону Сінгапуру із середини [10]

Fig. 5. View of the dome of the National Stadium of Singapore from the center [10]

Проектування сталевих куполу виконувалося за допомогою декількох спеціалізованих комп'ютерних програм. На час роботи над проектом, до команди із 40-ка архітекторів та інженерів, компанія Агір залучила також і програмістів, які розробили додаткові спеціалізовані програми та модулі, і таким

чином, забезпечили взаємозв'язок між програмним забезпеченням різних розробників [6].

Пошук найкращої геометричної форми ярусів, яка стала основою для форми куполу, був виконаний за допомогою спеціально розробленої програмістами компанії Агір програми, базою для якої став 3D CAD

програмний комплекс Microstation. Остаточне рішення щодо форми куполу, було прийняте фахівцями компанії Agur базуючись на візуальному сприйнятті та із залученням емпіричних методів, таким чином, методи чисельної оптимізації на цьому етапі не використовувалися [7].

На наступному етапі, у програмному комплексі Digital Project (DP), була створена 3D параметрична модель куполу, тобто модель, у якій конструктивні елементи зв'язані між собою параметрично, при зміні одного параметру, інші змінюються автоматично. Параметрична модель у ПК Digital Project була зв'язана із ПК General Structural Analysis (Oasys GSA), який є програмним комплексом для розрахунків на основі методу скін-

ченних елементів, за допомогою спеціального плагіну. Додатково, програмістами компанії Agur був розроблений програмний модуль до ПК Oasys GSA, враховуючи, що ПК Oasys GSA являється власним комерційним продуктом компанії, який дозволив оперативно виконувати оптимізацію форми і розмірів конструктивних елементів куполу [7, 8]. Командою проектувальників було виконано безліч ітерацій, як вказано в роботі [7], параметрична модель у ПК Digital Project оновлювалася кожні 2 дні на протязі 2-ох місяців, таким чином, дане рішення дозволило значно пришвидшити і забезпечити якість у процесі пошуку конструктивних параметрів сталевого куполу.

Параметрична модель куполу у ПК Digital Project приведена на рис. 6.

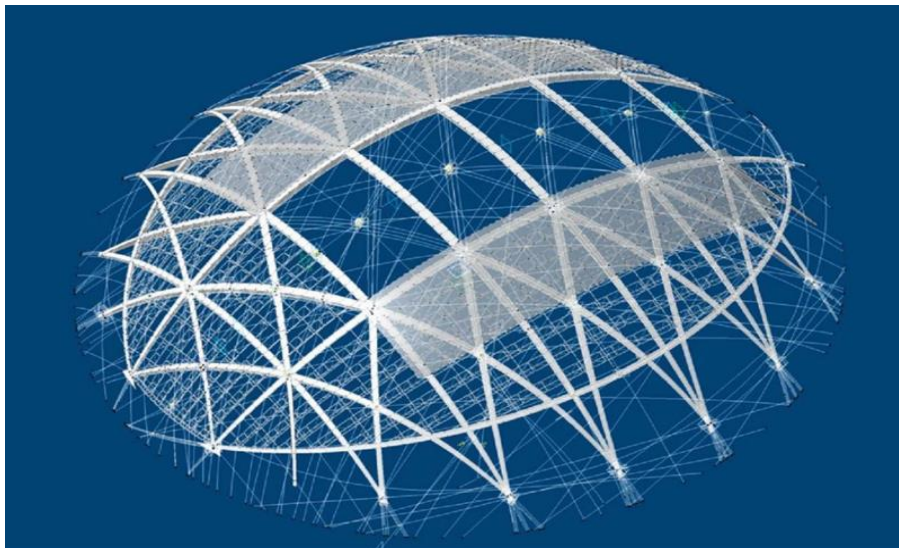


Рис. 6. Параметрична модель куполу у ПК Digital Project [7]

Fig. 6. Parametric model of the stadium roof in PC Digital Project [7]

Програмістами компанії Agur був розроблений програмний модуль, який дозволив після завершення ітераційного процесу та остаточної оптимізації сталевих конструктивних елементів куполу, передати всю наявну інформацію із скінченно-елементної моделі ПК Oasys GSA, без втрат, включно з інформацією щодо розрахункових зусиль у з'єднаннях, зон концентрації напружень та інше, в 3D BIM програмний комплекс будівельного інформаційного моделювання Tekla Structures, в якому не тільки були розроблені усі необхідні креслення, але також BIM інформаційна модель, яка включала

всю необхідну інформацію для виготовлення сталевих конструкцій, була передана напряму виробнику на завод металоконструкцій [8].

Проектування конструкцій покриття куполу, стаціонарно закріпленого, а також на розсувних частинах покриття, які безпосередньо опираються на другорядні аркові ферми, виконувалося за допомогою архітектурного 3D графічного програмного комплексу Rhinoceros та програмного комплексу архітектурної параметризації Generative Components [7].

Для можливості прийняття обґрунтованого рішення щодо забезпечення вентиляції простору під куполом, що особливо актуально в умовах тропічного клімату Сінгапуру, в програмному комплексі Generative Components була створена окрема параметрична модель, яка у взаємодії із програмним комплексом для моделювання освітлення Radiance, що стало можливим завдяки спеціально створеному для цього скрипту, дозволила провести оптимізацію форми і положення жалюзійної частини куполу на основі генетичного алгоритму [7].

Загалом, за словами авторів [7, 8], реалізація доволі складного проєкту сталевих куполу Національного стадіону, стала можливою тільки завдяки застосуванню сучасної комп'ютерної техніки і програмного забезпечення, усього при реалізації проєкту було використано сім спеціалізованих програмних комплексів та безліч плагінів і скриптів, які забезпечили їх сумісну роботу та коректну передачу інформації між ними.

Таким чином, із аналізу принципів і методів проєктування всесвітньо відомих Ейфелевої вежі, яка на момент зведення була найвищою у світі вежею (312.12 м), та Національного стадіону сінгапурського спортивного комплексу, який є найбільшим у світі сталевим куполом (діаметр 310 м), прослідковано трансформацію підходів до розрахунку і конструювання сталевих будівель та споруд. Від Ейфелевої вежі, із ґрунтовною теоретичною підготовкою, широким застосуванням математичного апарату, ручними розрахунками усіх частин проєкту, використанням залізничі, парових кранів та індустріальним виготовленням елементів сталевих конструкцій, до Національного стадіону сінгапурського спортивного комплексу, із створенням 3D параметричної моделі, розрахунками за допомогою методу скінчених елементів, комп'ютерною оптимізацією форми і розмірів конструктивних елементів, програмуванням спеціальних модулів і розробкою алгоритмів для забезпечення сумісної роботи різних програмних комплексів, та конструюванням, деталюванням, розробкою креслень, а також, передачею всієї не-

обхідної інформації на завод металокопункцій, для їх виготовлення на станках з ЧПУ, за допомогою 3D ВІМ-інформаційних систем.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. Із аналізу принципів і методів проєктування всесвітньо відомих Ейфелевої вежі, яка на момент зведення була найвищою у світі вежею (312.12 м), та Національного стадіону сінгапурського спортивного комплексу, який є найбільшим у світі сталевим куполом (діаметр 310 м), прослідковано трансформацію підходів до розрахунку і конструювання сталевих будівель та споруд.

2. Встановлено, що при проєктуванні складних з конструктивної точки зору сталевих будівель і споруд, завдяки розвитку інформаційних технологій, відбувся перехід від ручного виконання до переважного застосування комп'ютерних методів розрахунку і конструювання сталевих будівель та споруд.

3. Подальший розвиток методів та підходів до розрахунку і конструювання сталевих будівель та споруд, повинен ґрунтуватися на інтеграції різних програмних комплексів і систем між собою, створенні єдиної системи специфікацій і форматів обміну даними, розробці універсальних інформаційних систем, які об'єднують створення 3D ВІМ-інформаційної моделі, розрахунок, конструювання і деталювання, підготовку і передачу інформації на завод металокопункцій, для їх виготовлення на станках з ЧПУ.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Eiffel G.** La Tour De Trois Cents Mètres. Texte / Gustave Eiffel // *Société Des Imprimeries Lemerrier, Paris, 1900, Exempleire № 96, 400 p.*
2. **Eiffel G.** La Tour De Trois Cents Mètres. Planches / Gustave Eiffel // *Société Des Imprimeries Lemerrier, Paris, 1900, Exempleire № 57, 288 p.*
3. **Ansaloni A.** Description of the Lifts in the Eiffel Tower / Mr. A. Ansaloni // *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, 1889, Vol. 40, Issue 1, P. 350-378. - Access Mode:*

- https://doi.org/10.1243/pime_proc_1889_040_020_02.
4. **Origins and Construction** of the Eiffel Tower [Virtual Resource] / *Société d'Exploitation de la Tour Eiffel (SETE), Eiffel Tower's official website*. - Access Mode: <https://www.toureiffel.paris/en/the-monument/history>. - Date of Access: 26 July 2021.
 5. **Henry A.** Singapore Sports Hub / A. Henry, C. W. Kam, C. Lewis, M. Smith, M. King, N. Boulter, P. Hoad, R. Wong, S. Munro, S. L. Ming // *The Arup Journal*, 2015, Issue 1, P. 24-51.
 6. **Henry A.** Feature story: The Singapore Sports Hub / A. Henry, C. Lewis, M. King, M. Finlay, M. S. Chiang // *The Singapore Profile, Arup Singapore Pte Ltd*, 2014, Issue 2, P. 2-21.
 7. **Hladik P.** Singapore National Stadium Roof / P. Hladik, C. J. Lewis // *International Journal of Architectural Computing*, 2010, Volume 8, Issue 3, P. 257-277. - Access Mode: <https://doi.org/10.1260/1478-0771.8.3.257>.
 8. **Lewis C.** Designing the world's largest dome: the National Stadium roof of Singapore Sports Hub / Clive Lewis and Mike King // *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 2014, Volume 7, Issue 3, P. 127-150. - Access Mode: <http://dx.doi.org/10.1080/19373260.2014.911485>.
 9. **King M.** Application Of High Strength Niobium Grain-Refined Steels To A Re-Design Of The Singapore National Stadium Roof / M. King, W. Whitby, G. Hanshaw // *Proceedings of the Value-Added Niobium Microalloyed Construction Steels Symposium, CBMM (Brazilian Metallurgy and Mining Company) and TMS (The Minerals, Metals & Materials Society), Singapore*, 2015, P. 213-252.
 10. **Singapore SportsHub** [Virtual Resource] / *DP Architects*, 2014, *ArchDaily website*. - Access Mode: <https://www.archdaily.com/523365/singapore-sportshub-dparchitects>. - Date of Access: 31 July 2021.
 11. **Адаменко В. М.** Методика експериментальних досліджень деформованого стану монолітного ребристого перекриття силосу / В. М. Адаменко // *Містобудування та територіальне планування*. - 2015. - Вип. 55. - С. 9-13.
 12. **Адаменко В. М.** Чисельне моделювання напружено-деформованого стану монолітного ребристого перекриття силосу / В. М. Адаменко // *Основи та фундаменти*. - 2015. - Вип. 36. - С. 48-56.
 13. **Адаменко В. М.** Дослідження впливу ефектів другого порядку на прикладі сталевого каркасу аеропорту / Адаменко В. М., Мавдюк А. М. // *Містобудування та територіальне планування*, 2020. - Вип. 72. - С. 176-186. DOI: [10.32347/2076-815x.2020.72.176-186](https://doi.org/10.32347/2076-815x.2020.72.176-186).
 14. **Адаменко В. М.** Досвід впровадження BIM-технологій в навчальний процес на кафедрі металевих і дерев'яних конструкцій КНУБА / Вячеслав Адаменко // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. - 2022. - Вип. 10. - С. 56-68. DOI: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.56-68>.
 15. **Timoshenko S.** History of strength of materials. With a brief account of the history of theory of elasticity and theory of structures / Stephen P. Timoshenko // *Dover Publications, Inc., New York*, 1953, 452 p.
 16. **Баженов В.А.** Варіаційні принципи будівельної механіки. Нариси з історії. / В.А. Баженов, А.В. Перельмутер, Ю.В. Ворона, В.В. Отрашевська - К.: *Каравела*, 2018. - 924 с.
 17. **Azhar S.** Building Information Modeling (BIM): Trends, Benefits, Risks, and Challenges for the AEC Industry / Salman Azhar // *Leadership and Management in Engineering*, vol. 11, no. 3, pp. 241-252, 2011, doi: [10.1061/\(ASCE\)LM.1943-5630.0000127](https://doi.org/10.1061/(ASCE)LM.1943-5630.0000127).
 18. **Ghaffarianhoseini A.** Building Information Modelling (BIM) uptake: Clear benefits, understanding its implementation, risks and challenges / Ali Ghaffarianhoseini, John Tookeya, Amirhosein Ghaffarianhoseini, Nicola Naismitha, Salman Azhard, Olia Efimovaa, Kaamran Raahemifar // *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 75, pp. 1046-1053, 2017, doi: [10.1016/j.rser.2016.11.083](https://doi.org/10.1016/j.rser.2016.11.083).
 19. **Бензель О.** Інформаційне моделювання сталевої будівлі з підвищеними вимогами жорсткості / Олексій Бензель, Людмила Лавріненко // *Будівельні конструкції. Теорія і практика, КНУБА*, 2021, Вип. 09, с. 30-44. DOI: [10.32347/2522-4182.9.2021.30-44](https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.30-44).
 20. **Budko T.** Structural Analysis and 3D Timber Spatial Structure Modeling / Tatiana Budko, Lyudmila Lavrinenko // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. - 2021. - Вип. 08. - С. 4-16. DOI: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.4-16>.

REFERENCES

1. **Eiffel G.** La Tour De Trois Cents Metres. Texte / Gustave Eiffel // *Societe Des Imprimeries Lemercier, Paris, 1900, Exemplaire № 96, 400 p.*
2. **Eiffel G.** La Tour De Trois Cents Metres. Planches / Gustave Eiffel // *Societe Des Imprimeries Lemercier, Paris, 1900, Exemplaire № 57, 288 p.*
3. **Ansaloni A.** Description of the Lifts in the Eiffel Tower / Mr. A. Ansaloni // *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, 1889, Vol. 40, Issue 1, P. 350-378.* - Access Mode: https://doi.org/10.1243/pime_proc_1889_040_020_02.
4. **Origins and Construction** of the Eiffel Tower [Virtual Resource] / *Societe d'Exploitation de la Tour Eiffel (SETE), Eiffel Tower's official website.* - Access Mode: <https://www.toureffel.paris/en/the-monument/history> . - Date of Access: 26 July 2021.
5. **Henry A.** Singapore Sports Hub / A. Henry, C. W. Kam, C. Lewis, M. Smith, M. King, N. Boulter, P. Hoad, R. Wong, S. Munro, S. L. Ming // *The Arup Journal, 2015, Issue 1, P. 24-51.*
6. **Henry A.** Feature story: The Singapore Sports Hub / A. Henry, C. Lewis, M. King, M. Finlay, M. S. Chiang // *The Singapore Profile, Arup Singapore Pte Ltd, 2014, Issue 2, P. 2-21.*
7. **Hladik P.** Singapore National Stadium Roof / P. Hladik, C. J. Lewis // *International Journal of Architectural Computing, 2010, Volume 8, Issue 3, P. 257-277.* - Access Mode: <https://doi.org/10.1260/1478-0771.8.3.257>.
8. **Lewis C.** Designing the world's largest dome: the National Stadium roof of Singapore Sports Hub / Clive Lewis and Mike King // *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering, 2014, Volume 7, Issue 3, P. 127-150.* - Access Mode: <http://dx.doi.org/10.1080/19373260.2014.911485>.
9. **King M.** Application Of High Strength Niobium Grain-Refined Steels To A Re-Design Of The Singapore National Stadium Roof / M. King, W. Whitby, G. Hanshaw // *Proceedings of the Value-Added Niobium Microalloyed Construction Steels Symposium, CBMM (Brazilian Metallurgy and Mining Company) and TMS (The Minerals, Metals & Materials Society), Singapore, 2015, P. 213-252.*
10. **Singapore SportsHub** [Virtual Resource] / *DP Architects, 2014, ArchDaily website.* - Access Mode: <https://www.archdaily.com/523365/singapore-sportshub-dparchitects> . - Date of Access: 31 July 2021.
11. **Adamenko V. M.** Metodyka eksperymentalnykh doslidzhen deformovanoho stanu monolitnoho rebrystoho perekryttia sylosu / V. M. Adamenko // *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia.* - 2015. - Vyp. 55. - S. 9-13.
12. **Adamenko V. M.** Chyselne modeliuвання napruzhenno-deformovanoho stanu monolitnoho rebrystoho perekryttia sylosu / V. M. Adamenko // *Osnovy ta fundamenti.* - 2015. - Vyp. 36. - S. 48-56.
13. **Adamenko V. M.** Doslidzhennia vplyvu efektyv drugoho poriadku na prykladi stalevoho karkasu aeroportu / Adamenko V. M., Mavdiuk A. M. // *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia, 2020.* - Vyp. 72. - S. 176-186.
[DOI: 10.32347/2076-815x.2020.72.176-186](https://doi.org/10.32347/2076-815x.2020.72.176-186).
14. **Adamenko V. M.** Dosvid vprovadzhennia BIM-tekhnologii v navchalnyi protses na kafedri metalevykh i derevianykh konstruksii KNUBA / Viacheslav Adamenko // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka* . – 2022. – Vyp. 10. – S. 56-68.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.56-68>.
15. **Timoshenko S.** History of strength of materials. With a brief account of the history of theory of elasticity and theory of structures / Stephen P. Timoshenko // *Dover Publications, Inc., New York, 1953, 452 p.*
16. **Bazhenov V.A.** Variatsiini pryntsyipy budivelnoi mekhaniky. Narysy z istorii. / V.A. Bazhenov, A.V. Perelmuter, Yu.V. Vorona, V.V. Otrashesvska – K.: *Karavella, 2018.* – 924 s.
17. **Azhar S.** Building Information Modeling (BIM): Trends, Benefits, Risks, and Challenges for the AEC Industry / Salman Azhar // *Leadership and Management in Engineering, vol. 11, no. 3, pp. 241-252, 2011, doi: 10.1061/(ASCE)LM.1943-5630.0000127* .
18. **Ghaffarianhoseini A.** Building Information Modelling (BIM) uptake: Clear benefits, understanding its implementation, risks and challenges / Ali Ghaffarianhoseinia, John Tookeya, Amirhosein Ghaffarianhoseinib, Nicola Naismitha, Salman Azhard, Olia Efimovaa, Kaamran Raahemifar // *Renewable and Sustainable Energy Reviews, vol. 75, pp. 1046-1053, 2017,*
[Doi: 10.1016/j.rser.2016.11.083](https://doi.org/10.1016/j.rser.2016.11.083) .

19. **Benzel O.** Informatsiine modeliuвання stalevoi budivli z pidvyshchenymy vymohamy zhorstkosti / Oleksii Benzel, Liudmyla Lavrinenko // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, KNUBA, 2021, Vyp. 09, s. 30-44.

[DOI: 10.32347/2522-4182.9.2021.30-44](https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.30-44).

20. **Budko T.** Structural Analysis and 3D Timber Spatial Structure Modeling / Tatiana Budko, Lyudmila Lavrinenko // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. – 2021. – Вип. 08. – С. 4-16.

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.4-16>.

DEVELOPMENT OF CALCULATION AND DETAILING METHODS OF STEEL BUILDINGS: FROM THE EIFFEL TOWER TO THE NATIONAL STADIUM OF SINGAPORE SPORTS HUB

Viacheslav ADAMENKO

Summary. From the analysis of the principles and methods of designing the world-famous Eiffel Tower, which at the time of its construction was the tallest tower in the world (312.12 m), and the National Stadium of Singapore sports hub, which is the largest steel dome in the world (diameter 310 m), the transformation of approaches to calculation and detailing of steel buildings was followed.

Based on the architectural, structural, organizational, technological and economic parts of the original project of the Eiffel Tower, the process of its design and construction is considered in detail. It is shown that the design and construction of the

tower was carried out with thorough theoretical preparation, extensive use of mathematical apparatus, manual calculations of all parts of the project, the use of railways, steam cranes and industrial production of parts of steel structures.

The sequence of project development and construction of the dome of the National Stadium of Singapore sports hub was analyzed, with the creation of a 3D parametric model, calculations using the finite element method, computer optimization of the shape and size of structural parts, programming of special modules and development of algorithms to ensure the compatible operation of various software complexes, and design, detailing, development of drawings, as well as the transfer of all necessary information to the metal construction plant, for their production on CNC machines, using 3D BIM information systems.

It was concluded that thanks to the development of information technologies, there was a transition from manual execution to the predominant use of computer methods of calculation and detailing of steel buildings.

Ways to improve the further development of methods and approaches to the calculation and detailing of steel buildings are proposed.

Keywords. BIM; BIM technologies; information modeling; 3D modeling; steel structures; computer methods of calculation; computer methods of detailing steel structures.

Стаття надійшла до редакції 01.11.22

ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ФІБРОБЕТОНУ В КОНСТРУКЦІЯХ ПРИ ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ

Олег СКОРУК

Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
2120756@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0001-7106-4368>

Анотація. Використання фібробетону для виробництва різного виду конструкцій чи окремих елементів набуває все більшого використання.

Раціональне поєднання властивостей окремих складових фібробетону найкращим чином впливає на властивості матеріалу, отриманого при їх спільному поєднанні. Характеристики фібробетону як композиційного матеріалу в значній мірі залежить від виду, типу застосованої фібри у його складі, що і визначає його характеристики в цілому.

З міркувань вартості достатньо ефективною є сталеві фібра, так як модуль пружності в кілька разів перевищує модуль пружності бетону і при достатньому анкеруванні в бетонній матриці може бути повністю використана її міцність, що значно покращить роботу композиту на стадіях до і після утворення тріщин.

Одною з важливих характеристик фібро бетону дії щодо динамічних впливів є його ударна міцність, що значною мірою залежить від виду застосованих фібр, її форми, виду, довжини. Концентрація волокон у бетонній матриці є важливою умовою для сприйняття ударних і інших динамічних навантажень.

Різні науковці [3,4,15,16,17] у різні роки виявили, що кількість металевих армуючих волокон у складі бетонної матриці в межах до 2% не викликає їх комкування і забезпечує отримання композиту з кращими властивостями.

Можливі різні види поперечного перерізу фібр для армування елементів – круглий, овальний, прямокутний та інші, з діаметром від 0,2 мм до 1,6 мм і довжиною відповідно від 5 мм до 160 мм.

© О.СКОРУК, 2022



Олег СКОРУК
асистент кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій

Покращення властивостей сталеві фібробетону досягається в результаті зменшення трудозатрат, через часткове або повне виключення арматурних робіт і зниження матеріалоемності конструкцій, а також зниження їхньої вартості при одночасному підвищенні експлуатаційних якостей і довговічності конструкцій.

Для отримання кращого уявлення про вплив кількості, виду армуючих металевих волокон і їх характеристик на сприйняття ударної міцності виконанні експериментальні дослідження, які викладені нижче.

Ключові слова. Фібробетон; фібробетонні конструкції; динамічні впливи; ударна міцність; фібра.

ВСТУП

Структурні особливості фібробетону, що впливають значною мірою на стійкість матеріалу при динамічних впливах, обумовила застосування даного матеріалу у важких технологічних і експлуатаційних умовах, де першочерговим є підвищення функціональних характеристик і довговічності конструкції, а питання вартості відступають на другий план.

Таким чином, застосування методів дисперсного армування найбільш перспективною в областях крихких високоміцних матеріалів на мінеральних в'язучих, для яких фіброве армування доцільно у всіх випадках. В той же час численні дослідження [15,16], що проводилися на протязі багатьох років показують що і в інших випадках, незалежно від середньої щільності матриці і виду застосованих волокон, ударна стійкість бетону в результаті дисперсного армування підвищується в декілька разів. При цьому відмічається, що степінь підвищення опору ударним і іншим динамічним навантаженням певним чином залежить від геометрії застосованої фібри, її кількості в суміші, складу бетону матриці та технології виконання виробів чи зразків.

МЕТА ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідження роботи фібробетону при ударних і динамічних впливах з застосуванням різного виду сталевих фібр.

ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ

Задачі, що вирішувалися в процесі виконання цього дослідження:

1. Підбір складових компонентів бетонної матриці.
2. Підбір виду і типу фібр вітчизняного виробництва, що користуються найбільшою популярністю.
3. Виготовлення і формування дослідних зразків.
4. Експериментальні дослідження зразків.
5. Розробка висновків щодо несучої здатності дослідних зразків в залежності від виду застосованої фібри і її кількості у складі бетонної матриці.

ПІДБІР СКЛАДОВИХ КОМПОНЕНТІВ БЕТОННОЇ МАТРИЦІ

Використовуючи наявні і доступні матеріали. При виготовленні зразків використовувався портландцемент М 400 та інші складові необхідні для бетонної матриці, що виробляються підприємствами України. Формування експериментальних проводилося в лабораторних умовах.

Заповнювач бетонної матриці являє собою суміш двох компонентів: піску і гранітного щебню, фракцією 5-10 мм.

Загальний вигляд виготовлення дослідних зразків наведений на рис. 1.



Рис.1. Загальний вигляд виготовлення дослідних зразків.

Fig.1. General appearance of the production of experimental samples.

Складові компоненти для дослідних зразків усіх видів поєднувалися поміж собою при допомозі бетонозмішувача.

При виробництві експериментальних зразків застосовувався звичайний бетон (вид I) і фібробетон (вид II, III, IV).

Враховуючи особливості виробництв фібробетону при його виготовленні намагалися рівномірно розподіляти фібри по об'єму елемента і використовувати фібри з модулем пружності, вищим за початковий модуль пружності матриці бетону [5].

Складові компоненти бетонної матриці для виготовлення експериментальних зразків були підібрані таким чином, щоб міцність відповідала проектному класу бетону С20/25, див. таблицю 1..

Табл. 1. Склад компонентів, які необхідні для виготовлення суміші дослідних зразків.

Table 1. The composition of components that are necessary for the manufacture of a mixture of test samples.

№	Тип заповнювача	Кількість, кг	Примітки
1.	Пісок кварцовий	614	Для елементів усіх серій
2.	Гранітний щебінь, фракція 5-10 мм	1376	Для елементів III серії
3.	Портландцемент, М400	395	Для елементів усіх серій
4.	Вода	132 л	Для елементів усіх серій
5.	Стальна фібра:		Для елементів серії II, IV
	• тип 1, $\mu = 1,0-2,0\%$	100	
	• тип 2, $\mu = 1,0-2,0\%$	100	

ПІДБІР ВИДУ І ТИПУ ФІБР

Для армування фібробетонних зразків було вибрано два типи металевих фібр, які мають різні конструктивні характеристики, дивись рис. 2 (а, б) і таблицю 2 і виготовляються вітчизняними виробниками з низьковуглецевої проволочи, що має розривне зусилля на проміжку 900-1400 Н/мм².

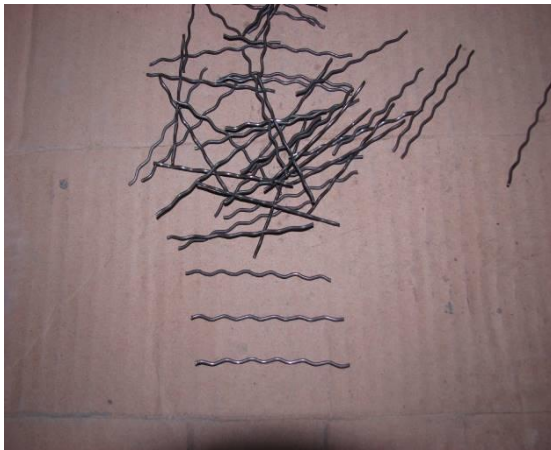
Перший тип (1) — хвилеподібна металева фібра круглого поперечного перерізу, де відношення довжини до діаметру — $\frac{l_f}{d_f} = 50$. Такий тип фібри маючи своєрідний профіль що створює гарне зчеплення з сумішшю до якої додається, проте їх введення до бетонної матриці обмежене 2 % об'ємного армування. Проте зі збільшенням концентрації даного типу фібр у бетонному розчині в процесі приготування спостерігається утворення комків зцепившихся фібр і не дають можливість детального перемішування компонентів та рівномірно розподілення фібр, що призводить до зниження якості матеріалу і формування виробу. У іншому випадку при додаванні даних фібр в суміш у кількості менше 0,65 % від об'єму, характеристики

фібробетону по відношенню до звичайного бетону є несуттєвим і покращення властивостей не спостерігається. Відповідно для даного дослідження кількість металевої фібри, типу 1, була змінною [5].

Другий тип (2) — анкерна металева фібра круглого поперечного перерізу, яка має відношення довжини до діаметру - $\frac{l_f}{d_f} = 40$.

Даний тип фібри завдяки своєму профілю і анкерним кінцям дані також має добре зчеплення з сумішшю до якої додається. При дослідженнях вміст анкерної металевої фібри також був змінний і залежав від об'єму матеріалу для різних видів експериментальних зразків.

Також, у даному дослідженні формувалися зразки у складі яких була суміш металевих фібр двох типів у такому співвідношенні: 50 % хвильової фібри + 50 % анкерної фібри [5].


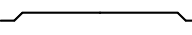
*a**b***Рис.2.** Загальний вигляд фібри:

- a* - з дроту хвилеподібної форми, тип 1;
b - з дроту, що має анкерні кінці, тип 2.

Fig.2. General appearance of fiber:

- a*- a wave-shaped wire, type 1;
b- General appearance of a wave-shaped wire fiber, type 2;

Табл. 2. Характеристика фібр застосованих у дослідних зразках.
Table 2. Characteristics of the fibers used in the test samples.

Найменування	Діаметр, мм	Довжина, мм	Висота, мм	Загальний вигляд (ескіз)
Фібра з дроту хвилеподібної форми, тип 1	1,0	50,0	2,0	
Фібра з дроту, що має анкерні кінці, тип 2	0,75	30,0	2,9	

Використання у дослідженнях вибраних типів металевих фібр має суттєвий вплив на властивості фібробетону, що є характерним для більшості видів металевих фібр, які застосовуються в будівництві.

ВИГОТОВЛЕННЯ І ФОРМУВАННЯ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ

Для дослідження і порівняння властивостей, таблиця 3, формувалися зразки, вид I-IV, з звичайного бетону, залізобетону та фібробетону для співставлення їх характеристик.

Виготовлення зразків вимагало дотримання певної послідовності і усіх технологічних процесів необхідних при виробництві.

Перед початком виготовлення для усіх зразків були сформовані і підготовлені відповідні форми, що попередньо були очищені, змащені та зібрані.

При формуванні зразків укладання розчин для усіх типів у форми проводилося етапами, на першому у середню частину форми, на другому у її кути з послідуєчим ущільнюючим штикуванням по контуру форми за два проходи. Після чого додатково проводилося ущільнення на віброплощині протягом певного часу до появи цементного молочка.

Для зразків першого виду було використано звичайний бетон. При виготовленні використовувалися складові, зазначені у табл. 1 без додавання крупного заповнювача. Зразки виготовлялися при горизонтальному вкладанні суміші.

Для зменшення нерівномірного набрання бетоном міцності на протязі декількох днів зразки поливалися водою, після чого проводилися роботи по їх розпалубленню та пересипанням вологою тирсою та вкривалися поліетиленовою плівкою. Далі вони зберігалися у такому середовищі протягом 28 діб. Подальше збереження зразків здійснювалося у лабораторних умовах.

Зразки другого виду були виготовлені у наступній послідовності. До піску додали цемент і проводили їх перемішування до однорідного стану. Далі було додано щебінь з наступним перемішуванням до рівномірного розподілення. На наступному етапі поступово було додано фібру з послідуочим перемішуванням, домагаючись однорідної маси. Об'ємний відсоток армування складав 1-2 %. Далі додавали воду і перемішували суміш ще раз. Після чого проводилося формування зразків і раніше підготовленні форми і зберігали у них на протязі трьох діб. Далі їх розпалублювали і зберігали на протязі 28 діб накритими вологою тирсою і поліетиленом. До випробувань зразки зберігалися на стенді в приміщенні лабораторії.

Зразки третьої серії виготовлялися в такій же послідовності як і зразки першої серії.

Табл. 3. Характеристика дослідних зразків.
Table 3. Characteristics of experimental samples.

№ серії	Марка	Вид зразків	Склад
I	ПБ1	Бетонний елемент	Бетон по всьому об'єму
II	ПФ1	Фібробетонний елемент, тип фібри 1	Фібробетон (по всьому об'єму) з різними видами фібр
	ПФ2	Фібробетонний елемент, тип фібри 2	
III	ПЗ1	Залізобетонний елемент	Залізобетон по всьому об'єму
IV	ПФК1	Фібробетонний елемент, суміш з фібр типу 1 + 2 по всьому об'єму зразка	Фібробетон (по всьому об'єму) з різними видами фібр

Ударна міцність оцінювалася кількістю необхідних ударів до появи тріщин і їх подальшого розкриття і розкришування товщі зразка.

За результатами проведених випробувань зразки першої серії зруйнувалися найшвидше, при чому їх руйнування було крихке.

Відмінним лише є те, що до складу суміші додали крупний заповнювач.

Зразки четвертої серії виготовлялися в такій же послідовності як і зразки другої серії. Відмінним є те, що фібробетон містив сталіні фібри, типу 1, 2 (див. таблицю 2) їх «коктейль». Об'ємний відсоток армування складав 1-2 %. Як бетонну матрицю використовували дрібнозернистий бетон без крупного заповнювача.

Розпалублювали зразки через 7 діб після бетонування. Протягом 28 діб вони зберігалися вкриті вологою тирсою та поліетиленовою плівкою в лабораторних умовах.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗРАЗКІВ

Для дослідження роботи виготовлених зрізків при динамічних впливах проводилися їх випробування. В процесі випробування зразок влаштовувався в основу установки, зверху на нього влаштовувалася розподільча металева пластина товщиною 16 мм і проводився удар по даній пластині молотом, вільно падаючим з фіксованої висоти.

Зразки другої серії випробовувалися з врахуванням використання різних типів фібр. В результаті отримано, що фібра типу 1 показала себе краще, в порівнянні зі зразками у складі якої були фібра типу 2.

Зразки третьої серії показали себе краще у порівнянні зі зразками першої серії і витримали більшу кількість циклічних ударів.

Табл. 4. Вплив виду фібри на ударну стійкість фібробетону

Table 4. The effect of the type of fiber on the impact strength of fiber concrete

№ серії	Вид зразків	Ромір фібр, мм	Об'ємний відсоток армування, μ	F, Дж/см	Примітки
I	Бетонний елемент	-	-	9	Крихке руйнування
II	Фібробетонний елемент, тип фібри 1	$\varnothing 1,0$; L=50,0	0,01	38	Поступове руйнування
			0,015	40	
			0,02	41	
	Фібробетонний елемент, тип фібри 2	$\varnothing 0,75$; L=30,0	0,01	33	Поступове руйнування
			0,015	35	
			0,02	36	
III	Залізобетонний елемент	-	-	12	Крихке руйнування
IV	Фібробетонний елемент, суміш з фібр типу 1 + 2 по всьому об'єму зразка	$\varnothing 1,0$; L=50,0 + $\varnothing 0,75$; L=30,0	0,01	34	Поступове руйнування
			0,015	37	
			0,02	39	

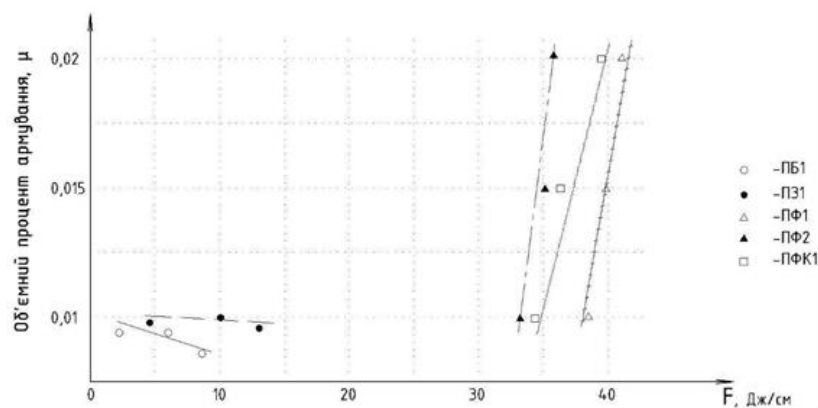


Рис.3. Графік залежності об'ємного армування та руйнування зразків.

Fig.3. Graph of the dependence of volume reinforcement and destruction of samples.

Проте дане покращення коливається в межах 15-17% і не досить суттєвим.

Зразки четвертої серії, що містили у своєму складі суміш з фібр типу 1 і 2 у рівній кількості не показали покращення для сприйняття ударного навантаження.

Враховуючи теорію А. Гріффітса та появу і росту тріщин на поверхні дослідних зразків отримано дані про необхідну кількість енергії витраченої на утворення, розвитку тріщин на поверхнях і руйнування зразків.

ВИСНОВКИ

1. За результатом проведених випробувань встановлено, що зразки з вмістом фібри будь-якого виду мають кращі показники ударної міцності у порівнянні з бетонними чи залізобетонними зразками. Дані покращення складають у 2-3 рази.
2. Форма і геометричні характеристики застосованих фібр значною мірою впливають на несучу здатність елемента, що ви-

кликано в більшій мірі здатністю анкерування того чи іншого виду стелевої фібри.

3. Застосування суміші з двох видів фібр "фібрового коктейлю" не покращує властивості елемента, а знаходиться в середніх межах їх роботи при окремому використанні.
4. Збільшення кількості фібр у об'ємі суміші покращує властивості матеріалу і підвищує його ударну стійкість, проте обмежене можливою максимальною концентрацією у загальному об'ємі бетонної матриці.
5. Отриманні дані дають можливість рекомендувати використовувати фібробетон у конструкціях, що сприймають динамічні впливи.

ЗАСТОСУВАННЯ

Ефективність використання фібробетону в будівельній практиці при виготовленні конструкцій знайшло у виробництві підлог складських будівель та промислових споруд різного призначення.

Зокрема при будівництві виробничого комплексу споруд по сушінню, фасуванні і зберіганню насіння у Київській області влаштовано у виробничих цехах та складських приміщеннях підлоги з використанням фібробетонного армування.

Застосування фібри сприяє зниженню стирання верхніх шарів покриття при інтенсивному використанні у різних виробничих процесах



Рис.4. Підлога влаштована з використанням фібробетону.

Fig.4. The floor is arranged using fiber concrete.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДСТУ-Н Б В.2.6-218:2016.** Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону. – К.: ДП «УкрНДНЦ» 2017. – 32 с.
2. **Скорук О.М., Чорний І.В., Татарченко Г.О.** Прогини тонких сталевіфібробетонних плит опертих по контуру. *Наукові вісті Давіського університету № 12, 2017.*
3. **Бабич Є.М., Дробишинець С.Я.** Дослідження втомленості сталевіфібробетону при малоцикловому стисненні. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - Рівне: Видавництво УДУВГП, 2002. - Випуск 8.- с. 55-64.*
4. **Дробишинець С.Я.** Вплив малоциклових навантажень на зміну модуля пружнопластичності сталевіфібробетону при осьовому стиску. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. - Рівне, 2004. - Випуск 11: - с. 178-183.*
5. **Скорук О.М.** Деформативність сталевіфібробетонних плит опертих по контуру при повторних навантаженнях. *Підводні технології № 1, 2015.*

6. **Колякова В. М.** Про вимоги щодо ста-тей, 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.
7. **Скорук О.М.** Дослідження динамічного впливу від технологічного обладнання на роботу сталевібробетонних плит перекриття. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2020. - Вип. 7. - С. 121-128.*
8. **Руднева І., Прядко, М. Прядко Г.** Тонкачев. Особливості та перспективи ви-користання технологій підсилення будівельних конструкцій композиційними ма-теріалами при реконструкції споруд. *Збірник наукових праць "Будівельні конструкції. Теорія і практика". № 7 (2020), с.12-22.*
9. **EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2:** Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. – Brussels: GEN, 2004. –226 p.
10. **EN1990 Eurocode 0:** Basis of structural design.
11. **Appa Rao G, Kadhivaran D.** Nonlinear FE modeling of anchorage bond in reinforced concrete. *International Journal of Research in Engineering and Technology.* – 2013. – Vol. 2, No. 9. – P.377-385.
12. **Grassl P., Davies T.** Lattice modelling of corrosion induced cracking and bond in reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites.* 2011. Vol. 33. No 9. P. 918–924.
13. **Климов Ю.А., Солдатченко О.С., Орешкин Д.О.** Експериментальні дослідження зчеплення композитної неметалевої ар-матури з бетоном. *Вісник Національного університету "Львівська Політехніка".-Львів, 2010. – Випуск 662.- С 207-214.*
14. **BS 449:2005 A2:2009** Steel for the reinforcement of concrete-Welded reinforcing steel-Bar, Coil and decoiled product. *Specification, Brit-ish Standarts, BSi, 2009- 28p.*
15. **O.D. Zhuravskiy, N.E. Zhuravska, A.M. Bambura.** Features of calculation of prefabricated steel fiber concrete airfield slabs. *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering.* Vol. 14. – P.103-107.
16. **O.D. Zhuravskiy.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures.* Vol. 105. – P.292-301.
17. **Журавський О.Д., Горобець А.М.** Міцність та тріщиностійкість двохосно попередньо-напружених сталевібробетонних плит при поперечному згині. *Будівельні конструкції.*

Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2020. - Вип. 1. - С. 181-186.

REFERENCES

1. **DSTU-N B V.2.6-218:2016.** Guidelines for the design and manufacture of constructions from dispensable reinforced concrete. - K.: SE "UkrNDNC" 2017. - 32 p.
2. **Skoruk O.M., Cherny I.V., Tatarchenko G.O.** Deflections of thin steel-reinforced concrete slabs supported along the contour. *Scientific news of Daliv University No. 12, 2017.*
3. **Babych E.M., Drobynets S.Y.** Study of fatigue of steel fiber concrete under low-cycle compression. *Resource-saving materials, constructions, buildings and structures.* - Rivne: UDU-VHP Publishing House, 2002. - Issue 8.- p. 55-64.
4. **Drobynets S.Y.** The influence of low-cycle loads on the change in the modulus of elasticity of steel-reinforced concrete under axial compression. *Resource-saving materials, constructions, buildings and structures: Collection of scientific papers.* - Rivne, 2004. - Issue 11: - p. 178-183.
5. **Skoruk O.M.** Deformability of reinforced concrete slabs supported along the contour under repeated loads. *Underwater technologies No. 1, 2015.*
6. **Koliakova V. M.** About the requirements for articles published in the collection of scientific works "Building structures. Theory and practice". *Building structures. Theory and practice. Coll. Nauk prats.- Kyiv: issue 6, 2020.- S. 114-118.*
7. **Skoruk O.M.** Study of the dynamic influence of technological equipment on the operation of steel-reinforced concrete floor slabs. Building structures. *Theory and practice: coll. of science works - Kyiv: KNU-BA, 2020. - Issue 7. - P. 121-128.*
8. **Rudneva I., Pryadko, M. Pryadko, G. Tonkacheev.** Peculiarities and prospects of the use of technologies for strengthening building structures with composite materials during the reconstruction of buildings. *Collection of scientific papers "Building structures. Theory and practice". No. 7 (2020), pp. 12-22.*
9. **EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2:** Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. - Brussels: GEN, 2004. -226
10. **EN1990 Eurocode 0:** Basis of structural design.
11. **Appa Rao G, Kadhivaran D.** Nonlinear FE modeling of anchorage bond in rein-forced

- concrete. *International Journal of Research in Engineering and Technology*. - 2013. - Vol. 2, No. 9. - P.377-385.
12. **Grassl P., Davies T.** Lattice modeling of corrosion induced cracking and bond in reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*. 2011. Vol. 33. No. 9. P. 918–924.
13. **Klymov Y.A., Soldatchenko O.S., Oreshkin D.O.** Experimental studies of adhesion of composite non-metallic reinforcement with concrete. *Bulletin of the National University "Lviv Polytechnic"*. - Lviv, 2010. - Issue 662. - P 207-214.
14. **BS 449:2005 A2:2009** Steel for the reinforcement of concrete-Welded reinforcing steel-Bar, Coil and decoiled product. *Specification, British Standards, BSi, 2009- 28p.*
15. **O.D. Zhuravskiy, N.E. Zhuravska, A.M. Bambura.** Features of calculation of prefabricated steel fiber concrete airfield slabs. *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering*. Vol. 14. – P.103-107.
16. **O.D. Zhuravskiy.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures*. Vol. 105. – P.292-301.
17. **O.D. Zhuravskiy, A.M. Horobets.** Strength and crack resistance of biaxially prestressed reinforced concrete slabs in transverse bending. *Collection of scientific papers "Building structures. Theory and practice"*. No. 1 (2020), pp. 181-186.

STUDY OF THE PERFORMANCE OF FIBER CONCRETE IN STRUCTURES UNDER DYNAMIC INFLUENCES

Oleg SKORUK

Summary. The greatest effectiveness of fiber concrete is achieved with the correct combination of

the properties of its individual components. The properties of fiber concrete as a composite material largely depend on the type and type of fiber used in its composition, which determines its overall characteristics.

For cost reasons, steel fiber is quite effective, since the modulus of elasticity is several times higher than the modulus of elasticity of concrete, and with sufficient anchoring in the concrete matrix, its strength can be fully used, which will significantly improve the performance of the composite at the stages of and after the formation of cracks.

One of the important characteristics of fiber concrete in relation to dynamic influences is its impact strength, which largely depends on the type of fibers used, its shape, type, and length. An important factor for the perception of impact and other dynamic influences is also the amount of applied fibers in the concrete matrix mixture.

Scientists [3,4,15,16,17] over the years have established that at a concentration of metal reinforcing fibers up to 2%, it does not cause their comming and provides a composite with better properties.

The fiber can have different types of cross section - round, oval, rectangular and others, with dimensions from 0.2 mm to 1.6 mm and length from 5 mm to 160 mm. Tensile strength - 400-1100 MPa.

The effectiveness of the use of steel fiber concrete is achieved as a result of reducing labor costs, primarily due to the partial or complete exclusion of reinforcement works and a decrease in the material capacity of structures, as well as a decrease in their cost with a simultaneous increase in the operational qualities and durability of structures.

To get a better idea of the influence of the number, type of reinforcing metal fibers and their characteristics on the perception of impact strength, the experimental studies described below were performed.

Keywords. Fiber concrete; fiber concrete structures; dynamic influences; impact strength; fiber

Стаття надійшла до редакції 1.11.2022

АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ РАМ З КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНИМИ СТРІЧКАМИ

Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ¹, Микола КОМАР²

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

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

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

Анотація. В сучасному світі будівельна галузь успішно розвивається в різних напрямках. Великогабаритні конструкції витісняються аналогами зменшеними в перерізах за допомогою різного типу підсилення.

Рами відносяться до плоских розпірних конструкцій. Сучасні клеєні рами за часту є суцільними. Наскрізні (решітчасті) конструкції цього класу застосовувалися в основному із цільної деревини. В даний час вони практично не використовуються через відсутність їхнього промислового виготовлення.

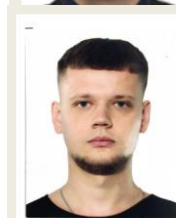
Рамні конструкції переважно складаються з прямолінійних елементів та допускають наявність жорстких (рамних) вузлів. Жорсткі вузли тришарнірних рам прийнято називати карнизними, тому що їх доводиться конструювати саме під карнизом будівлі. Ці вузли забезпечують спільну роботу ригелів та стійок, що зменшує згинальні моменти в ригелі. Крім того, легко доводиться, що найбільший згинальний момент у карнизних вузлах рам менше, ніж максимальний момент, у балках з однаковими прольотами. Їхнє співвідношення рівне співвідношенню висоти стійки рами до стрілки підйому конькового шарніру відносно опорних шарнірів. Відповідно на відміну від балок, рамами можна перекивати прольоти більшої величини.

Проте саме карнизні вузли мають найбільший поперечний переріз в рамах з клеєної деревини, що потребує значних витрат матеріалів. Тому актуальними є дослідження в сфері підсилення таких вузлів для зменшення їхнього поперечного перерізу.

Композитні матеріали є одними з провідних в підсиленні конструкцій на даний час тому, що



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



Микола КОМАР
аспірант кафедри металевих та
дерев'яних конструкцій

більшість композитних матеріалів добре опираються багатьом хімічним впливам: лугам, кислотам, хлоридам, сульфатам, нітратам та іншим. 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 напружено-деформованого стану шляхом моделювання в програмному комплексі ЛІРА САПР ламано-клеєних тришарнірні рам з клеєної деревини з цілісно клеєними карнизними вузлами з з'єднанням ригеля із стійкою через зубчасті шипи по бісектрисі кута підсилені композитними стрічками та порівнюючи з аналогічними рамами без підсилення можемо зробити висновки, що такі матеріали можуть, чудово поєднуватись з конструкціями

з цільної та клеєної деревини, дозволяючи збільшити несучу здатність при зменшенні їхнього поперечного перерізу.

Ключові слова. Дерев'яні конструкції; клеєна деревина; композитні матеріали; композитні стрічки; напружено-деформований стан; підсилення; рама.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

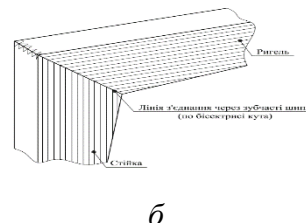
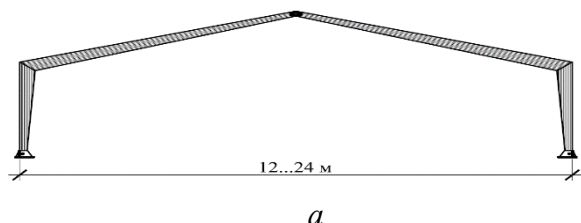


Рис.1. *a* – Ламано-клеєна тришарнірна рама; *б* – Цілісноклеєний карнизний вузол з'єднання ригеля зі стійкою через зубчасті шипи по бісектрисі кута.

Fig.1. *a* - A three-hinged frame is glued together; *b* - Integrally glued eaves unit connecting the crossbar with the rack through toothed spikes along the angle bisector.

Цілісноклеєні вузли з'єднання ригеля зі стійками на зубчастий шип під кутом дуже компактні і досить жорсткі. Передача силових потоків від ригеля до стійок відбувається у цих вузлах практично без відхилень їх траєкторій у бокових напрямках, що було у вузлах з накладками з фанери. Найбільш доцільним, з погляду збалансованої міцності, є клейове з'єднання на зубчастий шип вздовж волокон.

Проте саме карнизні вузли мають найбільший поперечний переріз в рамах з клеєної деревини, що потребує значних витрат матеріалів. Тому актуальними є дослідження в сфері підсилення таких вузлів для зменшення їхнього поперечного перерізу.

Композитні матеріали є одними з провідних в підсиленні конструкцій на даний час. В роботах «Армування конструкцій з деревини композитними матеріалами, стан і перспективи» [2] та «Аналіз досліджень застосування композитних стрічок для підсилення дерев'яних конструкцій» [3] доведена доцільність використання таких матеріалів в різних сферах будівництва. А більш детально описане поєднання композитних матеріалів з різного типу конструкціями розгля-

Розвиток дерев'яних рам безпосередньо пов'язаний з інженерними рішеннями жорстких вузлів. В посібнику [1] широко розглянуто як класифікація рам так і різновиди карнизних вузлів.

За основу досліджень обрано ламано-клеєні тришарнірні рами з клеєної деревини з цілісно клеєними карнизними вузлами з'єднання ригеля з стійкою через зубчасті шипи по бісектрисі кута (рис.1).

нуті в працях Шилина А., Рудневої І., Бірманова В., Зятюка Ю., Журавського О., Башинського О., Сурмай М., Гомона С., Метюза Ф. [4-12].

Проте використання композитних матеріалів з дерев'яними конструкціями практично не дослідженні. Виконані поодинокі дослідження підсилення дерев'яних балок композитною арматурою та композитними стрічками [13-14].

Данні дослідження аналізу напружено-деформованого стану рам з клеєної деревини підсилені композитними стрічками виконуються для вирішення ряду проблем:

1. Аналізу підсилення карнизного вузла ламано-клеєної рами композитними стрічками.
2. Поширення використання композитних стрічок з іншими конструкціями клеєної деревини окрім балок.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

1. *Аналіз напружено-деформованого стану в ламано-клеєних рамах підсилені композитними стрічками прольотом 12 м.*

За основу досліджень обрано порівняння ламано-клеєної тришарнірної рами прольо-

том 12 м з клеєної деревини класу міцності $GL\ 36h$ з модулем пружності вздовж волокон $E_{0,mean} = 14700\ \text{МПа}$ з цілісно клеєними карнизними вузлами з'єднання ригеля з стійкою через зубчасті шипи по бісектрисі кута на та аналогічної рами з наклеюванням

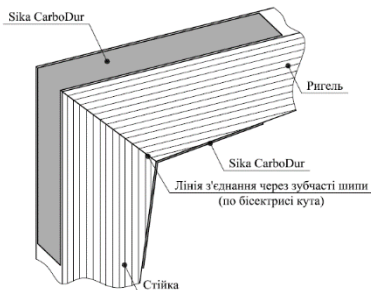


Рис.2. Цілісно клеєний карнизний вузол з'єднання ригеля з стійкою через зубчасті шипи по бісектрисі кута з наклеюванням на верхню та нижню грані композитних стрічок *Sika CarboDur S1512*

Fig.2. Fully glued eaves connection unit of the transom with the post through toothed spikes along the bisector of the corner with gluing on the upper and lower faces of *Sika CarboDur S1512* composite tapes

В програмному комплексі ЛІРА-САПР змодельовали плоскими скінченними елементами СЕ №44 рами з клеєної деревини прольотом 12 м. висотою 4,5 м (рис.3,а). Змінний поперечний переріз підібраний відповідно до п.13.3 ДБН В.2.6-161:2017 [15], та має такі габарити:

- карнизний вузол $h_1 \times b = 0,6 \times 0,15\ \text{м}$;

- гребеневий вузол $h_2 \times b = 0,12 \times 0,15\ \text{м}$;
- опорний вузол $h_3 \times b = 0,24 \times 0,15\ \text{м}$;

Аналогічно змодельовані рами з клеєної деревини підсилені композитними стрічками (рис.3,б) які в свою чергу моделювались стержневими скінченними елементами СЕ №10

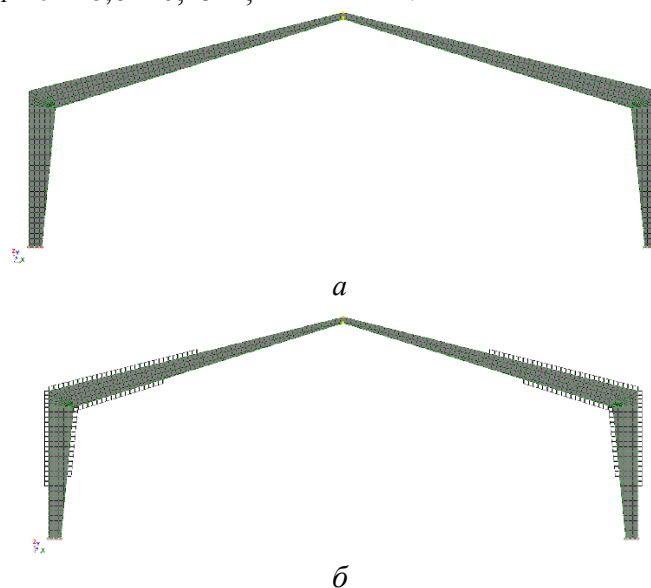


Рис.3. Рами з клеєної деревини прольотом 12 м. висотою 4,5 м:

a- без підсилення;

б- підсилені композитних стрічок *Sika CarboDur S1512*.

Fig.3. Frames made of glued wood with a span of 12 m and a height of 4.5 m:

a-without reinforcement;

b-reinforced with *Sika CarboDur S1512* composite tapes.

Для апробації результатів на досліджуваних рамах прикладені рівномірно розподілені навантаження 10 кН/м, 14 кН/м, 18

кН/м, а отримані результати для більш наглядного сприйняття зведені в табл.1.

Табл. 1. Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для тришарнірних рам з клеєної деревини прольотом 12 м.

Table 1. Values of deflections and maximum normal stresses for three-hinged frames made of glued wood with a span of 12 m.

Тип рами	Навантаження, кН/м					
	10		14		18	
	w , мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см ²	w , мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см ²	w , мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см ²
Без підсилення	35,9	1,12	50,3	1,57	64,7	2,02
Підсилена композитною стрічкою	17,4	0,386	24,3	0,541	31,3	0,695
Відсоткова різниця	52%	66%	52%	66%	52%	66%

З отриманих результатів чисельних розрахунків рам з клеєної деревини прольотом 12 м. бачимо, що наклеювання композитних стрічок на верхню та нижні грані карнизних вузлів дозволяє в середньому на 52% зменшити вертикальні деформації на 66% зменшити нормальні максимальні напруження в розтягнутій зоні ригеля.

2. Аналіз напружено-деформованого стану в ламано-клеєних рамах підсиленних композитними стрічками прольотом 18 м.

За основу досліджень обрано порівняння ламано-клеєної тришарнірної рами прольотом 18 м з клеєної деревини класу міцності $GL\ 36h$ з модулем пружності вздовж волокон $E_{0,mean} = 14700$ МПа з цілісно клеєними карнизними вузлами з'єднання ригеля з стійкою через зубчасті шипи по бісектрисі кута на та аналогічної рами з наклеюванням на верхню та нижню грані карнизних вузлів

композитних стрічок *Sika CarboDur S1512* з модулем пружності вздовж волокон $E_{0,mean} = 170\ 000$ МПа.

В програмному комплексі ЛІРА-САПР змодельовали плоскими скінченними елементами СЕ №44 рами з клеєної деревини прольотом 18 м. висотою 4,5 м (рис.4,а). Змінний поперечний переріз підібраний відповідно до п.13.3 ДБН В.2.6-161:2017 [15], та має такі габарити:

- карнизний вузол $h_1 \times b = 0,9 \times 0,23$ м;
- гребеневий вузол $h_2 \times b = 0,18 \times 0,23$ м;
- опорний вузол $h_3 \times b = 0,36 \times 0,23$ м;

Аналогічно змодельовані рами з клеєної деревини підсилені композитними стрічками (рис.4,б) які в свою чергу моделювались стержневими скінченними елементами СЕ №10.

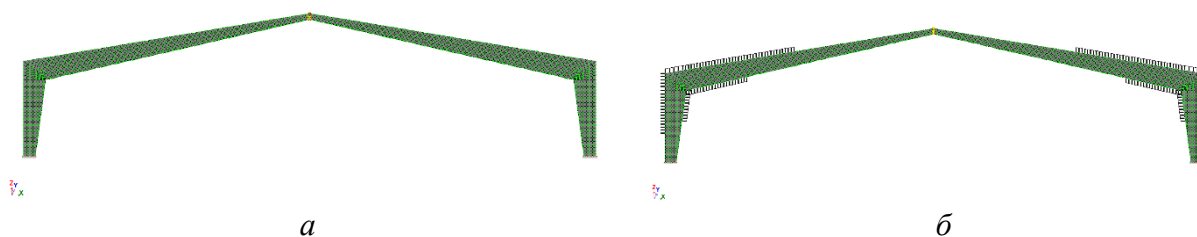


Рис.4. Рами з клеєної деревини прольотом 18 м. висотою 4,5 м:

а- без підсилення;

б- підсилені композитних стрічок *Sika CarboDur S1512*.

Fig.4. Frames made of glued wood with a span of 18 m and a height of 4.5 m:

a- without reinforcement;

b- reinforced with *Sika CarboDur S1512* composite tapes.

Для апробації результатів на досліджувані рами прикладені рівномірно розподілені навантаження 10 кН/м, 14 кН/м, 18

кН/м, а отримані результати для більш наглядного сприйняття зведені в табл.2.

Табл. 2. Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для тришарнірних рам з клеєної деревини прольотом 18 м.

Table 2. Values of deflections and maximum normal stresses for three-hinged frames made of glued wood with a span of 18 m.

Тип рами	Навантаження, кН/м					
	10		14		18	
	w , мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см ²	w , мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см ²	w , мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см ²
Без підсилення	27,1	0,74	38,0	0,986	48,8	1,27
Підсилена композитною стрічкою	17,3	0,313	24,2	0,439	31,1	0,564
Відсоткова різниця	36%	58%	36%	55%	36%	56%

З отриманих результатів чисельних розрахунків рам з клеєної деревини прольотом 18 м. бачимо, що наклеювання композитних стрічок на верхню та нижні грані карнизних вузлів дозволяє в середньому на 36% зменшити вертикальні деформації на 56% зменшити нормальні максимальні напруження в розтягнутій зоні ригеля.

3. Аналіз напружено-деформованого стану в ламано-клеєних рамах підсилені композитними стрічками прольотом 24 м.

За основу досліджень обрано порівняння ламано-клеєної тришарнірної рами прольотом 24 м з клеєної деревини класу міцності $GL\ 36h$ з модулем пружності вздовж волокон $E_{0,mean} = 14700$ МПа з цілісно клеєними карнизними вузлами з'єднання ригеля з стійкою через зубчасті шипи по бісектрисі кута на та аналогічної рами з наклеюванням на верхню та нижню грані карнизних вузлів

композитних стрічок *Sika CarboDur S1512* з модулем пружності вздовж волокон $E_{0,mean} = 170\ 000$ МПа.

В програмному комплексі ЛІРА-САПР змодельовали плоскими скінченними елементами СЕ №44 рами з клеєної деревини прольотом 24 м. висотою 4,5 м (рис.5,а). Змінний поперечний переріз підібраний відповідно до п.13.3 ДБН В.2.6-161:2017 [15], та має такі габарити:

- карнизний вузол $h_1 \times b = 1,2 \times 0,3$ м;
- гребеневий вузол $h_2 \times b = 0,24 \times 0,3$ м;
- опорний вузол $h_3 \times b = 0,48 \times 0,3$ м;

Аналогічно змодельовані рами з клеєної деревини підсилені композитними стрічками (рис.5,б) які в свою чергу моделювались стержневими скінченними елементами СЕ №10

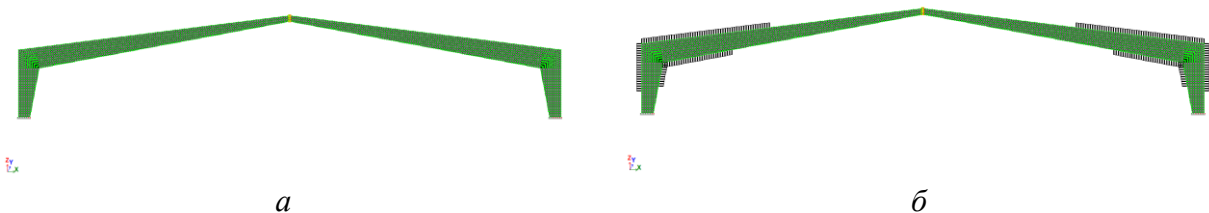


Рис.5.Рами з клеєної деревини прольотом 24 м. висотою 4,5 м:

a- без підсилення;

б- підсилені композитних стрічок *Sika CarboDur S1512*.

Fig.5. Frames made of glued wood with a span of 24 m and a height of 4.5 m:

a- without reinforcement;

b- reinforced with *Sika CarboDur S1512* composite tapes.

Для апробації результатів на досліджувані рами прикладені рівномірно розподілені навантаження 10 кН/м, 14 кН/м, 18

кН/м, а отримані результати для більш наглядного сприйняття зведені в табл.3.

Табл. 3. Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для тришарнірних рам з клеєної деревини прольотом 24 м.

Table 3. Values of deflections and maximum normal stresses for three-hinged frames made of glued wood with a span of 24 m.

Тип рами	Навантаження, кН/м					
	10		14		18	
	w, мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см ²	w, мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см ²	w, мм	$\sigma_{m,d}$, кН/см ²
Без підсилення	24,8	0,541	34,6	0,757	44,6	0,974
Підсилена композитною стрічкою	17,4	0,276	24,3	0,386	31,3	0,497
Відсоткова різниця	30%	49%	30%	49%	30%	49%

З отриманих результатів чисельних розрахунків рам з клеєної деревини прольотом 24 м. бачимо, що наклеювання композитних стрічок на верхню та нижні грані карнизних вузлів дозволяє в середньому на 30% зменшити вертикальні деформації на 49% зменшити нормальні максимальні напруження в розтягнутій зоні ригеля.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Провівши аналіз напружено-деформованого стану шляхом моделювання в програмному комплексі ЛПА САПР ламано-клеєних тришарнірні рам з клеєної деревини з цілісно клеєними карнизними вузлами з з'єднанням ригеля із стійкою через зубчасті шипи по бісектрисі кута підсилення композитними стрічками та порівнюючи з аналогічними рамами без підсилення можемо зробити висновки:

1. Підсилення карнизних вузлів в середньому зменшують вертикальні деформації в досліджуваних рамах на 39% та в середньому на 57% максимальні нормальні напруження в розтягнутій зоні ригелів, що дозволяє зменшити витрати деревини на виготовлення карнизних вузлів таких рам.

2. Дані дослідження дозволяють розширити сферу застосування композитних стрічок як для нових рам так і для підсилення вже існуючих.

Проте, важливо зазначити, що моделювання композитних стрічок в програмному комплексі ЛПА САПР потребує

більш детальних досліджень для одержання точних результатів при їх сумісній роботі з дерев'яними конструкціями.

ЛІТЕРАТУРА

1. Серов Е. Н. Санников Ю. Д. Серов А. Е. Проектирование деревянных конструкций: // учеб. пособие.: М.: Издательство АСВ, 2011. 536 с.
2. Михайловский Д., Комар М. Армування конструкцій з деревини композитними матеріалами, стан і перспективи. //3б.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>.
3. Михайловський Д. В. Комар М. А. Аналіз досліджень застосування композитних стрічок для підсилення дерев'яних конструкцій / Михайловський Д. В., Комар М. А. // Будівельні конструкції, теорія і практика №10 КНУБА, 2022. [DOI: 10.32347/2522-4182.10.2022.4-10](https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.4-10). С. 4 -10.
4. Шилин А. Л., Каргузов Д. В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами. Москва: Стройиздат, 2007. 184 с.
5. Руднєва І. Технологічні особливості підсилення металевих конструкцій методом наклеювання високоміцних фіброармованих систем при реконструкції. // 3б. 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>
6. Birman V., Huang X., 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. Зятюк Ю. Ю. Операційність технології виконання робіт при підсиленні дослідних

залізобетонних зразків (матеріалами фірми Sika). // *Зб.наук. праць Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди Рівне, 2016. С. 466-475*

8. **Журавський О. Д., Панченко О. В.** Оцінка міцності закріплення і обґрунтування способу наклеювання та анкерування композитної стрічки на бетон // *Зб. наук. Праць Будівельні конструкції. Теорія і практика : Київ. нац. ун-т буд-ва і архит. - Київ : КНУБА, 2018. - Вип. 2. - С. 209-218.*
9. **Башинський О. І., Боднарчук Т.Б., Пелешко М.З.** Несуча здатність та вогнестійкість дерев'яних балок армованих зовнішньою стрічковою арматурою // *Вісник Львівського державного університету безпеки життєдіяльності. - 2014. - № 9. - С. 184-189.*
10. **Сурмай М.І.** Міцність та деформативність дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою. // *Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук // Національний університет «Львівська Політехніка» // на правах рукопису. Львів. 2015. – 185 с.*
11. **Гомон С., Поліщук М.,** Влаштування комбінованого армування балок із клеєної деревини. // *Вісник Львівського Національного Аграрного Університету Архітектура і сільськогосподарське будівництво № 20 - 2019 р. ст. 44-49.*
12. **Мэттьюз Ф., Ролингс Р.** Композитные материалы. Механика и технология. М.: *Техносфера, 2004. 400 с.*
13. **Михайловський Д. В., Комар М. А.** Аналіз напружено-деформованого стану балок з клеєної деревини, підсилених композитними стрічками: / Михайловський Д. В., Комар М. А. // *Збірник наукових праць. Галузеве машинобудування, будівництво. – 2 (57)' 2021, 2021.*
[DOI: 10.26906/znp.2021.57.2590-С.90-97.](https://doi.org/10.26906/znp.2021.57.2590-С.90-97)
14. **Михайловський, Д. В., Комар М. А.** Інженерна методика розрахунку елементів з клеєної деревини, армованої композитною арматурою / Михайловський Д. В., Комар М. А. // *Будівельні конструкції, теорія і практика №7 КНУБА, 2020. с.93-100*
[DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.93-100 - С. 93 - 100.](https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.93-100-С.93-100)
15. **ДБН В.2.6-161:2017** «Дерев'яні конструкції. Основні положення.» // *Київ, "Укрархбудінформ" 2017. – 125 с.*

REFERENCES

1. **Serov E. N. Sannykov Yu. D. Serov A. E.** Proektyrovanye dereviannykh konstruktsiyi: // *ucheb. posobie.:* М.: Yzdatelstvo ASV, 2011. 536 s.
2. **Mykhailovskyi D., Komar M.** Armuvannia konstruktsii z derevyny kompozytnymy materialamy, stan i perspektyvy. // *Zb.nauk. prats Budivelni konstruktsii. 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)
3. **Mykhailovskyi D. V. Komar M. A.** Analiz doslidzhen zastosuvannia kompozytnykh strichok dlia pidsylennia dereviannykh konstruktsii / Mykhailovskyi D. V., Komar M. A. // *Budivelni konstruktsii, teoriia i praktyka №10 KNUBA, 2022.*
[DOI: 10.32347/2522-4182.10.2022.4-10-С.4-10.](https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.4-10-С.4-10)
4. **Shylyn A. L., Kartuzov D. V.** Vneshnee armyrovanye zhelezobetonnykh konstruktsiyi kompozytsyonnyy materialamy. *Moskva: Stroiyzdat, 2007. 184 s.*
5. **Rudnieva I.** Tekhnolohichni osoblyvosti pidsylennia metalevykh konstruktsii metodom nakleiuvannia vysokomitsnykh fibroarmovanykh system pry rekonstruktsii. // *Zb. nauk. prats Budivelni konstruktsiiu Teoriia i praktyka.- Kyiv: KNUBA.-2021.- №8. S. 32 - 43.*
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.32-43>
6. **Birman V., Huang X., 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. **Ziatiuk Yu. Yu.** Operatsiunist tekhnolohii vykonannia robit pry pidsylenni doslidnykh zalizobetonnykh zrazkiv (materialamy firmy Sika). // *Zb.nauk. prats Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta spo-rudy Rivne, 2016. S. 466-475*
8. **Zhuravskiy O. D., Panchenko O. V.,** Otsinka mitsnosti zakriplennia i obhruntuvannia sposobu nakleiuvannia ta ankeruvannia kompozytnoi strichky na beton // *Zb. nauk. Prats Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka : Kyiv. nats. un-t bud-va i arkhit. - Kyiv : KNUBA, 2018. - Vyp. 2. - S. 209-218.*
9. **Bashynskiy O. I., Bodnarchuk T.B., Peleshko M.Z.** Nesucha zdatnist ta vohnestiikist dereviannykh balok armovanykh zovnishnoiu strichkovoiou armaturoiu // *Visnyk Lvivskoho derzhavnoho universytetu bezpeky zhyttiediialnosti. - 2014. - № 9. - S. 184-189.*
10. **Surmai M.I.** Mitsnist ta deformatyvnist

doshchatokleienykh balok armovanykh skloplastykovoio ta bazaltovoio armaturoio. // Dysertatsiia na zdobuttia naukovooho stu-penia kandydata tekhnichnykh nauk // *Natsionalnyi universytet «Lvivska Politekhnikha» // na pravakh rukopysu. Lviv. 2015. – 185 s.*

11. **Homon S., Polishchuk M.**, Vlashtuvannia kombinovanoho armuvannia balok iz kleienoi derevyny. // *Visnyk Lvivskoho Natsionalnoho Ahrarnoho Universytetu Arkhitektura i silskohospodarske budivnytstvo № 20 - 2019 r. st. 44-49.*
12. **Mettiuz F., Rolyynhs R.** Kompozytne materyaly. Mekhanyka y tekhnolohyia. M.: *Tekhnosfera, 2004. 400 s.*
13. **Mykhailovskyi D. V., Komar M. A.** Analiz napruzhenno-deformovanoho stanu balok z kleienoi derevyny, pidsylenykh kompozytnymy strichkamy: / Mykhailovskyi D. V., Komar M. A. // *Zbirnyk naukovykh prats. Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo. – 2 (57) 2021, 2021.*
[DOI: 10.26906/znp.2021.57.2590-S.90-97.](https://doi.org/10.26906/znp.2021.57.2590-S.90-97)
14. **Mykhailovskyi, D. V., Komar M. A.** Inzhenerna metodyka rozrakhunku elementiv z kleienoi derevyny, armovanoi kompozytnoiu armaturoio / Mykhailovskyi D. V., Komar M. A. // *Budivelni konstruktsii, teoriia i praktyka №7 KNUBA, 2020. C 93-100*
[DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.93-100 - S. 93 - 100.](https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.93-100-S.93-100)
15. **DBN V.2.6-161:2017** «Dereviani konstruktsii. Osnovni polozhennia.» //Kyiv, "Ukrarkh-budinform" 2017. – 125 s.

ANALYSIS OF THE STATE OF STRESS AND DEFORMATION OF GLAMINATED WOOD FRAMES REINFORCED WITH COMPOSITE TAPES

*Denis MYKHAYLOVSKYI,
Mykola KOMAR*

Summary. In the modern world, the construction industry is successfully developing in various directions. Large-sized structures are replaced by analogues reduced in cross-section with the help of various types of reinforcement.

Frames refer to flat spacer structures. Modern glued frames are often solid. Cross-section (lattice)

Стаття надійшла до редакції 3.11.22

structures of this class were used mainly from solid wood. Currently, they are practically not used due to the lack of their industrial production.

Frame structures mainly consist of rectilinear elements and allow the presence of rigid (frame) nodes. Rigid nodes of three-hinged frames are usually called eaves, because they have to be constructed exactly under the eaves of the building. These units ensure joint operation of crossbars and racks, which reduces bending moments in the crossbar. In addition, it is easily proven that the maximum bending moment in the cornice nodes of the frames is less than the maximum moment in the beams with the same spans. Their ratio is equal to the ratio of the height of the frame strut to the arrow of the rise of the ridge joint relative to the support joints. Accordingly, unlike beams, frames can cover larger spans.

However, it is the eaves units that have the largest cross-section in frames made of glued wood, which requires significant material consumption. Therefore, research in the field of strengthening such nodes to reduce their cross-section is relevant.

Composite materials are currently one of the leaders in strengthening structures because most composite materials are well resistant to many chemical influences: alkalis, acids, chlorides, sulfates, nitrates, and others. 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 stress-strain state by modeling in the LIRA CAD software complex of broken-glued three-hinged frames made of glued wood with integrally glued eaves nodes with a crossbar connection with a rack through toothed spikes along the bisector of the corner reinforced with composite tapes and comparing with similar frames without reinforcement, we can conclude that such materials can be perfectly combined with structures made of solid and glued wood, allowing to increase the load-bearing capacity while reducing their cross-section.

Keywords. Wooden constructions; glued wood; composite materials; composite tapes; elastic-deformed state; reinforcement; frame.

РЕАЛІЗАЦІЯ ПРОГРАМНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ НА ОСНОВІ НАПІВАНАЛІТИЧНОГО МЕТОДУ СКІНЧЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Іван МАРТИНЮК

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
ivan.martinyuk@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-7957-2068>

Анотація. Одним з головних і відповідальних етапів створення апарату чисельного аналізу конструкцій методом скінчених елементів є його реалізація у вигляді комплексу програм. Принципи побудови комплексу мають враховувати сучасні вимоги, що виставляються до програмного забезпечення розрахунку міцності в сучасних розрахункових комплексах. До їх числа в першу чергу відноситься автоматизація основних етапів обчислювального процесу, раціональне використання ресурсів операційної та зовнішньої пам'яті запам'ятовуючих пристроїв, не замкнутість у відношенні до класів задач, що вирішуються, алгоритми завдання вхідних даних, методом дискретизації та вирішення систем рівнянь і т.д. Крім того структура програм повинні враховувати специфіку напіваналітичного методу скінчених елементів, для якого ще не накопичений такий великий досвід створення розвинутих систем математичного забезпечення вивчення просторових конструкцій, як при використанні традиційного варіанту МСЕ. Значний досвід скінченоелементного розв'язання задач механіки, накопичений впродовж останніх десятиріч, знайшов відображення у низці промислових комерційних програмних комплексів, вітчизняного (ЛІРА, SCAD) та іноземного (ANSYS, Nastran, ABAQUS) виробництва. Розвинена скінченноелементна база цих програмних комплексів дозволяє отримувати розв'язки широкого кола задач механіки деформівного твердого тіла для об'єктів різної вимірності, в тому числі для масивних просторових тіл, а зручні засоби введення-виведення інформації і обробки отриманих результатів роблять їх вельми доступними для широкого кола користувачів.



Іван МАРТИНЮК
докторант кафедри будівельної механіки,
к.т.н..

та дозволяють з максимальним ступенем наочності відображати отримані результати. Також існують об'єктно орієнтовані комплекси, які створені на виробничих підприємствах та науково-дослідних інститутах наприклад в Інституті проблем міцності НАН України, у Дніпропетровському національному університеті.

Проведений дослідження визначить найбільш оптимальні з точки зору обчислювальних витрат і складності реалізації шляхи розв'язання перелічених задач, а також окреслить коло нерозв'язаних питань.

Ключові слова. Метод скінчених елементів (МСЕ); напіваналітичний метод скінчених елементів (НМСЕ); ряди Фур'є; масивні, тонкостінні призматичні тіла; вектор вузлових реакцій; коефіцієнти матриці жорсткості.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Значне число досліджень, пов'язаних з розробкою і застосуванням НМСЕ [3-5, 7, 9-11, 24,], як правило, використовуються співвідношення тонких оболонок [12]. Розглянуті різні задачі, пов'язані з урахуванням розгалужених і складових систем [13-15, 25], визначенням напружено-деформованого стану оболонок змінної товщини при термомеханічному навантаженні [16, 20, 23].

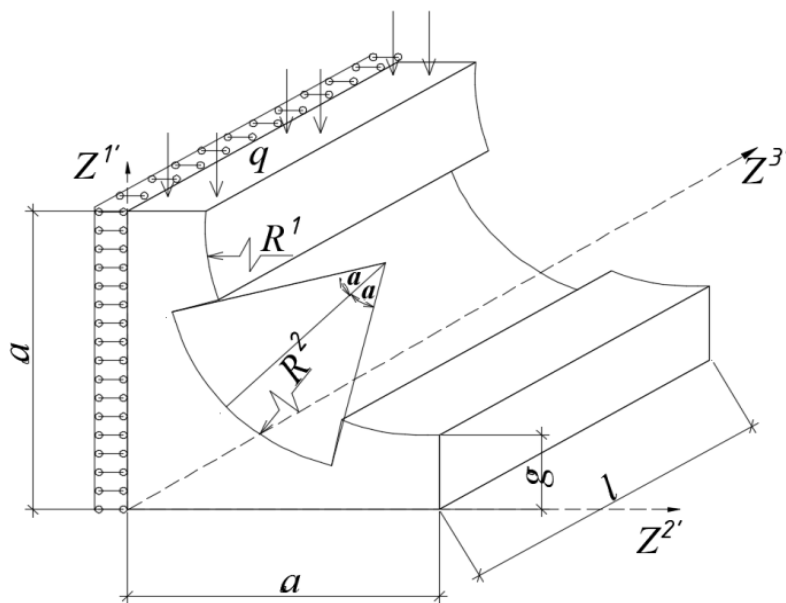
В роботах, що відображають застосування напіваналітичного методу скінченних елементів до розрахунку тіл обертання [1, 2, 6, 8, 17-19, 21, 22], використана ціла бібліотека СЕ яка складається з базових і спеціальних скінченні елементи.

ЗАДАННЯ, ОБРОБКА І ДРУК ВХІДНОЇ ТА ВИХІДНОЇ ІНФОРМАЦІЇ

Для розрахунку конкретної конструкції необхідно задати вихідні дані, що відображають її типологію, геометрію, умови закріплення, зовнішній вплив, фізичні властивості матеріалу, а також параметри, що управляються організацією крокового процесу навантаження, точністю вирішення

системи лінійних та нелінійних рівнянь, організацією контрольного друку, видачею проміжних та скінченних результатів.

Основні вимоги, що пред'являються до вхідної та вихідної інформації, припускають мінімум її об'єму при повноті змісту. Проте використання вхідної інформації початкового вигляду призводить до збільшення часу розрахунку, тому в комплексі прийнятий ще один вид інформації – оперативний, що використовується в процесі вирішення задачі. В розрахунковому комплексі за основу прийняті регулярні топологічні структури, метод опису інформації оперативного рівня яких розглянемо на прикладі конструкцій, що зображені на рис. 1.



$$\frac{V_{3'}(Z^{3'} = 0) = 0}{U_{i'}(Z^{3'} = 1) = 0}$$

Рис. 1. Розрахункова схема конструкції
Fig. 1. Calculation diagram of the structure

Відмінна особливість НМСЕ полягає в тому, що у напрямку x^3 конструкція апроксимується одним призматичним кінцевим елементом. Завдяки цьому суттєво скорочується об'єм інформації, яка, за виключенням даних про зовнішні впливи, відповідає двомірним задачам. Розрахункову модель представимо набором призматичних скінченних елементів, що створені за допомогою координатних ліній x^α (рис. 2).

Прийнявши точку відліку в лівому верхньому куту конструкції, вводимо нумерацію вузлів сіткової області відповідно вздовж першої криволінійної координати x^1 від I до $M1$ та вздовж другої координати x^2 від I до $M2$. Напрямок осей x^α обирається так, щоб при повороті вони могли співпасти по напрямку з осями

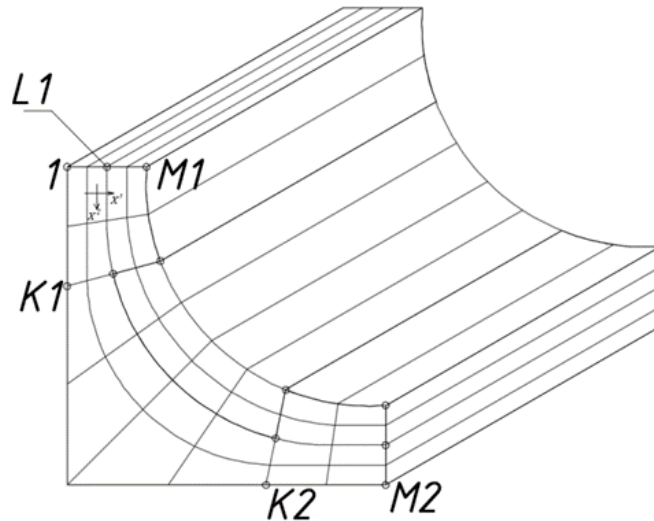


Рис. 2. Розрахункову модель, що представлена набором призматичних кінцевих елементів
Fig. 2. The calculation model, represented by a set of prismatic finite elements

базисної системи $z^{\beta'}$ Крім того має виконуватись умова:

$$M1 = M2 \quad (1)$$

так як в цьому випадку при однаковій кількості невідомих буде мінімальна ширина стрічки матриці. Сукупність чисел, що визначають номер будь – якого вузла об’єкту вздовж кожного напрямку, утворює систему сіткових координат. В системі сіткових координат область поперечного перерізу об’єкта тотожна до прямокутника,

який складений з регулярного набору квадратів одиничного розміру (рис. 2).

Нехай $HMS = M1 \cdot M2$ – загальна кількість вузлів сіткової області. Введемо у розгляд наскрізну нумерацію вузлів від I до HMS в такому порядку, щоб номер N вузла з сітковими координатами I, J був рівний

$$N(I, J) = I + M1 \cdot (J - 1) \quad (2)$$

де I – сіткова координата вузла N вздовж осі; x^1 ,

J – сіткова координата вузла N вздовж осі.

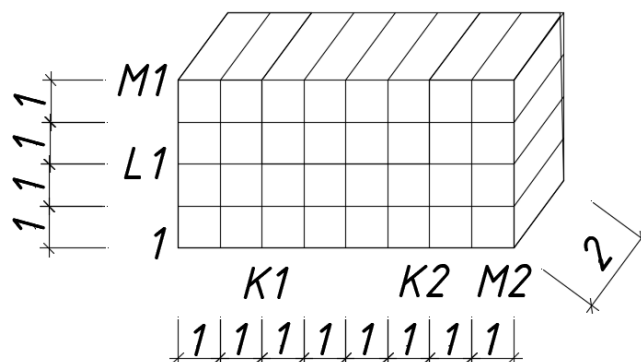


Рис. 3. Загальний вигляд поперечного перерізу в системі сіткових координат
Fig. 3. General view of the cross section in the grid coordinate system

Будемо вважати номером SE мінімальний номер однієї з чотирьох вершин сіткового квадрату, орієнтованого в місцевій системі координат. Параметри S_1 та S_2 можливо умовно назвати відносними координатами вершин елемента. Значення наскрізних номерів NU вузлів сіткової області, що співпадають з вершинами N -го квадрату, виражаються через відносні координати S_1 та S_2 і номер N формулою:

$$NU = \frac{1 + S_1}{2} + M1 \frac{1 + S_1}{2} + N \quad (3)$$

Параметри сіткової області $M1, M2, HMS$ та блок, що реалізує обчислення наскрізних номерів вузлів по параметру N та формулі (3), визначають оперативний рівень інформації (рис. 3), що характеризує впорядкованість розглянутої топологічної структури.

Оперативна інформація про наявність «пустих» елементів, що утворюють порожнини та вирізи, кодується в масиві $F(HMS)$. Вузлам з сітковими координатами $I=M1$ та $J=M2$ також відповідають «пусті» елементи.

Жорсткі зв'язки накладаються у напрямку, що співпадає з координатними вісями системи $z^{\beta'}$, та можуть перешкоджати переміщенням вузлів сіткової області по всій

довжині призматичного тіла або тільки в торцях. В першому випадку оперативна інформація кодується в масиві $F(HMS)$, у другому – в масиві $FT(HMS)$.

Геометричні дані оперативного рівня, що відображають особливості форми об'єкту в перерізі $Z(2, HMS)$. В перемінних $Z(K, N)$ поля координат перший індекс приймає значення 1, 2 та відповідає напрямку координатної осі, другий - наскрізному номеру вузла сіткової області.

Оперативна інформація про значення координатних функцій та їх похідних по осі x^3 , що обчислюються в точках інтегрування, формується в масивах $FI(K, L)$ та $FI3(K, L)$ відповідно. Індекс K змінюється від I до NUL , L - від I до KZZ , де NUL – число членів, що утримуються від розкладання, KZZ – кількість точок інтегрування. Координати точок інтегрування заносяться до масиву $Z3(KZZ)$.

Оперативні дані, що використовуються підпрограмою обчислення компонент тензора пружних сталих, визначаються за формулою:

$$G1 = \frac{E}{1 + \nu}; G2 = \frac{\nu}{1 - 2\nu} \quad (4)$$

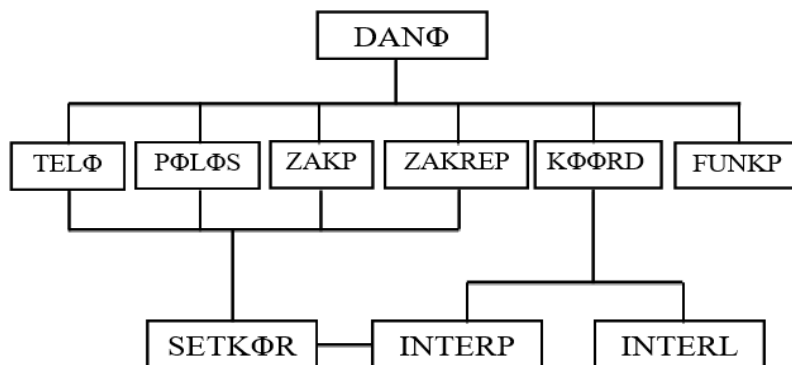


Рис. 4. Функціональна схема підпрограми DANΦ
 Fig. 4. Functional diagram of the DANΦ subprogram

Формування топологічної частини кодів масиву відповідно до вхідних даних здійснюють підпрограми (рис. 4)

$TELF(I1, J1, I2, J2, F, HMS)$

$RFLFS(I1, J1, I2, J2, F, HMS)$

Підпрограма $TELF$ для вузлів $N(I, J)$ з сітковими координатами, що задовольняють умову:

$$I1 \leq I \leq I2, J1 \leq J \leq J2 \quad (5)$$

посилає в чарунку масиву $F(N)$ число 71, а в чарунки, сіткові координати яких $I = I1$ або $J = J2$ – число 7.

Підпрограма $RFLFS$ здійснює в масиві F наступні зміни:

$$F(N) = F(N) - 71, (I1 \leq I \leq I2, J1 \leq J \leq J2)$$

$$F(N) = F(N) - 64, (I = I1, J = J1)$$

Якщо у вузлі $N(I, J)$ сходяться тільки «пусти» кінцеві елементи, то у чарунку масиву $F(N)$ посилається нуль.

ВИСНОВКИ

Таким чином, на підставі проведених досліджень можна зробити висновок, що задання вихідних даних та перетворення цих даних в масиви оперативної інформації виконує гілка програм DANФ за допомогою операторів присвоювання чи в декларативній частині за допомогою операторів DATA.

ЛІТЕРАТУРА

1. Гуляр О.І. Алгоритм розв'язання вісесиметричних задач нестационарної теплопровідності / О.І. Гуляр, С.О. Пискунов, Ю.В. Максим'юк [та ін.] // *Опір матеріалів і теорія споруд*. – 2015. – Вип. 95. – С. 11–20.
2. Андрієвський В.П. Методика розв'язання вісесиметричних задач стаціонарної теплопровідності та термopружності на основі МССЕ / В.П. Андрієвський, Ю.В. Максим'юк // *Опір матеріалів і теорія споруд*. – 2014. – Вип. 93. – С. 64–72.
3. Баженов В.А. Алгоритм розв'язання просторової задачі термов'язко-пружнопластичності призматичних тіл з урахуванням пошкодженості / Баженов В.А., Гуляр О.І., Пискунов С.О., Андрієвський В.П. // *Опір матеріалів і теорія споруд*, № 78, 2006. – С.3-17.
4. Баженов В.А. Дослідження континуального, дискретного та дисперсного руйнування просторових тіл на основі напіваналітичного методу скінченних елементів / Баженов В.А., Гуляр О.І., Пискунов С.О., Сахаров О.С., Ільченко О.М., Рутковський В.А. // *"Опір матеріалів і теорія споруд"*, 2002. – №70. – С.3-32.
5. Баженов В.А. Ефективність розв'язання просторових задач теорії повзучості / Баженов В.А., Гуляр О.І., Пискунов С.О., Рутковський В.А. // *Опір матеріалів і теорія споруд* № 74, 2004 С.3–13.
6. Баженов В.А. Напружено-деформований стан і формозмінення в тілах обертання складної структури / В.А. Баженов, Ю.В. Максим'юк // *Опір матеріалів і теорія споруд* – 2019. – Вип. 102. – С. 3–12.
7. Баженов В.А. Решение пространственных задач термовязкопластичности на основе ПМКЭ / Баженов В.А., Гуляр А.И., Пискунов С.О., Андриевский В.П. // *Прикладная механика*, 2009. – С.60-75.
8. Баженов В.А. Розрахункові співвідношення НМСЕ просторової задачі термов'язко-пружнопластичності для неоднорідних тіл обертання / Баженов В.А., Гуляр О.І., Пискунов С.О., Остапенко Р.М // *Опір матеріалів і теорія споруд* № 82, 2008. – С.3-29.
9. Баженов В.А. Чисельне моделювання нелінійного деформування, континуального і дискретного руйнування методом скінченних елементів / Баженов В.А., Гуляр О.І., Пискунов С.О., Сахаров О.С. // *"Технологические системы"* №2(13) 2002. –С.30-33.
10. Баженов В. А. Напіваналітичний метод скінченних елементів в задачах руйнування просторових тіл: Монографія / В.А. Баженов, О.І. Гуляр, С.О. Пискунов, О.С. Сахаров – К. : КНУБА, 2005. – 298 с.
11. 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.
12. Баженов В. А. Нелінійне деформування та стійкість пружних оболонок неоднорідної структури / В. А. Баженов, О. П. Кривенко, М. О. Соловей.– К. : ЗАТ «Віпол», 2010. – 315 с.
13. Гуляр О. Універсальний призматичний скінчений елемент загального типу для фізично і геометрично нелінійних задач деформування призматичних тіл / О. Гуляр, Ю. Максим'юк, А. Козак, О. Максим'юк // *Будівельні*

- конструкції теорія і практика – 2020. – Вип. 6. – С. 72–84.
14. **Іванченко Г.М.** Побудова розв'язувальних рівнянь напіваналітичного методу скінчених елементів для призматичних тіл складної форми / Г.М. Іванченко, Ю.В. Максим'юк, А.А. Козак, І.Ю. Мартинюк // *Управління розвитком складних систем: Наук.-техн. збірн.* – К.: КНУБА, 2021 – Вип.46 – С. 55-62.
 15. **Максим'юк Ю.** Особливості виведення формул для обчислення вузлових реакцій і коефіцієнтів матриці жорсткості скінченого елемента з усередненими механічними і геометричними параметрами / Ю. Максим'юк, А. Козак, І. Мартинюк, О. Максим'юк // *Будівельні конструкції теорія і практика.* – 2021. – Вип. 8. – С. 97–108.
 16. **Максим'юк Ю.** Розв'язувальні співвідношення моментної схеми скінчених елементів в задачах термов'язко-пружнопластичного деформування / Ю. Максим'юк, А. Козак, О. Максим'юк // *Будівельні конструкції теорія і практика* – 2019. – Вип. 4. – С. 10–20.
 17. **Максим'юк Ю.В.** Алгоритм розв'язку задач нелінійного деформування та стійкості пружнопластичних вісесиметричних оболонк середньої товщини / Ю.В Максим'юк // *Опір матеріалів і теорія споруд* – 2014. – Вип. 92. – С. 148–156.
 18. **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.
 19. **Максим'юк Ю.В.** Скінчений елемент загального типу для розв'язку вісесиметричної задачі нестационарної теплопровідності / Ю.В Максим'юк // *Опір матеріалів і теорія споруд* – 2016. – Вип. 96. – С. 148–157.
 20. **Баженов В.А.** Метод скінчених 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.
 21. **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.
 22. **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.
 23. **Пискунов С.О.** Визначення напружено-деформованого стану тіл обертання із використанням кругового скінченого елемента змінної площі поперечного перерізу / Пискунов С.О., Мицюк С.В., Шкриль О.О. // *Геотехническая механика.* – Днепропетровск, 2007. – Вып. 71. – С. 198-203.
 24. **Пискунов С.О.** Призматичний скінчений елемент змінної геометрії / Пискунов С.О., Рутковский В.А., Шкриль О.О. // *Опір матеріалів і теорія споруд. Наук.-техн. збірник* – К.: КНУБА, 2005.- Вип.. 76, 2005. – С.83–90.
 25. **Maksymyuk Yu.V.** Basic relations for physically and geometrically nonlinear problems of deformation of prismatic bodies/ Yu.V. Maksymyuk, S.O. Pyskunov, A.A. Shkriil', O.V. Maksymyuk // *Опір матеріалів і теорія споруд*– 2020. – Вип. 104. – С. 255–264.

REFERENCES

1. **Pyskunov O.I.** Alhorytm rozv'iazannia visesymetrychnykh zadach nestatsionarnoi teploprovodnosti / Pyskunov O.I. Huliar, S.O. Pyskunov, Yu.V. Maksymyuk [ta in.] // *Opir materialiv i teoriia sporud.* – 2015. – Vyp. 95. – S. 11–20.
2. **Andriievskyi V.P.** Metodyka rozv'iazannia visesymetrychnykh zadach statsionarnoi teploprovodnosti ta termoprzhnosti na osnovi MSSE / V.P. Andriievskyi, Yu.V Maksymyuk // *Opir materialiv i teoriia sporud.* – 2014. – Vyp. 93. – S. 64–72.
3. **Bazhenov V.A.** Alhorytm rozv'iazannia prostorovoi zadachi termoviazko-pruzhnoplastychnosti pryzmatychnykh til z urakhuvanniam poshkodzhnosti / Bazhenov V.A., Huliar O.I., Pyskunov S.O., Andriievskyi V.P. // *Opir materialiv i teoriia sporud, № 78, 2006.* – S.3-17.
4. **Bazhenov V.A.** Doslidzhennia kontynualnoho, dyskretnoho ta dyspersnoho ruinuвання prostorovykh til na osnovi napivanalitichnoho metodu skinchennykh elementiv / Bazhenov V.A., Huliar O.I., Pyskunov S.O., Sakharov O.S., Ilchenko O.M, Rutkovskyi V.A. // *"Opir materialiv i teoriia sporud", 2002.* – №70. – S.3-32.
5. **Bazhenov V.A.** Efektyvnist rozv'iazannia prostorovykh zadach teorii povzuchosti /

- Bazhenov V.A., Huliar O.I., Pyskunov S.O., Rutkovskiy V.A. // *Opir materialiv i teoriia sporud № 74, 2004 S.3–13.*
6. **Bazhenov V.A.** Napruzhenno-deformovanyi stan i formozminennia v tilakh obertannia skladnoi struktury / V.A. Bazhenov, Yu.V Maksymiuk // *Opir materialiv i teoriia sporud – 2019.* – Vyp. 102. – S. 3–12.
 7. **Bazhenov V.A.** Reshenye prostranstvennykh zadach termoviazkoplastychnosti na osnove PMKЭ / Bazhenov V.A., Huliar A.Y., Pyskunov S.O., Andryevskiy V.P. // *Prykladnaia mekhanyka, 2009.* – S.60-75.
 8. **Bazhenov V.A.** Rozrakhunkovi spivvidnoshennia NMSE prostorovoi zadachi termoviazkopruzhnoplastychnosti dlia neodnorodnykh til obertannia / Bazhenov V.A., Huliar O.I., Pyskunov S.O., Ostapenko R.M // *Opir materialiv i teoriia sporud № 82, 2008.* – S.3-29.
 9. **Bazhenov V.A.** Chyselne modeliuвання neliniinoho deformuvannia, kontynualnogo i dyskretnoho ruinuвання metodom skinchennykh elementiv /Bazhenov V.A., Huliar O.I., Pyskunov S.O., Sakharov O.S. // *"Tekhnolohycheskye systemy" №2(13) 2002.* – S.30-33.
 10. **Bazhenov V. A.** Napivanalitichnyi metod skinchennykh elementiv v zadachakh ruinuвання prostorovykh til: Monohrafiia /V.A. Bazhenov, O.I. Huliar, S.O. Pyskunov, O.S. Sakharov – K. : *KNUBA, 2005.* – 298 s.
 11. **Bazhenov V. A.** Napivanalitichnyi metod skinchennykh elementiv v zadachakh kontynualnoho ruinuвання prostorovykh til: Monohrafiia /V.A. Bazhenov, O.I. Huliar, S.O. Pyskunov, O.S. Sakharov – K. : *«Karavela», 2014.* – 236 s.
 12. **Bazhenov V. A.** Neliniine deformuvannia ta stiikist pruzhnykh obolonok neodnorodnoi struktury / V. A. Bazhenov, O. P. Kryvenko, M. O. Solovei.– K. : *ZAT «Vipol», 2010.* – 315 s.
 13. **Huliar O.** Universalnyi pryzmatychnyi skinchenyi element zahalnoho typu dlia fizychno i heometrychno neliniinykh zadach deformuvannia pryzmatychnykh til / O. Huliar, Yu. Maksymiuk, A. Kozak, O. Maksymiuk // *Budivelni konstruktsii teoriia i praktyka – 2020.* – Vyp. 6. – S. 72–84.
 14. **Ivanchenko H.M.** Pobudova rozviazualnykh rivnian napivanalitichnoho metodu skinchennykh elementiv dlia pryzmatychnykh til skladnoi formy / H.M. Ivanchenko, Yu.V. Maksymiuk, A.A. Kozak, I.Iu. Martyniuk // *Upravlinnia rozvytkom skladnykh system: Nauk.-tekhn. zbirn. – K.: KNUBA, 2021 – Vyp.46 – S. 55-62.*
 15. **Maksymiuk Yu.** Osoblyvosti vyvedennia formul dlia obchyslennia vuzlovykh reaktsii i koefitsientiv matrytsi zhorstkosti skinchenoho elementa z userednenymy mekhanichnymy i heometrychnymy parametramy / Yu. Maksymiuk, A. Kozak, I. Martyniuk, O. Maksymiuk // *Budivelni konstruktsii teoriia i praktyka. – 2021.* – Vyp. 8. – S. 97–108.
 16. **Maksymiuk Yu.** Rozviazualni spivvidnoshennia momentnoi skhemy skinchennykh elementiv v zadachakh termoviazkopruzhnoplastychnoho deformuvannia /Yu. Maksymiuk, A. Kozak, O. Maksymiuk // *Budivelni konstruktsii teoriia i praktyka – 2019.* – Vyp. 4. – S. 10–20.
 17. **Maksymiuk Yu.V.** Alhorytm rozviazku zadach neliniinoho deformuvannia ta stiikosti pruzhnoplastychnykh visesymetrychnykh obolonok serednoi tovshchyny / Yu.V Maksymiuk // *Opir materialiv i teoriia sporud – 2014.* – Vyp. 92. – S. 148–156.
 18. **Maksymiuk Yu.V.** Rozrakhunkovi spivvidnoshennia universalnoho skinchenoho elementa na osnovi momentnoi skhemy skinchennykh elementiv / Yu.V Maksymiuk // *Opir materialiv i teoriia sporud – 2015.* – Vyp. 94. – S. 244–251.
 19. **Maksymiuk Yu.V.** Skinchenyi element zahalnoho typu dlia rozviazku visesymetrychnoi zadachi nestatsionarnoi teploprovidnosti / Yu.V Maksymiuk // *Opir materialiv i teoriia sporud – 2016.* – Vyp. 96. – S. 148–157.
 20. **Bazhenov V.A.** Metod skinchennykh elementiv u zadachakh deformuvannia ta ruinuвання til obertannia pry termosylovomu navantazhenni / [Bazhenov V.A., Pyskunov S.O., Maksymiuk Yu.V.] – *Kyiv: Vyd-vo “Karavela”, 2018.* – 316s.
 21. **Pyskunov S.O.** Osoblyvosti vykorystannia momentnoi skhemy skinchennykh 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.
 22. **Bazhenov V.A** Osoblyvosti vykorystannia momentnoi skhemy skinchennykh 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.

23. **Pyskunov S.O.** Vyznachennia napruzhenodeformovanoho stanu til obertannia iz vykorystanniam kruhovoho skinchenoho elementa zminnoi ploshchi poperechnoho pererizu / Pyskunov S.O., Mytsiuk S.V., Shkryl O.O. // *Heotekhnycheskaia mekhanyka. – Dnepropetrovsk, 2007. – Vyp. 71. – S. 198-203.*
24. **Pyskunov S.O.** Pryzmatychnyi skinchenyi element zminnoi heometrii / Pyskunov S.O., Rutkovskiy V.A., Shkryl O.O. // *Opir materialiv i teoriiia sporud. Nauk.- tekhn. zbirnyk – K.: KNUBA, 2005.- Vyp.. 76, 2005. – S.83–90. Rozghaluzhennia.*
25. **Maksimyuk Yu.V.** Basic relations for physically and geometrically nonlinear problems of deformation of prismatic bodies/ Yu.V. Maksimyuk, S.O. Pyskunov, A.A. Shkryl, O.V. Maksimyuk // *Opir materialiv i teoriiia sporud– 2020. – Vyp. 104. – S. 255–264.*

IMPLEMENTATION OF STRENGTH CALCULATION SOFTWARE BASED ON THE SEMI-ANALYTICAL METHOD OF FINITE ELEMENTS

Ivan MARTYNIUK

Summary. One of the main and responsible stages of creating an apparatus for numerical analysis of structures using the finite element method is its implementation in the form of a set of programs. The principles of complex construction should take into account modern requirements for strength calculation software in modern calculation complexes. Among them, first of all, automation of the main stages of the computing process, rational use of the resources of the operating and external memory of storage devices, non-closedness in relation to the classes of problems to be solved, algorithms for the

task of input data, the method of discretization and solution of systems of equations and etc. In addition, the structure of the programs should take into account the specifics of the semi-analytical method of finite elements, for which such a large experience of creating developed systems of mathematical support for the search of spatial structures has not yet been accumulated, as when using the traditional version of FEM. Considerable experience in solving finite element mechanics problems, accumulated over the past decades, has been reflected in a number of industrial commercial software complexes of domestic (LIRA, SCAD) and foreign (ANSYS, Nastran, ABAQUS) production. The developed finite element base of these software complexes allows you to obtain solutions to a wide range of problems of the mechanics of a deformable rigid body for objects of different dimensions, including for massive spatial bodies, and convenient means of input-output of information and processing of the obtained results make them very accessible to a wide circles of users and allow to display the obtained results with the maximum degree of visibility. There are also object-oriented complexes created at manufacturing enterprises and research institutes, for example at the Institute of Strength Problems of the National Academy of Sciences of Ukraine, at the Dnipropetrovsk National University.

The conducted research will determine the most optimal ways of solving the listed problems from the point of view of computing costs and complexity of implementation, as well as outline the circle of unsolved issues.

Keywords. Finite element method (FEM); semi-analytic finite element method (SFEM); fourier series; massive; thin-walled prismatic bodies; vector of nodal reactions; coefficients of the stiffness matrix.

Стаття надійшла до редакції 3.11.22

DOI: 10.32347/2522-4182.11.2022.69-76
УДК 624.016:624.042.7:550.34

ВИПРОБУВАННЯ КРУГЛОПУСТОТНОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ ІЗ ПІДРІЗКАМИ НА ОПОРАХ

Андрій БЕЛОКОНЬ¹, Людмила ЖАРКО², Віктор ОВЧАР³, Олег ФЕСЕНКО⁴

^{1,2,3} Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»
5/2, вул. Преображенська, Київ, Україна, 03037

⁴ Національний університет біоресурсів і природокористування України
15, вул. Героїв Оборони, Київ, Україна, 03041

¹ a.belokon1407@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0003-1840-2107>

² zharkl@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-5966-1060>

³ vovchar@i.ua, <http://orcid.org/0000-0002-3896-2729>

⁴ oleg_for@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0001-8154-2239>

Анотація. У статті розглянуто результати випробування круглопустотної залізобетонної попередньо напруженої плити перекриття опалубочного формування ПК56.12-8AtVt із підрізками на опорах під дією рівномірно розподіленого навантаження.

Дослідження плити було проведено у випробувальному залі Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», за методикою, що запропонована в ДСТУ Б В.2.6-7.

Під час випробування вертикальне рівномірно розподілене навантаження по поверхні плити прикладалося за допомогою набору траверс і опорних пристроїв для завантаження, гідравлічних домкратів і насосної маслостанції з сило-вимірювачем.

Навантаження на плиту прикладали поетапно ступенями (частками) по 100 кг/м². Після кожної ступені навантаження виконувався огляд поверхні плити в зоні випробувань з фіксуванням у журналі результатів вимірювання переміщень та можливих пошкоджень.

Вертикальні переміщення кутів плити на опорах вимірювали чотирма індикаторами годинникового типу ИЧ-10, а в середині прогону двома прогиномірами 6ПАО. Прогин плити в середині прогону визначали з урахуванням переміщення плити на опорах.

За результатами дослідження встановлено, що до прикладення навантаження 800 кг/м² у плиті не було зафіксовано тріщин, ширина розкриття яких перевищувала граничні значення.



Андрій БЕЛОКОНЬ
інженер 1-ї категорії відділу досліджень конструкцій будівель і споруд



Людмила ЖАРКО
старший науковий співробітник, к.т.н., доцент



Віктор ОВЧАР
старший науковий співробітник, к.т.н. с.н.с



Олег ФЕСЕНКО
доцент кафедри будівництва, к.т.н

Несуча здатність плити була вичерпана при навантаженні 1280 кгс/м², що перевищувало розрахункове навантаження у 1,6 рази. Руйнування плити відбулося по похилих перерізах у місцях улаштування підрізок.

© А.БЕЛОКОНЬ, Л.ЖАРКО, В.ОВЧАР, О.ФЕСЕНКО, 2022

За результатами випробування було встановлено, що круглопустотна залізобетонна плита перекриття ПК56.12-8AtVt із підрізками на опорах відповідає вимогам ДСТУ Б.В.2.6-2 щодо міцності, жорсткості та тріщиностійкості.

Ключові слова: круглопустотна плита перекриття із підрізками; випробування рівномірно розподіленим навантаженням; руйнівне навантаження; прогин; несуча здатність; жорсткість; тріщиностійкість.

ВСТУП

Традиційно круглопустотні залізобетонні плити перекриття проектують такими, що вільно спираються по коротких сторонах. Під час статичних випробувань таких плит опирання зразків передбачено виконувати на рухомі опори: одну з можливістю поздовжнього переміщення, другу – із можливістю повороту. Фактичне защемлення плит у місцях спирання на стіни багатоповерхових будівель не враховують.

Улаштування підрізок вздовж коротких сторін плит передбачено як елемент безригельного перекриття для більш вільного об'ємно-планувального рішення приміщень і відповідно для збільшення висоти приміщень будівлі.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Випробування нових і традиційних будівельних матеріалів та конструкцій є однією з передумов гарантування їх надійної та безпечної експлуатації відповідно до вимог ДБН В.1.2-14:2018 [1]. Деякі аспекти визначення міцності бетону і випробування згинальних залізобетонних конструкцій було розглянуто у попередніх роботах авторів цієї статті [2-7].

МЕТА ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Випробування круглопустотної плити перекриття із підрізками були проведені з метою перевірки її несучої здатності, жорсткості та тріщиностійкості. Випробування плити відбувалися у випробувальному залі

Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій».

МЕТОДИКА ВИПРОБУВАННЯ ПЛИТИ

Круглопустотна залізобетонна плита перекриття ПК56.12-8AtVt попередньо напружена опалубочного формування була виготовлена розмірами 5600×1140×300 мм. Проектний клас бетону плити С25/30. Плита армована стрижнями із термічно зміцненої арматурної сталі Ат-V. Плита передбачена для використання під розрахункове навантаження 800 кгс/м². Плита виготовлена відповідно до технічних умов ДСТУ Б В.2.6-2 [8] та ДСТУ Б В.2-6-53 [9].

На торцях плити вздовж коротких її сторін виконано підрізки для спирання на ригелі або несучі стіни. Пустоти в торцях плити заповнені бетонними вкладками.

Плита з підрізками була укладена на опори випробувального стенду на цементно-піщаному розчині М100.

Випробування круглопустотної плити перекриття із підрізками виконували відповідно до ДСТУ Б В.2.6-7 [10] та ДСТУ-Н Б В.1.3-1 [11].

Під час випробування рівномірно розподілене навантаження по поверхні плити прикладалося за допомогою набору траверс і опорних пристроїв для завантаження, гідравлічних домкратів ДГ-25 і насосної станції з силовимірювачем (ціна поділки шкали 1,0 кгс/см²). Навантаження на плиту прикладали ступенями по 100 кгс/м² від 300 кгс/м² до розрахункового значення 800 кгс/м². Після прикладення кожного ступеня навантаження відбувалася витримка плити під навантаженням протягом 10 хв. Під час витримки плиту оглядали для фіксації можливого утворення тріщин. Випробування плити проводили до її руйнування.

Вертикальні переміщення кутів плити на опорах вимірювали чотирма індикаторами годинникового типу ИЧ-10, а в середині прогону – двома прогиномірами БПАО із ціною поділки 0,01 мм.

Схема прикладення рівномірно розподіленого вертикального навантаження та спирання на плити наведено на рисунку 1, а

схему розміщення навантажувального обладнання і вимірювальних приладів – на рисунку 2.

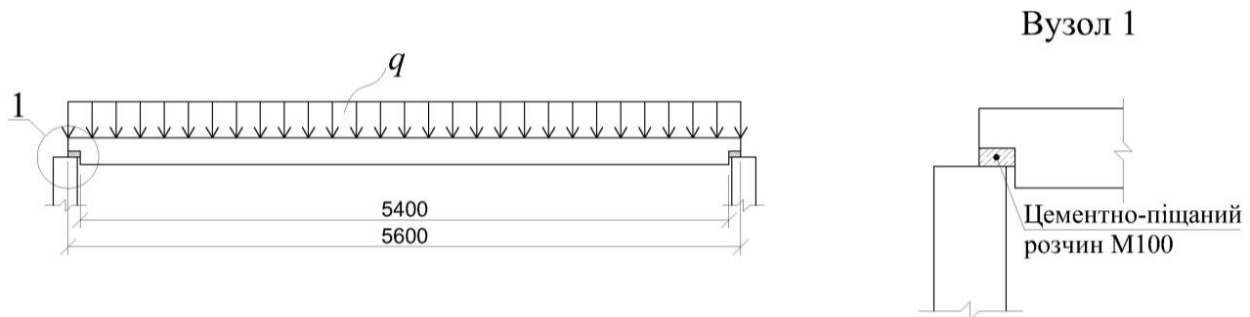
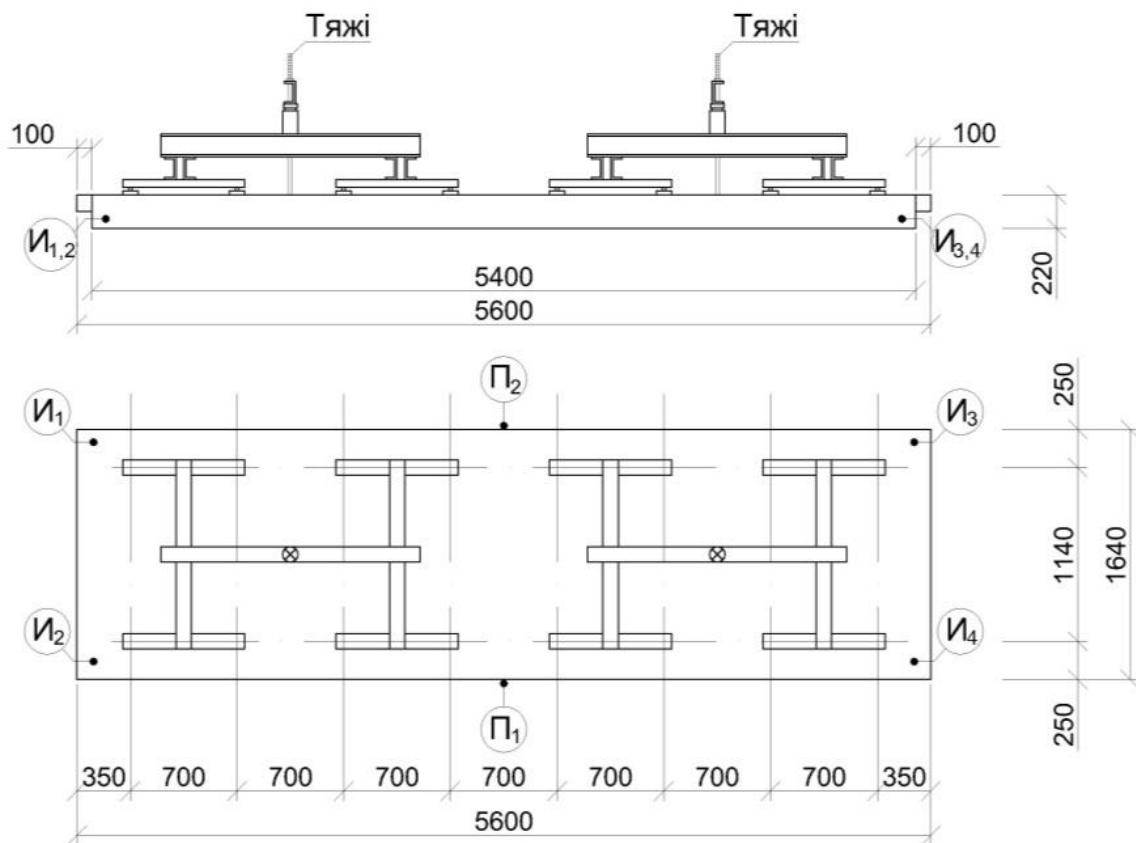


Рис.1. Схема навантаження і спирання плити
Fig.1. Loading and supporting scheme of slab



Примітки:

П_і - вимірювальний прилад "прогиномір";

И_і - індикатор годинникового типу.

Рис.2. Схема розміщення навантажувального обладнання і вимірювальних приладів
Fig.2. Scheme of loading equipment and displacement measuring instruments

Вигляд плити на випробувальному стенді з улаштуванням навантажувального обладнання і вимірювальних приладів наведено на рисунку 3.



а



б

Рис.3. Загальний вигляд плити: *а* - вузол спирання; *б* - на стенді під час випробування
Fig.3. Overall view: *a* - notch at the support of the slab; *b*-during the test

Після кожної ступені навантаження виконувався огляд поверхні плити в зоні випробувань з фіксуванням у журналі результатів вимірювання переміщень, та можливих пошкоджень. Абсолютні переміщення вимірювали після прикладання кожної ступені навантаження, а потім розраховували відносно початкового положення плити. Прогин плити в середині прогону визначали з урахуванням переміщення плити на опорах.

РЕЗУЛЬТАТИ ВИПРОБУВАННЯ ПЛИТИ ІЗ ПІДРІЗКАМИ

Під час випробувань, до прикладення розрахункового навантаження 800 кгс/м^2 , у



а



б

Рис. 4. Характер руйнування плити на опорах у місцях підрізок: а) ліва опора; б) права опора
Fig.4. Failure type of the end-notched slab at the support: a) left support; b) right support

плиті не було зафіксовано тріщин, ширина розкриття яких перевищувала граничні значення.

Несуча здатність випробуваного зразка плити була вичерпана після прикладення навантаження 1280 кгс/м^2 , що перевищувало контрольне (розрахункове) навантаження з перевірки міцності в 1,6 рази.

Руйнування плити відбулося внаслідок роздроблення бетону стиснутої зони над похилою тріщиною в місцях улаштування підрізок, до досягнення границі текучості (умовної границі текучості) сталі в розтягнутій арматурі, що відповідає крихкому характеру руйнування (рис. 4).

Руйнування плити також супроводжувалося розривом або зруйнуванням анкерування поздовжньої та поперечної арматури на ділянці влаштування підрізки, у верхній, стиснутій зоні плити. При цьому прослизання напруженої стрижневої арматури у нижній, розтягнутій зоні плити не було зафіксовано.

За показами вимірювальних приладів, отриманих на різних ступенях навантаження, були розраховані значення переміщень плити на опорах (И1 – И4) та всередині прогону (П1 і П2), які представлені у таблиці 1.

За цими даними було побудовано графіки переміщення плити на опорах (рис. 5).

Графіки переміщення плити посередині прогону, із урахуванням переміщень на опорах, а саме $[(П1 - (И2 + И4)/2)]$ та $[(П2 - (И1 + И3)/2)]$ наведено на рисунку 6.

Із графіків видно, що значення переміщень плити на опорах при максимальному навантаженні 1280 кгс/м^2 становили від $0,19 \text{ мм}$ до $0,37 \text{ мм}$.

Після прикладання навантаження 800 кгс/м^2 значення переміщення плити у середині прогону не перевищувало 5 мм . Максимальне переміщення плити у середині прогону було зафіксовано після прикладання навантаження 1280 кгс/м^2 і становило $12,15 \text{ мм}$.

Табл. 2. Значення переміщень плити під час випробування

Table 2. Values of the slab's displacement during the test

Ступінь	Навантаження, кгс/м ²	Переміщення, мм·10 ²					
		И ₁	И ₂	И ₃	И ₄	П ₁	П ₂
0	0	-	-	-	-	0	0
1	50	0	0	0	0	-40	-43
2	100	1	-1	-1	-1	-60	-53
3	200	-1	-5	-3	-3	-119	-116
4	300	-2	-8	-5	-5	-164	-139
5	400	-5	-10	-7	-9	-217	-206
6	500	-6	-15	-9	-12	-265	-231
7	600	-9	-19	-12	-16	-324	-295
8	700	-11	-23	-16	-19	-384	-363
9	800	-14	-28	-18	-22	-493	-483
10	1040	-16	-30	-19	-23	-529	-517
11	1280	-19	-37	-13	-29	-1215	-1160

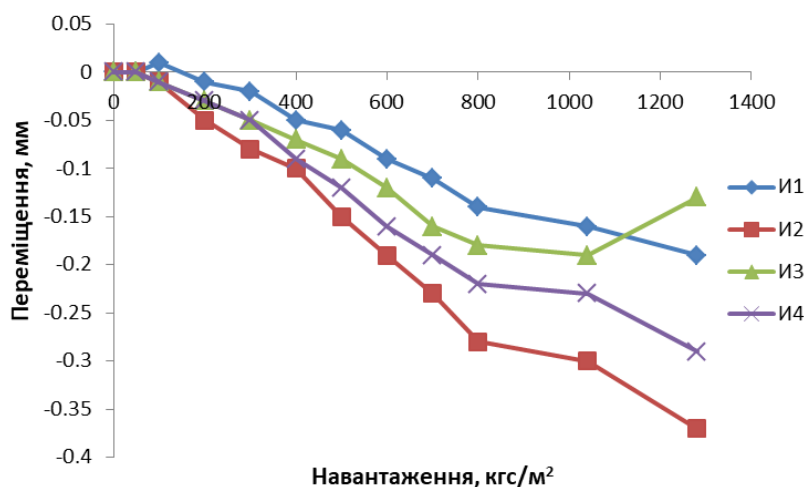


Рис.5. Графік переміщення плити на опорах, мм

Fig.5. Diagram of the slab's displacement at supports, mm

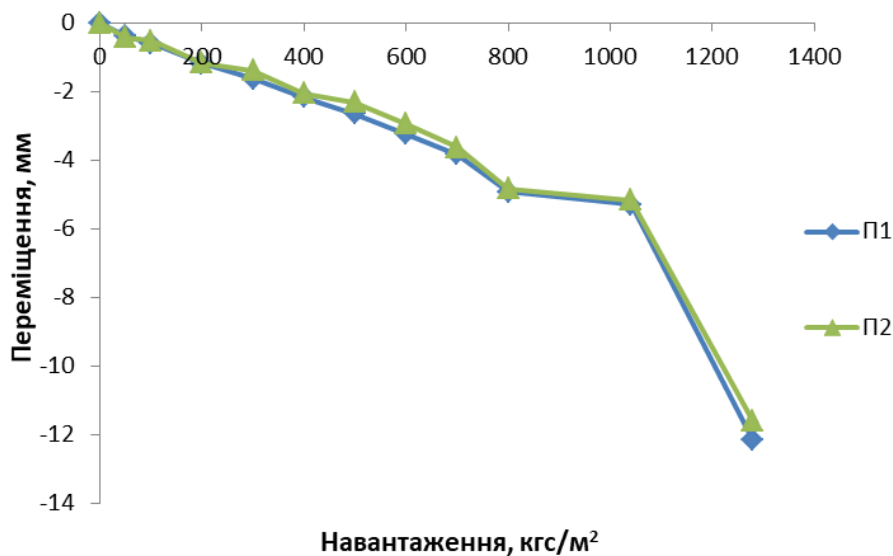


Рис.6. Графік переміщення плити у прогоні, мм
Fig.6. Diagram of the slab's displacement in span, mm

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. За результатами експериментального дослідження роботи круглопустотної залізобетонної попередньо напруженої плити перекриття опалубочного формування ПК56.12-8AtVt із підрізками на дію рівномірно розподіленого вертикального навантаження було зафіксовано таке:

- після прикладання навантаження 800 кгс/м² значення переміщення плити у середині прогону не перевищувало 5 мм;

- максимальне переміщення плити було зафіксовано після прикладання навантаження 1280 кгс/м² і становило 12,15 мм;

- несуча здатність плити була вичерпана при навантаженні 1280 кгс/м², що перевищувало контрольне (розрахункове) навантаження з перевірки міцності в 1,6 рази.

2. Руйнування плити відбулося внаслідок роздроблення бетону стиснутої зони над похилою тріщиною в місцях улаштування підрізок, до досягнення границі текучості (умовної границі текучості) сталі в розтягнутій арматурі, що відповідає крихкому характеру руйнування.

3. Загалом встановлено, що залізобетонна круглопустотна плита перекриття ПК56.12-8AtVt із підрізками відповідає вимогам ДСТУ Б.В.2.6-2 щодо оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – чинні від 2019-01-01. – Київ: Мінрегіон України, 2018. – 36 с.
2. Жарко, Л., Овчар, В., Тарасюк, В., Фесенко, О. До питання міцності і класу бетону на стиск в конструкціях. Наука та будівництво, 23(1), 2020, с. 27-35
<https://doi.org/10.33644/01102>
3. Блоконь, А., Жарко, Л., Овчар, В., Фесенко, О. Випробування нерозрізної залізобетонної балки з консолями та тріщинами підсиленої вуглепластиком. Наука та будівництво, 25(3), 2020, с. 47-54
<https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.5>
4. Бамбура, А., Блоконь, А., Борецька Н., Жарко, Л. Натурні випробування інноваційного рішення збірно-монолітного перекриття з пустотними попередньо напруженими плитами та прихованими ригелями. Наука та будівництво, 2 (12), 2017, с. 19-25
5. Барашиков, А., Колякова В., Блалі М. Экспериментальные исследования трещиностойкости железобетонных балок, усиленных различными материалами." *Міжв. н.-т. зб. наук. праць (будівництво)* 2: 100-105
6. Головка Р., Слюсаренко Ю., Фесенко О. Комплексна оцінка технічного стану перекриття будівлі лікувально-діагностичного

комплексу лікарні «ОХМАТДИТ». Будівельні конструкції. Теорія і практика. – К.: КНУБА, 2020, № 7, с. 32-44

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.32-44>

7. **Syvko I., Syvko R., Selimov A., Tytarenko V., Zharko L., Fesenko O.** Peculiarities of structures inspection by the example of a three-chamber navigation lock in Zaporizhzhia city. Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво / Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка Випуск 2 (51) 2018, с. 132-138

<https://doi.org/10.26906/znp.2018.51.1304>

8. **ДСТУ Б В.2.6-2:2009** Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови. – Чинний від 2010-10-01]. – К.: Мінрегіон України, 2010, 32 с. – (Національний стандарт України).

9. **ДСТУ Б В.2.6-53:2008** Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови. – Чинний від 2010-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2009, 23 с. – (Національний стандарт України).

10. **ДСТУ Б В.2.6-7-95** Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантажуванням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості: (ГОСТ 8829-94). – Чинний від 1996-01-01. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997, 30 с. – (Національний стандарт України).

11. **ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009** Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів. Настанова – Чинний від 2010-10-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010, 108 с. – (Національний стандарт України).

REFERENCES

1. **DBN V.1.2-14:2018.** Zahalni pryntsyupy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud. – chynni vid 2019-01-01. – Kyiv: Minrehion Ukrainy, 2018.—36 s. – (Derzhavni budivelni normy)

2. **Zharko, L., Ovchar, V., Tarasiuk, V., Fesenko, O.** (). Do pytannia mitsnosti i klasu betonu na stysk v konstruktsiiakh. Nauka ta budivnytstvo, 23(1), 2020, s. 27-35. <https://doi.org/10.33644/01102>

3. **Bielokon, A., Zharko, L., Ovchar, V., Fesenko, O.** Vyprobuvannia nerozriznoi

zalizobetonnoi balky z konsoliamy ta trishchynamy pidsylenoi vuhleplastikom. Nauka ta budivnytstvo, 25(3), 2020. s.47-54.

<https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.5>

4. **Bambura, A., Bielokon, A., Boretska N., Zharko, L.** Naturni vyprobuvannia innovatsiinoho rishennia zbirno-monolitnoho perekryttia z pustotnymy poperedno napruzhenymy plytamy ta prykhovanymy ryheliamy. Nauka ta budivnytstvo, 2 (12), 2017, s. 19-25

5. **Barashykov, A., Koliakova V., Blaly M.** Eksperymentalnye yssledovaniya treshchnostoikosty zhelezobetonnykh balok, usylenykh razlychnymy materiyalami" Mizhv. n.-t. zb. nauk. prats (budivnytstvo) 2: 100-105

6. **Holovko R., Sliusarenko Yu., Fesenko O.** Kompleksna otsinka tekhnichnoho stanu perekryttia budivli likuvalno-diahnostychnoho kompleksu likarni «OKhMATDYT». Budivelni konstruktzii. Teoriia i praktyka. – K.: KNUBA, 2020, № 7, s. 32-44

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.32-44>

7. **Syvko I., Syvko R., Selimov A., Tytarenko V., Zharko L., Fesenko O.** Peculiarities of structures inspection by the example of a three-chamber navigation lock in Zaporizhzhia city. Zbirnyk naukovykh prats. Serii: Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo / Poltavskyi natsionalnyi tekhnichniyi universytet imeni Yurii Kondratiuka Vypusk 2 (51) 2018, s.132-.

<https://doi.org/10.26906/znp.2018.51.1304>

8. **DSTU B V.2.6-2:2009** Vyrobny betonni i zalizobetonni. Zahalni tekhnichni umovy. – Chynnyi vid 2010-10-01]. – K.: Minrehion Ukrainy, 2010, 32 s. –

9. **DSTU B V.2.6-53:2008** Plyty perekryttiv zalizobetonni bahatopustotni dlia budivel i sporud. Tekhnichni umovy. – Chynnyi vid 2010-01-01]. – K.: Minrehion Ukrainy, 2009, 23 s.

10. **DSTU B V.2.6-7-95** Vyrobny budivelni betonni ta zalizobetonni zbirni. Metody vyprobuvan navantazhuvanniam. Pravyla otsinky mitsnosti, zhorstkosti ta trishchynostiikosti: (HOST 8829-94). – Chynnyi vid 1996-01-01. – K.: Derzhavnyi komitet Ukrainy u spravakh misto-buduvannia i arkhitektury, 1997, 30 s. –

11. **DSTU-N B V.1.3-1:2009** Vykonannia vymiriuvan, rozrakhunok ta kontrol tochnosti heometrychnykh parametriv. Nastanova – Chynnyi vid 2010-10-01. – K.: Minrehionbud Ukrainy, 2010, 108 s.

TESTING OF HOLLOW-CORE END-NOTCHED FLOOR SLAB

*Andrii BIELOKON, Lyudmila ZHARKO,
Victor OVCHAR, Oleg FESENKO*

Abstract. This paper examines the test results of a hollow-core reinforced concrete prestressed end-notched floor slab of formwork formation subjected to uniformly distributed load.

The research of the end-notched slab was carrying out in the testing hall of the State Enterprise "State Research Institute of Building Structures" according to the procedure of standard DSTU B B.2.6-7.

Vertical uniformly distributed load was applied to the end-notched slab with cross-rails and support fixtures for loading, with hydraulic jacks and pumping station equipped with force meter.

The end-notched slab was subjected to step-by-step loading with load steps of 100 kgf/m^2 .

Inspection of the surface of the end-notched slab in the test area, with recording in the register of measurement results of displacements and potential damages was carried out after every loading step.

Vertical displacements of the end-notched slab corners were measured with four clock type indicators ICH-10. Vertical displacements of the middle slab span were measured with two deflectometers 6PAO. The middle span deflection of the end-notched slab was calculated considering corner displacements.

Based on the results of research, it was established that before applying the load of 800 kg/m^2 there were not detected cracks the opening width of which exceeded the limit values.

The loss of loadbearing capacity of the end-notched slab was detected after the load of 1280 kgf/m^2 , which exceeded the design load by 1.6 times. The end-notched slab collapsed due to loss of shear resistance.

According to the test results, it was established that hollow-core reinforced concrete prestressed end-notched floor slab meets the requirements of strength, stiffness and crack resistance.

Keywords: hollow-core reinforced concrete end-notched floor slab; tests with evenly distributed load; destructive load; nature of destruction; deflection; load-bearing capacity; rigidity; crack resistance.

Стаття надійшла до редакції 06.06.2022

АНАЛІЗ ФАЙЛІВ ФОРМАТУ STL ЯК ВХІДНИХ ДАНИХ ДЛЯ СИСТЕМ ШВИДКОГО ПРОТОТИПУВАННЯ

Віталій ГУСЄВ¹, Тетяна НІКІФОРОВА²

^{1,2} Придніпровська державна академія будівництва та архітектури
24-а, вул. Чернишевського, Дніпро, Україна, 49005

¹husievvitalii@gmail.com, <https://orcid.org/0000-0001-6813-9824>

²nikiforova.tetiana@pdaba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-0688-2759>

Анотація. Моделювання будівельних конструкцій методом пошарового наплавлення (Fused Deposition Modeling – FDM) є одним із найпопулярніших методів адитивного виробництва, який використовує процедуру нашарування для створення 3D-моделей шар за шаром.

Оскільки шари є складовими тривимірної конструкції, сам процес нарізання шарів може безпосередньо впливати на обробку поверхні та механічні властивості конструкції, що є двома основними недоліками FDM. У зв'язку з цим, дослідження різних алго-ритмів нарізки може поглибити розуміння проблем і прогалин у FDM, що допоможе покращити якість 3D-друкованих будівельних об'єктів.

Алгоритми нарізки, що розроблені для технології FDM, поділяються на дві основні групи: планарні та непланарні. Необхідно проводити складні алгоритмічні обчислення, щоб дати змогу принтеру розгорнути багатоосову площину та неплоскості, що є недоліком цих передових методів.

У статті розглянуті основні принципи слайсенгу та умовно окреслені можливі складнощі, що виникають під час реалізації технології FDMA також детально описана структура файлу формату STL у бінарному та ASCII (англ. American standard code for information interchange) форматах.

Досліджені на сформовані загальні характеристики та обмеження формату файлів STL.

Наведений опис методів класичного слайсенгу моделі та механізми реалізації більш специфічних задач. Представлено актуальні виклики та перспективні розв'язки проблеми.

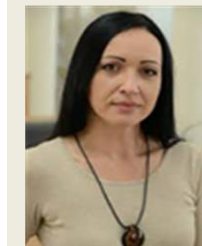
© В. ГУСЄВ, Т. НІКІФОРОВА, 2022

ментів і готових вузлів [1, 2]. Тривимірний друк використовує цифрові вхідні дані з



Віталій ГУСЄВ

аспірант кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій



Тетяна НІКІФОРОВА

декан будівельного факультету,
д.т.н., професорка

Ключові слова. Будівельні об'єкти; 3-D друк; STL-файли; САПР; 3D-моделювання; формат ASCII; метод пошарового наплавлення.

ВСТУП

Тривимірний друк – це високотехнологічний крок у розвитку швидкого прототипування у будівельній галузі.

Моделювання будівель і споруд, будівельних конструкцій та виробів методом пошарового наплавлення скорочує час і вартість проектування і полегшує пряме танепряме будівельне виробництво, створюючи фактичні будівельні об'єкти безпосередньо з цифрового введення, що робить можливим доставку найширшого доступного асортименту конструктивних еле-

ментів і готових вузлів [1, 2]. Тривимірний друк використовує цифрові вхідні дані з

пошарового процесу. Простий у використанні, доступний за ціною та компактний для виробничого розгортання, 3-D друк широко використовується дизайнерами, інженерами для розробки концепцій і дизайну продукту, що прискорює процес проектування та скорочення часу спорудження об'єкту будівництва та введення його в експлуатацію. Останніми роками 3D-друк і 3D-принтери стали фінансово доступними для малого та середнього бізнесу, тим самим виводячи цей процес на масовий рівень виробництва та застосування у будівельній практиці. 3D-принтери також пропонують величезний потенціал для виробничих застосувань. Ця технологія знаходить широке застосування у реалізації та відтворенні складних будівельних моделей та конструкцій.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

STL-файли, що створені системами 3D-моделювання, містять трикутне представлення поверхонь і стали стандартом для введення даних в технологіях швидкого прототипування.

У цих технологіях фізичні об'єкти створюються шар за шаром, кожен шар є двовимірним перерізом тривимірної сітки у форматі STL.

У сучасних системах САПР мозаїка поверхні часто закінчується помилками в структурі даних у вигляді прогалів і дірок, що призводить до відкритих петель у поперечних перерізах, які не можуть бути виготовлені як шари.

Однак з таким представленням у вигляді трикутних сіток, виникають дві великі проблеми [5, 6].

Одна з труднощів полягає в тому, що багато сучасних твердотільних моделей не створюють топологічно правильних мозаїк. Помилки, такі як прогалів та численні грані, призводять до неправильних поперечних перерізів, які не можуть бути виготовлені як шари. За останнє десятиліття багато дослідницьких груп працювали над спрощенням поверхні та опублікували багато робіт на цю тему.

Алгоритми спрощення сітки зменшують кількість трикутників у даній моделі, мінімально змінюючи її геометричну форму. Інша проблема полягає у високій складності таких сіток. Моделі з мільйонами трикутників часто вимагають більше ніж доступне сховище та тривалий час обробки. Тому, зменшення складності поверхневих сіток є обов'язковою вимогою для роботи з такими представленнями моделей.

Під час тесселяції в сітці дискретизації можуть виникнути численні проблеми з викривленням форми [3, 4]. Тому розробка дискретних алгоритмів для трикутних сіток з метою згладжування форми є ще однією центральною проблемою.

Такі алгоритми використовують результати та методи диференціальної геометрії, варіаційного дизайну поверхні та числового аналізу та знаходять застосування в багатьох областях.

Однак дуже мало робіт стосуються виявлення та виправлення топологічних помилок і побудови відповідних структур даних над трикутною сіткою, які також містять топологічну інформацію.

ВИКЛАДЕННЯ ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

STL – це формат файлу, який широко використовується для програмного забезпечення САПР у стерео літографії, створеного компанією 3D Systems Inc.

Цей формат файлу підтримується багатьма іншими програмними пакетами; він використовується для швидкого прототипування та автоматизованого виробництва. Файли STL описують лише геометрію поверхні тривимірного об'єкта без будь-якого представлення кольору, текстури чи інших загальних атрибутів моделі САПР. Формат STL визначає як ASCII, так і двійкове представлення. Двійкові файли є більш поширені, оскільки вони більш компактні [7].

Файл STL описує неструктуровану тріангульовану поверхню за допомогою одиначної нормалі та вершин (упорядкованих за правилом правої руки) трикутників із використанням тривимірної декартової системи координат.

Файл складається з набору трикутників, які можна апроксимувати з певною точністю для будь-якої поверхні. Поверхня задається набором трикутників, кожен з яких задається трьома вершинами і вектором нормалі, що однозначно задає положення трикутника в просторі.

Чим менші за розміром трикутники, тим краще з їх допомогою можна апроксимувати поверхню, відповідно зростає кількість трикутників в моделі [8, 9].

Інформація у STL файлах може бути записана в ASCII форматі або в бінарному форматі.

Кожен з цих форматів має свої переваги та недоліки. З файлом формату ASCII легше працювати, оскільки інформація в файлі зберігається у придатному до читання людині форматі.

В свою чергу, та ж інформація в бінарному форматі буде займати значно менше місця на дисковому просторі, але потребує конвертації з бінарного формату та знань про структуру файлу [10].

Сферична поверхня досить точно задана декількома тисячами трикутників, які містять достатньо інформації для відтворення зображення фігури на екрані (рис. 1).

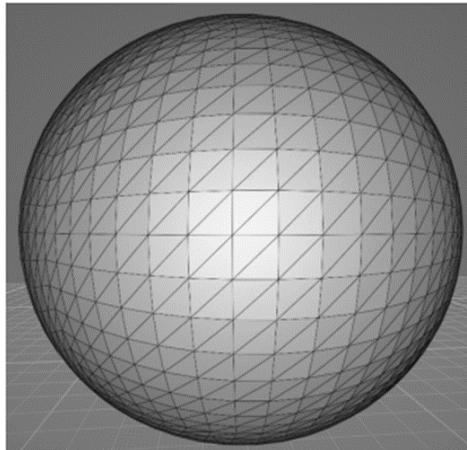


Рис. 1 Тривимірна модель в форматі STL

Fig. 1 Three-dimensional model in .STL format

Структура файлу STL в форматі ASCII дає можливість розібратися з форматом

файлу не шукаючи при цьому додаткової літератури.

```
solid Wall
  facet normal -1.000000e+000 0.000000e+000 0.000000e+000
    outer loop
      vertex 0.000000e+000 0.000000e+000 2.000000e+002
      vertex 0.000000e+000 1.000000e+002 2.000000e+002
      vertex 0.000000e+000 0.000000e+000 0.000000e+000
    endloop
  endfacet
  ...
endsolid
```

Рис. 2. Структура STL файлу в форматі ASCII

Fig. 2. The structure of the STL file in ASCII format

Кожен структурний елемент позначається окремими ключовим словом: *solid* – початок моделі, *facet normal* – вектор *outer*

нормалі трикутника (заданий трьома координатами), *loop* – початок циклу перебору вершин трикутника, *vertex* – вершина трикутника (задана трьома координатами), *end*

loop – кінець циклу перебору вершин трикутника, endfacet – кінець опису одного трикутника, endsolid – кінець опису моделі (рис. 2).

Бінарний формат має іншу структуру файлу (рис. 3). Перші 80 байт відводяться на зберігання назви моделі. Потім вказується кількість трикутників моделі (4 байти). Далі описується масив трикутників по 50 байт на

```

UINT8[80]      - Header
UINT32         - Number of triangles

for each triangle
  REAL32[3]    - Normal vector
  REAL32[3]    - Vertex 1
  REAL32[3]    - Vertex 2
  REAL32[3]    - Vertex 3
  UINT16       - Attribute byte count
end

```

Рис. 3 Структура .STL файлу у бінарному форматі
Fig. 3 The structure of the .STL file in ASCII format

Після дванадцятого числа з плаваючою точкою йде двобайтове «коротке» ціле число без знаку, яке є «підрахунком байтів атрибута» – у стандартному форматі це має бути нуль, оскільки більшість програм не розуміє нічого іншого.

Нормаль фасету має бути одиничним вектором, спрямованим назовні від суцільного об'єкта і в ASCII форматі, і в двійковій версії STL формату. У більшості програм це може бути встановлено на (0,0,0), і програмне забезпечення автоматично обчислить

трикутник (12 байт на нормаль, по 12 байт на кожну вершину та 2 байти на зберігання кольору).

Кожен трикутник описується дванадцятьма 32-розрядними числами з плаваючою комою: три для нормалі, а потім три для координати X/Y/Z кожної вершини – як і у версії ASCII STL [11].

нормаль на основі порядку вершин трикутника за допомогою «правила правої руки» [12, 13].

Також, слід забезпечити як нормальну грань, так і відповідний порядок вершин – навіть якщо це, здається зайвим. Деякі програми використовують нормаль для ефектів затінення, тому «нормалі», перелічені у файлі, не є нормальми справжніх граней. Слід дотримуватися правила від вершини до вершини (рис. 4).

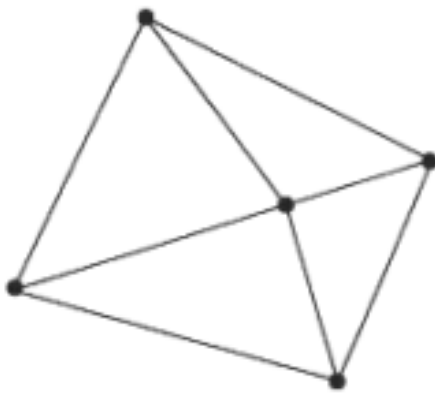


Рис. 4 Правило від вершини до вершини
Fig. 4 The vertex-to-vertex rule

Кожен трикутник повинен мати дві вершини з кожним із сусідніх трикутників. Іншими словами, вершина одного трикутника не може лежати на стороні іншого.

Необхідно завжди дотримуватися загальних характеристик та враховувати обмеження формату файлів STL [15, 16].

Для 3D-принтерів, які можуть створити будь-яку об'ємну форму у вигляді серії зрізів, потрібна серія замкнутих двовимірних контурів, які заповнюються твердим матеріалом, оскільки шари зливаються разом.

Природним форматом файлу для такої машини буде серія замкнутих багатокутників, що відповідають різним Z-значенням. Однак, оскільки можна змінювати товщину шару для швидшої, але менш точної побудови, значно простіше визначити модель, яку потрібно побудувати, як замкнутий багатогранник, який можна розрізати на необхідних горизонтальних рівнях.

Можна стверджувати, що формат файлу STL, здатний визначити багатогранник із будь-якою багатокутною гранню але на практиці він використовується лише для трикутників, це означає, що значна частина синтаксису файлу є зайвою. Крім того, значення нормалі не потрібне, оскільки це є пряме обчислення координат трикутника з орієнтацією що контролюється за правилом правої руки.

Файли STL мають бути замкнутими та з'єднаними як комбінаторна поверхня, де кожне ребро трикутника є ребром двох суміжних трикутників. Оскільки синтаксис не передбачає застосування цієї властивості, її можна ігнорувати для програм, де близькість не має значення [14].

Близькість має значення лише в тому випадку, коли програмне забезпечення, яке розрізає трикутники, вимагає, щоб воно гарантувало замкнутість двовимірних полігонів. Іноді, таке програмне забезпечення можна написати для усунення невеликих розбіжностей шляхом переміщення кінцевих точок ребер, які знаходяться близько одна до одної, щоб вони збігалися. Результати непередбачувані, але часто цього достатньо, щоб отримати шуканий результат.

Очевидно, є багато можливостей для «вдосконалення» цього формату файлу, який у його нинішньому вигляді є нічим іншим, як переліком груп із 9 (або 12) чисел з плаваючою комою, вбудованих у якийсь непотрібний синтаксис. Оскільки кожна вершина в середньому буде використовуватися в шести різних трикутниках, значну економію пам'яті можна отримати, перерахувавши всі точки в таблиці на початку файлу, і закінчивши списком визначень трикутників, що складається з триплетів цілих чисел, які посилаються на цю таблицю. Однак для генерації одного контурного зрізу за допомогою дуже легкого програмного забезпечення на комп'ютері з невеликим об'ємом пам'яті цей формат є ідеальним, оскільки його можна обробити за один прохід, незалежно від розміру файлу [17].

Класичний підхід до слайсингу моделі полягає в пошуку ліній перетину між ріжучою площиною та площинами набору трикутників моделі. Площина обраного трикутника може перетинатися з ріжучою площиною одним з 5 способів: ріжуча площина перетинає ребро і проходить через вершину, проходить по ребру, проходить через одну вершину, перетинає два ребра трикутника або трикутник лежить на площині перетину [18].

Ріжуча площина підіймається вгору з рівним кроком доки не досягне найвищої точки моделі. Після кожної ітерації отримуємо один або декілька замкнутих контурів, що формуються з набору отриманих ліній перетину.

Для збільшення точності фізичної моделі заповнюємо пустоти в середині моделі обраним патерном (рис. 5). Сітка патерну заповнює все поле для друку, а межі обраної моделі обрізають патерн, залишаючи лише частину сітки, що знаходиться всередині моделі.

Наступним кроком є генерація шляху руху екструдера для друку моделі матеріалом для друку.

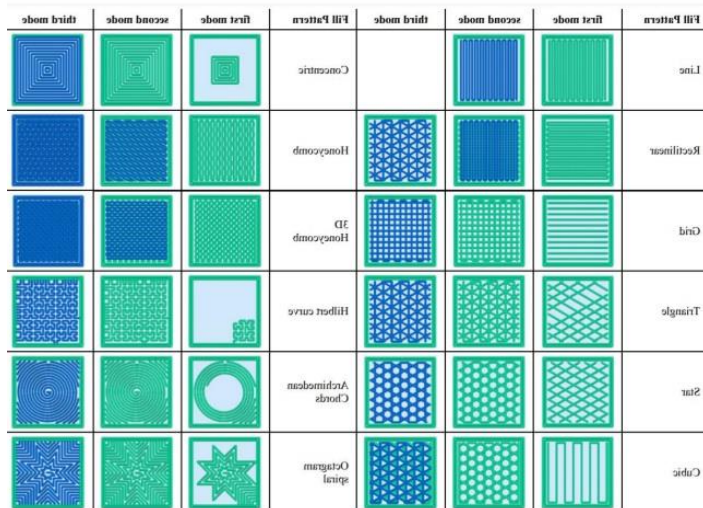


Рис. 5 Набір стандартних патернів заповнення
Fig. 5 A set of standard fill patterns

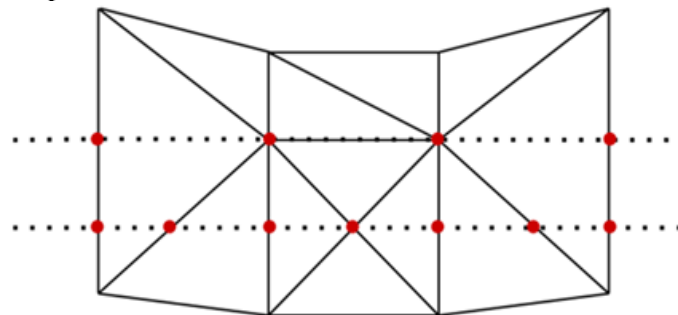


Рис. 6. Перетин ріжучої площини з трикутниками моделі
Fig. 6. Intersection of the cutting plane with the triangles of the model

На рис. 6 пунктиром зображено ріжучі площини, а червоним позначено точку перетину цих площин з трикутними гранями моделі.

Пунктирні лінії між червоними точками і є лініями контурів для подальшого їх заповнення.

В дослідженні впливу обраного патерну на механічні властивості надрукованих елементів було виявлено, що обраний патерн та відсоток заповнення впливає на механічні властивості фігури. Те, як лінії патерну перетинаються один з одним і забезпечує міцність.

Спочатку друкуються контури фігури, потім вже заповнюється порожнини між стінками фігури [19]. Патерн, що однотипно повторюється просто обрізається стінками моделі. Таким чином, отримуємо заповнення лише всередині моделі. Такий спосіб генерації заповнення є рентабельним при друці пластиком і забезпечує можливість

використання однотипних патернів на різних моделях. Досить широкий набір патернів дає можливість вибрати потрібний патерн в залежності від задач.

Існує також швидший алгоритм нарізання мешу (меш-об'єкти Blender – це тривимірні геометричні примітиви, на основі яких створюють більш складні зображення) на шари.

Суть покращеного алгоритму нарізання полягає в тому, що період нарізання залежить від швидкості зміни моделі.

Тобто, якщо модель не змінюється висоту, то використовуємо дані попереднього шару, а якщо змінюється інтенсивно, то нарізаємо модель частіше [20, 21]. Такий підхід дозволяє точніше відтворити фігуру, якщо 3D принтер дозволяє надрукувати шар потрібним розміром. Таким чином отримуємо більшу точність там, де модель інтенсивно змінюється. Але, якщо модель змінюється плавно, то накопчується незначне відхилення від реальних розмірів моделі.

Існують також методи слайсингу для більш специфічних задач. Наприклад, існує метод сферичного слайсингу, який ідеально підходить для слайсингу сфероподібних об'єктів. Метод передбачає, що нарізання моделі відбувається сферичними площинами різного радіусу починаючи від центра моделі. Відтворити згенерований набір інструкцій зможе лише принтер на основі робота-маніпулятора.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

На даний час існує необхідність дослідження детального огляду методів дискретного моделювання поверхні, які необхідні для швидкого створення прототипів, таких як керування файлами STL, аналіз трикутної сітки у форматі STL для виявлення та усунення топологічних дефектів, побудова відповідних структур даних для опису форми і згладжування сіток.

На сьогодні виконаний аналіз літературних джерел, які зосереджені на геометрії цих проблем, і які представляють математичні інструменти. Для подальших досліджень необхідно дослідити на практичному рівні прийоми керування трикутними сітками. У процесі трансформації моделі STL може бути багато помилок даних, таких як отвір, тріщина, відсутня позиція, зворотний нормальний вектор, надмірність тощо, що пояснюється наявністю помилки опції даних і можливістю відсутності трикутника.

Це може спричинити відхилення у наступному швидкому прототипуванні та вплинути на застосування моделей STL.

Необхідно отримати на практичному досліді відношення точок, ребер і поверхонь шляхом створення топології для моделі STL, а також математично описати структуру даних графа, який представляє ребра в одному трикутнику та на основі різних характеристик помилок розробити алгоритми їх усунення.

Помилки отворів можна виправити шляхом додавання трикутників, які створюються точками, записаними в алгоритм пе-

ревірки отворів на основі принципу мінімального кута, тріщини можна виправити, змінивши координату точки. За допомогою різних додатків на основі мови програмування C++ (як приклад, Microsoft Visual C++) розробити систему перевірки помилок.

ЛІТЕРАТУРА

1. **3d Printing** Trends in Building and Construction Industry / P. Mehar et al. *International Journal of Scientific Research in Science and Technology*. 2020. P. 314–319.
2. **A critical review** of 3D printing and digital manufacturing in construction engineering / M. H. Ali et al. *Rapid Prototyping Journal*. 2022.
3. **El-Sayegh S., Romdhane L., Manjikian S.** A critical review of 3D printing in construction: benefits, challenges, and risks. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*. 2020. Vol. 20, no. 2.
4. **Galantucci L. M., Percoco G., Dal Maso U.** A volumetric approach for STL generation from 3D scanned products. *Journal of Materials Processing Technology*. 2008. Vol. 204, no. 1-3. P. 403–411.
5. **Huang L. L., Zhang X. W.** Automatic Identification of Features from CAD Models Based on STL Files. *Applied Mechanics and Materials*. 2012. Vol. 220-223. P. 2524–2527.
6. **Huang S. H., Zhang L. C., Han M.** An Effective Error-Tolerance Slicing Algorithm for STL Files. *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*. 2002. Vol. 20, no. 5. P. 363–367.
7. **Koc B., Ma Y., Lee Y.** Smoothing STL files by Max-Fit biarc curves for rapid prototyping. *Rapid Prototyping Journal*. 2000. Vol. 6, no. 3. P. 186–205.
8. **Kumar A. V.** A review paper on 3d-printing and various processes used in the 3d-printing. *International journal of scientific research in engineering and management*. 2022. Vol. 06, no. 05.
9. **Leong K. F., Chua C. K., Ng Y. M.** A study of stereolithography file errors and repair. Part 1. Generic solution. *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*. 1996. Vol. 12, no. 6. P. 407–414.
10. **Leong K. F., Chua C. K., Ng Y. M.** A study of stereolithography file errors and repair. Part 2. Special cases. *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*. 1996. Vol. 12, no. 6. P. 415–422.

11. **Life cycle assessment of a concrete** 3D printing process / C. Roux et al. *The International Journal of Life Cycle Assessment*. 2022.
12. **Nayyeri P., Zareinia K., Bougherara H.** Planar and nonplanar slicing algorithms for fused deposition modeling technology: a critical review. *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*. 2022. Vol. 119, no. 5-6. P. 2785–2810.
13. **Nebrida J. A.** Automated Onsite Construction: 3D Printing Technology. *Journal of Engineering Research and Reports*. 2022. P. 47–55.
14. **Robotics technologies** aided for 3D printing in construction: a review / Z. Xu et al. *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*. 2021. Vol. 118, no. 11-12. P. 3559–3574.
15. **STL file generation** from measured point data by segmentation and Delaunay triangulation / S.-H. Lee et al. *Computer-Aided Design*. 2002. Vol. 34, no. 10. P. 691–704.
16. **Szilvsi-Nagy M., Mátyási G.** Analysis of STL files. *Mathematical and Computer Modelling*. 2003. Vol. 38, no. 7-9. P. 945–960.
17. **Taufik M., Jain P. K.** On the achieving uniform finishing allowance through identifying shape deviation for additive manufacturing. *Australian Journal of Mechanical Engineering*. 2021. P. 1–19.
18. **Umaras E., Tsuzuki M. S. G.** Additive Manufacturing - Considerations on Geometric Accuracy and Factors of Influence. *IFAC-PapersOnLine*. 2017. Vol. 50, no. 1. P. 14940–14945.
19. **Yu W., Nie Z., Lin Y.** Research on the slicing method with equal thickness and low redundancy based on STL files. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*. 2021. Vol. 44, no. 5. P. 469–477.
20. **Zhang Z., Joshi S.** An improved slicing algorithm with efficient contour construction using STL files. *The international journal of advanced manufacturing technology*. 2015. Vol. 80, no. 5-8. P. 1347–1362.
21. **Гусєв В. О., Нікіфорова Т. Д.** Дослідження етапів перетворення об'ємної моделі виробу в керуючий код для 3D-принтера в контексті автоматизованого будівництва технології 3D – друку. *Український журнал будівництва та архітектури*. – 2022. – №4. – С. 38-45. DOI:10.30838/J.BPSACEA.2312.250822.38.876
2. **A critical review of 3D printing** and digital manufacturing in construction engineering / M. H. Ali et al. *Rapid Prototyping Journal*. 2022.
3. **El-Sayegh S., Romdhane L., Manjikian S.** A critical review of 3D printing in construction: benefits, challenges, and risks. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*. 2020. Vol. 20, no. 2.
4. **Galantucci L. M., Percoco G., Dal Maso U.** A volumetric approach for STL generation from 3D scanned products. *Journal of Materials Processing Technology*. 2008. Vol. 204, no. 1-3. P. 403–411.
5. **Huang L. L., Zhang X. W.** Automatic Identification of Features from CAD Models Based on STL Files. *Applied Mechanics and Materials*. 2012. Vol. 220-223. P. 2524–2527.
6. **Huang S. H., Zhang L. C., Han M.** An Effective Error-Tolerance Slicing Algorithm for STL Files. *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*. 2002. Vol. 20, no. 5. P. 363–367.
7. **Koc B., Ma Y., Lee Y.** Smoothing STL files by Max-Fit biarc curves for rapid prototyping. *Rapid Prototyping Journal*. 2000. Vol. 6, no. 3. P. 186–205.
8. **Kumar A. V.** A review paper on 3d-printing and various processes used in the 3d-printing. *International journal of scientific research in engineering and management*. 2022. Vol. 06, no. 05.
9. **Leong K. F., Chua C. K., Ng Y. M.** A study of stereolithography file errors and repair. Part 1. Generic solution. *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*. 1996. Vol. 12, no. 6. P. 407–414.
10. **Leong K. F., Chua C. K., Ng Y. M.** A study of stereolithography file errors and repair. Part 2. Special cases. *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*. 1996. Vol. 12, no. 6. P. 415–422.
11. **Life cycle assessment of a concrete** 3D printing process / C. Roux et al. *The International Journal of Life Cycle Assessment*. 2022.
12. **Nayyeri P., Zareinia K., Bougherara H.** Planar and nonplanar slicing algorithms for fused deposition modeling technology: a critical review. *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*. 2022. Vol. 119, no. 5-6. P. 2785–2810.
13. **Nebrida J. A.** Automated Onsite Construction: 3D Printing Technology. *Journal of Engineering*

REFERENCES

1. **3d Printing Trends** in Building and

Research and Reports. 2022. P. 47–55.

14. **Robotics technologies aided** for 3D printing in construction: a review / Z. Xu et al. *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*. 2021. Vol. 118, no. 11-12. P. 3559–3574.
15. **STL file generation** from measured point data by segmentation and Delaunay triangulation / S.-H. Lee et al. *Computer-Aided Design*. 2002. Vol. 34, no. 10. P. 691–704.
16. **Szilvsi-Nagy M., Mátyási G.** Analysis of STL files. *Mathematical and Computer Modelling*. 2003. Vol. 38, no. 7-9. P. 945–960.
17. **Taufik M., Jain P. K.** On the achieving uniform finishing allowance through identifying shape deviation for additive manufacturing. *Australian Journal of Mechanical Engineering*. 2021. P. 1–19.
18. **Umaras E., Tsuzuki M. S. G.** Additive Manufacturing - Considerations on Geometric Accuracy and Factors of Influence. *IFAC-PapersOnLine*. 2017. Vol. 50, no. 1. P. 14940–14945.
19. **Yu W., Nie Z., Lin Y.** Research on the slicing method with equal thickness and low redundancy based on STL files. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*. 2021. Vol. 44, no. 5. P. 469–477.
20. **Zhang Z., Joshi S.** An improved slicing algorithm with efficient contour construction using STL files. *The international journal of advanced manufacturing technology*. 2015. Vol. 80, no. 5-8. P. 1347–1362.
21. **Husiev V. O., Nikiforova T. D.** Doslidzhennia etapiv peretvorenna ob'iemnoi modeli vyrobu v ke-ruiuchy kod dlia 3D-pryntera v konteksti avtoma-tyzovanoho budivnytstva tekhnolohii 3D – druku. *Ukrainskyi zhurnal budivnytstva ta arkhitektury*. – 2022. – №4. – S. 38-45.
DOI:10.30838/J.BPSACEA.2312.250822.38.876

ANALYSIS OF STL FILES AS INPUT DATA FOR RAPID PROTOTYPING SYSTEMS

*Vitalii HUSIEV
Tetiana NIKIFOROVA*

Summary. Since layers are components of a three-dimensional structure, the very process of cutting layers can directly affect the surface finish and mechanical properties of the structure, which are the two main disadvantages of FDM.

In this regard, the study of different slicing algorithms can deepen the understanding of problems and gaps in FDM, which will help improve the quality of 3D printed building objects.

Cutting algorithms developed for FDM technology are divided into two main groups: planar and non-planar. Complex algorithmic calculations are required to enable the printer to deploy multi-axis plane and non-plane, which is a drawback of these advanced methods.

The article discusses the basic principles of slicing and conditionally outlines the possible difficulties that arise during the implementation of FDM technology, and also describes in detail the structure of the STL format file in binary and ASCII (English American standard code for information interchange) formats.

The general characteristics and limitations of the STL file format were studied.

The description of methods of classic slicing of the model and the mechanisms of implementation of more specific tasks are given.

Current challenges and promising solutions to the problem are presented.

Keywords. Building objects, 3D printing, STL files, CAD, 3D modeling, ASCII format, fused deposition modeling

Стаття надійшла до редакції 12.11.2022 р.

ВПЛИВ ШВИДКОСТІ ОХОЛОДЖЕННЯ БАЗАЛЬТОВИХ РОЗПЛАВІВ НА МІЦНІСТЬ НЕПЕРЕРВНИХ ВОЛОКОН В ПРОЦЕСІ ЇХ ФОРМУВАННЯ*Оксана БЕРДНИК¹, Алла МАЙСТРЕНКО², Наталія АМЕЛІНА³,*^{1,2,3}Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037¹kсениareznik87@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-5321-3518>²al-mais@meta.ua, <http://orcid.org/0000-0002-1152-995X>³navd1@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-3076-8120>

Анотація. Проблеми оптимізації процесу витягування базальтових волокон з філь'єри з метою підвищення їх міцності досить актуальна тема на сьогоднішній день. Для з'ясування зв'язку між механічними показниками волокон і термічними характеристиками розплаву базальту в процесі витягування проведено комплекс експериментальних та теоретичних досліджень. Оцінку швидкості охолодження струменя розплаву на стадії склування проведено із застосуванням математичної моделі, яка адекватно описує умови теплообміну в процесі витягування волокна. Показано, що міцність волокна пропорційна швидкості охолодження розплаву, яка залежить від початкових умов витягування.

Результати дослідження можна розглядати як теоретичні основи для вибору і керування технологічними параметрами виробництва скляних та базальтових волокон. Волокнисті матеріали різного цільового призначення, отримані з базальтових неперервних волокон, володіють високими фізико-хімічними характеристиками, за якими поступаються лише дорівартісним композиціям на основі вуглецевих і карбідкремнієвих волокон. Базальтові неперервні волокна характеризуються підвищеними показниками міцності і модуля пружності. За міцнісними властивостями неперервні базальтові волокна порівнюються з скляними волокнами, а за модулем

**Оксана БЕРДНИК**

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

**Алла МАЙСТРЕНКО**

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

**Наталія АМЕЛІНА**

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

пружності перевершують їх. Можливість керування властивостями волокон при виробництві базальтових волокон є важливим етапом на шляху вдосконалення і оптимізації технології їх виробництва.

Отримання базальтових волокон з високими значеннями міцності і модуля пружності потребує розуміння основних факторів, які впливають

на ці параметри. В першу чергу хімічний і мінералогічний склад вихідної сировини.

Ключові слова. Базальтовий розплав; швидкість охолодження; неперервні волокна; міцність; параметри процесу формування.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Сучасні технології виробництва силікатних безперервних волокон використовують фільтрний спосіб їх отримання, оскільки при формуванні волокон з фільтр, як показує практика, утворюється значно менше поверхневих дефектів і трищин, що, як результат, забезпечує їх високу міцність.

Скляні волокна, в тому числі і базальтові, володіють суттєво високою міцністю в порівнянні з масивними стеклами. Це пояснюється ефектом «заморожування» ізотропної структури високотемпературного розплаву скла в процесі формування волокна, що обумовлено різким переходом від рівноважної до нерівноважної структури при швидкому охолодженні і одночасно сильною динамічною взаємодією в процесі витяжки волокна [1].

На стадії утворення скловидної фази розплаву, коли аморфна речовина в інтервалі температур 20-30°C плавно переходить із рідкого стану в твердий, характерний час зміни температури і механічних напружень стає менше часу релаксації молекулярних процесів в рідині через суттєве збільшення в'язкості в процесі охолодження [1-3]. Досягнення в процесі формування волокна достатньо високої швидкості охолодження струї розплаву, що перевищує швидкість релаксаційних процесів, сприяє зниженню інтенсивності утворення і росту кристалічних новоутворень [1, 2].

Мікрокристали в аморфному склі розглядаються як потенційні центри мікро і макротріщин і як основна причина виникнення дефектів. Кристалізаційна здатність стекло є негативною властивістю, так як призводить до руйнування гомогенної аморфної структури, що, в кінцевому варіанті знижує механічну міцність скляних і базальтових волокон. відмічено, що присутність мікрокриста-

лів у розплаві, однакового діаметру з діаметром волокна, викликає зниження його міцності до 40% [2].

Відомо, що зі зниженням діаметру і зі збільшенням довжини бази скляних і базальтових волокон їх міцність суттєво підвищується. Можливі причини високої міцності волокон малого діаметру широко обговорюються в літературі на рівні гіпотез [1, 4], однак природа і фізичні механізми цього взаємозв'язку до теперішнього часу не встановлено.

Дослідження міцності і інших механічних властивостей силікатних волокон в залежності від умов формування і вибору оптимального режиму формування є досить важливою прикладною задачею. В той же час ця проблема являє собою зацікавленість з наукової точки зору, оскільки дає можливість отримати нову інформацію про фізику скла і про кінетику процесу утворення скловидної фази аморфних речовин. Поряд з експериментальними методами досліджень необхідним інструментом для вивчення складних теплофізичних і реологічних явищ в процесі формування елементарного базальтового волокна є методи математичного моделювання з використанням сучасного програмного забезпечення [6-8].

Розроблені різними авторами математичні моделі формування волокон і отримання на їх основі досить корисна інформація відносно геометрії струменя, температурного поля в струмені і умов теплообміну доводять ефективність і перспективність чисельних методів при вирішенні такого роду задач.

Разом з тим, на сьогоднішній день не розглядається явище утворення мікрокристалів в розплаві і відсутній чисельний аналіз впливу швидкості охолодження розплаву на кінетику процесів кристалізації і на закономірності протікання стадії утворення скловидної фази.

Ціллю даного дослідження є визначення оптимальних режимів охолодження струменя розплаву в процесі формування базальтового волокна і визначення основних фак-

торів, які забезпечують підвищення міцності волокна при високій швидкості охолодження.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Згідно досліджень [6] показано, що міцність базальтових волокон залежить від їх хімічного складу і умов обробки, а також розчинів кислот. Підвищення температури розчину кислоти пришвидшує процес вилугування, що супроводжується гідротермальним старінням скелету волокна, по аналогії з гідротермальним старінням силікагелів. Збільшення вмісту оксиду SiO_2 завжди сприяє підвищенню стійкості волокон до дії лугів і кислот, тим самим підвищуючи міцність самого волокна і підвищувати його технологічні характеристики.

Авторами [5] показав, що термообробка базальтового волокна при температурі 800°C , різко підвищує його кислотостійкість і міцність. Підвищення стійкості мінеральних волокон до дії неорганічних кислот під впливом термообробки пояснюється відповідними структурними змінами матеріалу базальтового волокна.

Дослідники [7] для цирконієвовміщуючих стеклокерамік допускають, що при взаємодії лугів не розчинний у воді H_2ZrO_3 адсорбується на поверхні ZrO_2 і утримується на ній, таким чином підвищуючи їх стійкість.

Для підвищення стійкості базальтових волокон до дії лугів було запропоновано збільшити їх діаметр [12].

Однак дослідження грубих базальтових волокон діаметром 150-250 мкм показало, що по результатам досліджень різних авторів мають суперечливий характер [13,14] і підлягають подальшим дослідженням із значеннями втрат для штапельних базальтових волокон діаметром 8-29 мкм.

В роботах [9] наводиться багатофакторне рівняння регресії [10], що дозволяє розрахувати в'язкість розплаву, виходячи з його хімічного складу.

Фізико-механічні, хімічні, структурні властивості базальтового розплаву, розрахунковий режим охолодження, які запобіга-

ють створенню небажаних градієнтів температур між поверхнею і центром в базальтовому волокні. Ці особливості вимагають необхідності коригування мінералогічного складу вихідної базальтової сировини, з огляду на вміст залізовмісних мінералів. Як результат порушення режиму охолодження можливе утворення кристалізаційних фаз в базальтовому волокні

Слід зазначити, що в наведених роботах при дослідженнях були використані оксидні форми речовин а не мінерали, що не дозволяють враховувати вплив реальних типів структур, які фактично і визначають в'язкість розплаву.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для проведення дослідження і визначення факторів, які впливають на міцність базальтових волокон, розглянуті основні закономірності і режими їх формування на прикладі базальту, який був використаний в якості сировини для отримання неперервних волокон. Вивчена залежність середньої міцності отриманих волокон від різни параметрів: їх діаметру, температури формування і в'язкості.

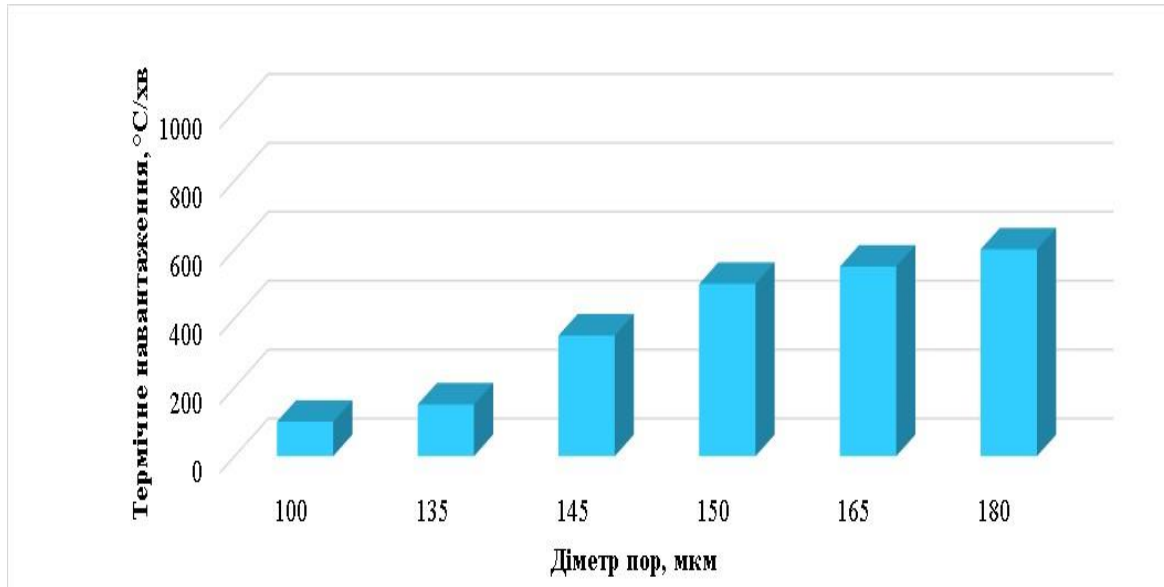
Згідно результатів досліджень по вимірюванню міцності базальтових волокон в залежності від різних параметрів формування показують, що при заданому діаметрі волокна міцність його зростає по лінійному закону зі збільшенням температури розплаву в живильнику і з підвищенням рівня розплаву.

При постійних значеннях параметрів міцність волокна тим вище, чим менше діаметр волокна. Враховуючи, що в стаціонарному режимі формування діаметр волокна обернено пропорційний швидкості витягування, міцність волокна при постійних параметрах повинна підвищуватись зі збільшенням швидкості витягування.

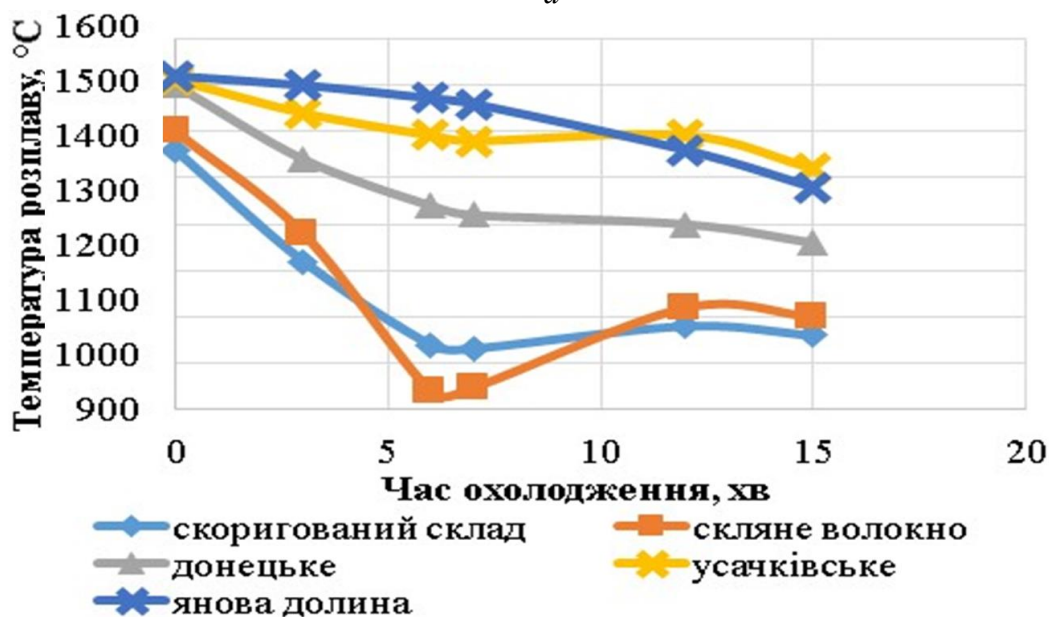
Зі збільшенням температури і рівня розплаву в живильнику зростає масова витрата розплаву з фільтра і, як наслідок, підвищується лінійна швидкість струменя, а значить і швидкість розплаву в зоні склування.

Точно так швидкість розплаву зростає зі збільшенням швидкості витяжки. Таким чином, експериментальні дані, свідчать про те, що міцність волокна збільшується зі збільшенням швидкості руху струменя в даному

перерізі, не залежно від причин, які забезпечують підвищення швидкості (рис 1).



a



b

Рис.1. Вплив технологічних факторів на базальтове волокно:

a – вплив термічного навантаження на діаметр пор модифікованого базальтового волокна;

b – вплив температури розплаву на робочу в'язкість.

Fig.1. Influence of technological factors on basalt fiber.

a – Influence of thermal load on the diameter of the pores modified basalt fiber;

b – Impact of melt temperature on working viscosity.

При зміні швидкості охолодження розплаву в залежності від відстані від вихідного перерізу фільтри при різних значеннях початкової температури розплаву T_0 і рівня розплаву у живильнику H при постійному діаметрі волокна $d=9$ мкм. Можна зазначити, що різке зниження температури струменя після вихода розплаву з фільтри обумовлено двома факторами. По-перше, струмінь охолоджується через високу різницю температур між розплавом і навколишнім холодним повітрям. Другим фактором, який забезпечує швидке падіння температури струменя, є різке зменшення діаметру струменя і, як слідок, збільшення питомої міжфазної поверхні теплообміну. На розлянутій ділянці струменя довжиною 2 см діаметр струменя знижується від 2200 мкм до 9 мкм. По завершенню стадії склування діаметр струменя

залишається постійним і рівним діаметру отриманого волокна.

Саме ці екстремальні значення в даному дослідженні визначають величини швидкості охолодження, які розглядаються далі.

Дослідження екстремальних значень швидкості охолодження, які характеризують завершення стадії склування, дозволяють вказувати точні і визначені дані цього параметру. Більшість дослідників відмічають вплив підвищення швидкості охолодження розплаву в струмені на механічні характеристики волокна, без зазначення в якому перерізі визначається цей показник. В роботі [12-14] в якості швидкості охолодження приймається значення параметру, усередненого по довжині струменя (рис 2).

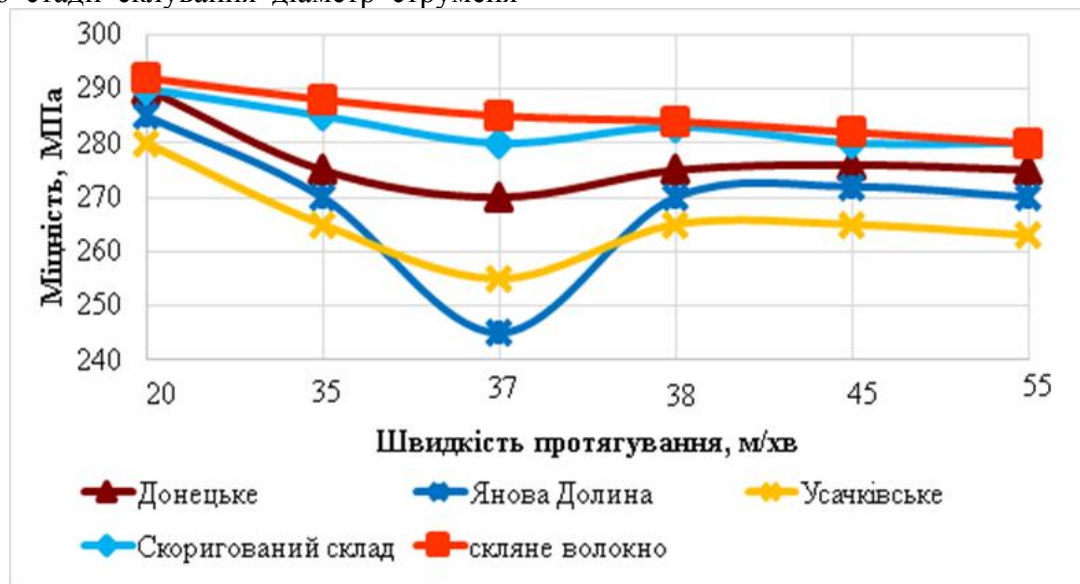


Рис.2. Вплив швидкості протягування розплаву на міцність базальтового волокна

Fig.2. Influence of melt stretch speed on basalt fiber strength:

Також встановлено, що швидкість охолодження, як і міцність, підвищується зі збільшенням температури T_0 , рівня розплаву і знижується зі збільшенням діаметру H . швидкість охолодження розплаву в процесі формування, як і міцність, буде збільшуватись з підвищенням швидкості струменя в зоні формування. Можна зазначити, що є взаємозв'язок міцності волокна зі швидкістю охолодження розплаву в процесі формування.

Результати комплексного дослідження показують, що при всіх умовах формування волокна в широких інтервалах зміни температури, масової витрати розплаву і швидкості витягування збільшення швидкості охолодження підвищує міцність отриманого волокна. Природа і фізичний механізм такого взаємозв'язку поки що не знаходять чіткого пояснення. Необхідно приймати до уваги, що зростання міцності з підвищенням температури формування пояснюється не тільки відповідним збільшенням швидкості

руху струменя і швидкості охолодження. З підвищенням температури розплаву в живильнику скорочується початкова кількість кристалічних утворень, що забезпечує зменшення кількості мікродфектів у волокні і сприяє підвищенню його міцності. Підвищення міцності волокна зі зменшенням його діаметру, крім впливу високої швидкості витягування і, відповідно, збільшенням швидкості охолодження можна пов'язати також з зміцненням поверхневого шару в тонких волокнах або утворенням в них міцної ланцюгової структури[15].

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проведені дослідження показали, що збільшення швидкості охолодження розплаву при формуванні волокна на стадії утворення скловидної фази сприяє підвищенню його механічної міцності. Це можна пояснити формуванням гомогенної структури волокна і зниженням кількості мікродфектів через надто швидкого переходу структури розплаву базальту із рівноважного в нерівноважний стан.

Встановлено, що волокна, отримані при верхній температурі інтервалу формування (1380°C-1450°C) і при високих рівнях розплаву в живильнику мають більшу міцність. неперервні волокна, отримані при мінімальній температурі вказаного інтервалу формування, мають в середньому на 10-20% меншу міцність. це пояснюється збільшенням дефектів на поверхні волокон і наявністю мікрочастин у їх складі. більшою міцністю володіють волокна, які мають найменший діаметр, тобто витягнуті з більшою швидкістю, що також пов'язано зі збільшенням швидкості їх охолодження.

Таким чином, оптимальними параметрами отримання високоміцних базальтових волокон з даного розплаву є: максимальна швидкість витягування, верхня, найбільша температура формування і високі рівні розплаву в живильнику.

Особливості гальмування процесу масопереносу при дії води полягають в ізолю-

ванні 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. /Zhao J., Chen J. // *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 239. 117814. 7 p.
2. **Gots V.I., Lastivka O.V., Berdnyk O.Yu., Tomin O.O., Shilyuk P.S.** Corrosion resistance of polyester powder coatings using fillers of various chemical nature. – *Key Engineering Materials*. – Vol.864.115-121 (Scopus)
<https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.864.115>
3. **Berdnyk O Yu, Lastivka O V, Maystrenko A A, Amelina N O.** Processes of structure formation and neof ormation of basalt fiber in an alkaline environment. – *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. – *Innovative Technology in Architecture and Design (ITAD 020)*. – Vol. 907. – 012036. (Scopus)
<https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/907/1/012036/pdf>

4. **Lipatov Y. V.**, Gutnikov S. I., Manylov M. S., Zhukovskaya E. S., Lazoryak B. I. High alkali-resistant basalt fiber for reinforcing concrete // *Materials & Design*. – 2015. – V. 73. – P. 60–66
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.

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. **Gots V.I.**, Lastivka O.V., Berdnyk O.Yu., Tomin O.O., Shilyuk P.S. Corrosion resistance of polyester powder coatings using fillers of various chemical nature. – *Key Engineering Materials*. – Vol.864.115-121 (Scopus)
<https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.864.115>
<https://www.scintific.net/KEM.864.115>
3. **Berdnyk O Yu**, Lastivka O V, Maystrenko A A, Amelina N O. Processes of structure formation and neof ormation of basalt fiber in an alkaline environment. – *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. – *Innovative Technology in Architecture and Design (ITAD 020)*. – Vol. 907. – 012036. (Scopus) <https://iop-science.iop.org/article/10.1088/1757-899X/907/1/012036/pdf>
4. **Lipatov Y. V.**, Gutnikov S. I., Manylov M. S., Zhukovskaya E. S., Lazoryak B. I. High alkali-resistant basalt fiber for reinforcing concrete // *Materials & Design*. – 2015. – V. 73. – P. 60–66
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.

EFFECT OF COOLING RATE OF BASALT MELTS ON STRENGTH OF CONTINUOUS FIBER IN THE DRAWING PROCESS

*Oksana BERDNYK,
Alla MAYSTRENKO,
Nataliya AMELINA*

Summary. The questions of optimizing the operation parameters of basalt fiber drawing with the view to raising fiber strength are considered. To find out the interdependency between mechanical properties of fibers and thermal characteristics of basalt melt in the drawing process both mathematical modeling and experimental investigations have been undertaken in this study. The accurate numerical model, which describe adequately heat transfer in the drawing process of glass fiber has been used to determine the cooling rate of a melt jet in the vitrification stage. The fiber strength is found to be proportional to the melt cooling rate which is specified completely by the initial conditions of drawing. The results provide the theoretical basis of choosing and regulating technological parameters in the production of basalt and glass fibers. Fiber materials of various purpose, obtained from basalt continuous fibers, have high physicochemical characteristics, which are inferior only to expensive composites based on carbon and carbides. Basalt continuous fibers are characterized by increased strength and elastic module. By strength properties, continuous basalt fibers are compared to glass fibers, and by module

The elasticity exceeds them. The ability to control the properties of fibers in the production of basalt fibers is an important stage in the way of improving and optimizing the technology of their production. Obtaining basalt fibers with high strength and elasticity module requires understanding of the basic factors that affect these parameters. First of all, the chemical and mineralogical composition of the raw material.

Keywords. Basalt melt; cooling rate; continuous fiber; strength; molding parameters.

Стаття надійшла до редакції 12.11.2022 р.

СИНЕРГІЯ ВЛАСТИВОСТЕЙ СТАЛІ ТА ДЕРЕВИНИ В КОНСТРУКЦІЯХ МЕТАЛОДЕРЕВ'ЯНИХ ДВОТАВРІВ З ГОФРОВАНОЮ СТІНКОЮ

Ігор СКЛЯРОВ¹, Тетяна СКЛЯРОВА²

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

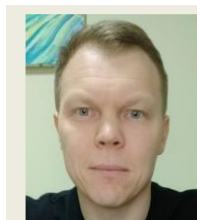
¹skliarov.io@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-6150-5518>

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

Анотація. В сучасних несучих конструкціях каркасів широко застосовуються тонкостінні сталеві профілі та конструкції з клеєної деревини. Кожен з цих матеріалів має свої переваги та недоліки у питаннях несучої здатності, жорсткості, теплотехнічних та інших фізичних характеристик. Для подальшого вдосконалення ефективності несучих каркасів будівель доцільно розглянути можливість поєднання позитивних властивостей деревини та металу за рахунок їх оптимального конструктивного комбінування.

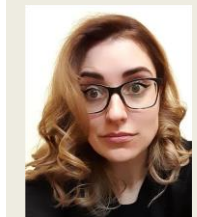
Мета проведення досліджень полягає у визначенні ефективності та доцільності використання металодерев'яних двотаврових профілів при зведенні каркасів будівель. Унікальність цієї конструкції полягає у синтезі властивостей роботи гофрованої металевої стінки, яка добре сприймає поперечні зусилля у балках, та поясів з цільної чи клеєної деревини, які здатні сприймати значні нормальні напруження вздовж волокон та за рахунок масивності сприяють забезпеченню згинально-крутної стійкості балок.

Для надійного поєднання сталевих профільованих листів та дерев'яних поясів можна використовувати механічне задавлювання жорсткої гофрованої сталевих стінки у пояси з деревини, або з'єднання за допомогою двокомпонентного епоксидного клею, що має добру адгезію як з металевими, так і з дерев'яними поверхнями. Внаслідок застосування металевої профільованої стінки у дерев'яних двотаврових балках відбувається підвищення несучої здатності, жорсткості профілю, зменшується необхідна ви-



Ігор СКЛЯРОВ

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



Тетяна СКЛЯРОВА

асистент кафедри металевих та дерев'яних конструкцій

сота перерізу та власна вага балок. Все це суттєво збільшує діапазон використання двотаврових балок з поясами з деревини та підвищує їх ефективність.

Для забезпечення високої корозійної стійкості використовуються оцинкований металевий лист. За рахунок застосування деревини та тонкої гофрованої стінки, власна вага комбінованих балок у 2-3 рази менша за аналогічні металеві та суцільні дерев'яні балки прямокутного перерізу, що знижує витрати на зведення будівель. Застосування комбінованих металодерев'яних балок є перспективним напрямом подальшого підвищення ефективності конструкцій несучих каркасів будівель, поєднуючи у собі позитивні властивості двох матеріалів.

Ключові слова. Металодерев'яна балка; композитна балка; НТС балка; комбіновані конструкції; тонкостінні двотаври.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Сучасний стан будівельного ринку в умовах пошкодження та руйнування виробничої, логістичної інфраструктури поставляє вимоги до розвитку нових ефективних конструктивних форм, які будуть мати меншу залежність від виробничих баз, дадуть змогу застосовувати місцеві відновлювані матеріали, забезпечать швидкість та легкість зведення будівель при збереженні надійної та безпечної експлуатації впродовж встановленого терміну.

Одним із найбільш доступних у цьому контексті матеріалів завжди була деревина [7, 8, 9]. В усьому світі з стародавніх часів за допомогою дерев'яних конструкцій зводилися храми, замки, будинки, мости та інші споруди [5]. Велика кількість будівель і споруд з деревини успішно функціонують вже 300 - 400 років і служать яскравими прикладами довговічності цих конструкцій [1].

Сучасні технологічні можливості дозволяють отримувати більш масивні зрощені перерізи дерев'яних конструкцій: конструкції з клеєної деревини (ККД), конструкції з поперечно-клеєної деревини CLT (cross laminated timber), які складаються з непарної кількості шарів дошок зі взаємно перпендикулярним їх розташуванням у суміжних шарах. З CLT виготовляються панелі які використовуються в панельному та панельно-каркасному будівництві споруд різної складності архітектурної форми та поверховості [11, 12].

В окремих випадках для підвищення несучої здатності та/або жорсткості прольотних конструкцій з деревини можливе застосування вклеєних армуючих елементів в слабких зонах масиву або підсилення наклеюванням композитних матеріалів (зовнішнє армування) [5].

При цьому стоїть задача подальшого зниження власної ваги конструкцій при збільшенні вільного прольоту, покращення звукопоглинання міжповерхових перекриттів, теплоізоляції конструкцій покриття. Такий ефект досягається при заміні масиву деревини на композитний двотавровий переріз із

тонкою сталевую гофрованою стінкою та полічками з цільної або клеєної деревини.

Тому подальше дослідження ефективності та надійності цього класу комбінованих композитних конструкцій є актуальними та обґрунтованими.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

За останні кілька років спостерігається постійне зростання використання деревини як будівельного матеріалу в Європі, Китаї та Північній Америці [10]. Багатогранні властивості деревини викликають ентузіазм архітекторів та інженерів використовувати цей матеріал у своїх проектах – крім естетичних якостей, деревина вважається екологічно чистим матеріалом, видобувається з відновлюваних ресурсів зі швидкістю відновлення протягом кількох десятиліть. Крім того, будівельна деревина має ряд переваг при аналізі впливу на навколишнє середовище завдяки своїм властивостям поглинання вуглецю та кліматичним перевагам, пов'язаним зі сталим управлінням та відновленням лісів. Екосистемний вплив варіюється від регулюючих функцій, таких як регулювання якості води та забезпечення захисту від природних небезпек, таких як повені та ерозія ґрунту, до культурних послуг, таких як відпочинок і духовне задоволення, і до допоміжних послуг, таких як ґрунтоутворення, кругообіг поживних речовин і формування середовища проживання біологічних видів.

З огляду на поширення будівництва швидкокомпонованих будинків з клеєного бруса, в роботі [2] запропоновано рішення задачі розрахунку поперечно-клеєних дерев'яних елементів методом скінченних елементів із застосуванням знижених механічних характеристик матеріалу. Наведено уточнені формули для визначення приведених геометричних і механічних характеристик різних типів клеєних дерев'яних плит, у тому числі виготовлених із комбінованої клеєної деревини. Наведено алгоритм розрахунку поперечно-клеєних дерев'яних панелей методом скінченних елементів.

При цьому також вирішено задачі вогнезахисту конструкцій з деревини [3, 4]. Створення екологічно безпечних вогнезахисних матеріалів для дерев'яних будівельних конструкцій дозволяє впливати на процеси термостійкості та фізико-хімічні властивості захисного покриття протягом терміну його служби.

Доведено, що процес температурного гальмування полягає в утворенні сажеподібних продуктів, які ізолюють дерев'яну конструкцію. Це дало змогу визначити умови вогнезахисту деревини, формування бар'єру теплопровідності за допомогою вогнезахисної тканини. Експериментальними дослідженнями підтверджено, що зразок деревини з вогнезахисною тканиною витримує температурний вплив, а саме під впливом теплового потоку покриття набухає, і теплоізоляція зберігається до температури 900 °С.

У роботі [6] авторами проведено дослідження напружено-деформованого стану сталевих елементів каркасу будівлі з урахуванням термічного впливу. Проведено аналіз динамічної задачі теплопровідності поперечного перерізу балки. Наведено основні рівняння для розв'язування крайової задачі нестационарної теплопровідності. Також наведено алгоритм реалізації аналізу температурних деформацій на перерізі сталеві балки методом скінченних елементів. Розглянуто процес побудови аналітичної моделі елементів конструкції та аналізу напружено-деформованого стану при зміні робочої температури. Для металодерев'яних конструкцій вирішення цієї задачі залишається відкритим.

В роботі [5] наведено аналіз досліджень в сфері армування конструкцій з клеєної деревини, інших конструкцій підсилених новітніми композитними матеріалами та невеликий досвід підсилення композитними матеріалами конструкцій з клеєної деревини. Доведено можливість використання композитних матеріалів для покращення несучої здатності не тільки ККД прямокутного перерізу, як балки, а і інших розповсюджених конструкцій (рам, арок тощо) та панелей з CLT. Враховуючи, що в вітчизняних нормах відсутні розрахунки та вказівки по використанню, будь яких конструкцій з клеєної та

поперечно-клеєної деревини армованих композитними матеріалами, це питання заслуговує на увагу. Слід зазначити, що в нормативних документах Sika, різних країн є технічні рекомендації, по використанню армування композитними матеріалами, але питання розробки інженерної методики розрахунку та практичних рекомендацій по використанню композитних матеріалів з КД та ПКД є відкритим для подальшої реалізації.

Авторами [12] проведено дослідження варіантів комбінування дерев'яних та скляних елементів у несучому каркасі таким чином, щоб подолати недоліки та використати корисні механічні властивості гартованого скла у якості стінки балок.

У той же час, до використання деревини у масовому будівництві необхідно підходити зважено. У роботі [10] проведено дослідження ризиків у системі будівельних виробів з деревини за допомогою системи оцінки критичності. Втрата лісового покриву внаслідок інтенсивного видобутку деревини та інші загрози можуть у перспективі перешкоджати постачанню певних порід деревини, що значно вплине на економічний сектор. Ризик втрати пропозиції в галузі природних ресурсів інтенсивно досліджувався, внаслідок якого було сформовано концепцію критичності, яка оцінює ризики постачання та основні наслідки обмеженої доступності ресурсу. У випадку біотичних, відновлюваних ресурсів відсутність сталого управління може призвести до швидкого вичерпання наявного ресурсу та дефіциту пропозиції.

Жорстка конкуренція за доступні землі призводить до вирубки лісів з метою використання простору для іншої економічної діяльності, наприклад сільського господарства, плантацій біопалива або розширення міст. Інтенсивна заготівля та видобуток інших продуктів з деревини (твердого палива, деревного вугілля), а також інші види порушень, включаючи пожежі, несприятливі погодні умови та атаку патогенів, погіршують якість пиломатеріалів. Вплив вищезазначених факторів посилюється відсутністю системного управління в контексті збереження

лісів та незаконною торгівлею деревною продукцією.

Тому, незважаючи на те, що деревина вважається відновлюваним ресурсом – тривалі терміни відновлення потребують системного підходу до збереження цього цінного ресурсу на рівні державного регулювання.

Таким чином, з літературних джерел встановлено, що використання конструкцій з деревини є перспективним, сучасним напрямком розвитку будівельної галузі, забезпечуючи високий рівень екологічності, зниження вартості зведення будівель внаслідок невеликої власної ваги та високої технологічності. У той же час, враховуючи досить тривалі терміни відновлення ресурсу, при проектуванні будівель з деревини необхідно максимально ефективно використовувати цей матеріал, втілюючи у проєктах найбільш сучасні конструктивні форми. Для подальшого вдосконалення ефективності несучих каркасів будівель доцільно розглянути можливість поєднання позитивних властивостей деревини та металу за рахунок їх оптимального конструктивного комбінування.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Мета проведення досліджень полягає синтезі властивостей роботи гофрованої металевої стінки, яка добре сприймає поперечні зусилля у балках, та поясів з цільної чи клеєної деревини, які здатні сприймати значні нормальні напруження вздовж волокон та за рахунок масивності сприяють забезпеченню згинально-крутної стійкості балок. (рис. 1).

Задача вирішується тим, що у поясах з дерев'яного бруса 1 (рис. 1) фрезерується позовжній паз, у який вклеюється або запресовується сталевий профільований лист 2 (рис. 1) [14]. Ширина паза дорівнює висоті гофри профільованого листа. Товщину стінки, висоту гофри сталевго листа та габарити дерев'яного бруса поясів слід визначати за розрахунком. Для надійного склеювання сталевго профільованого листа та дерев'яних поясів можна використати двокомпонентний епоксидний клей, що має добру адгезію як з металевими, так і з дерев'яними поверхнями.

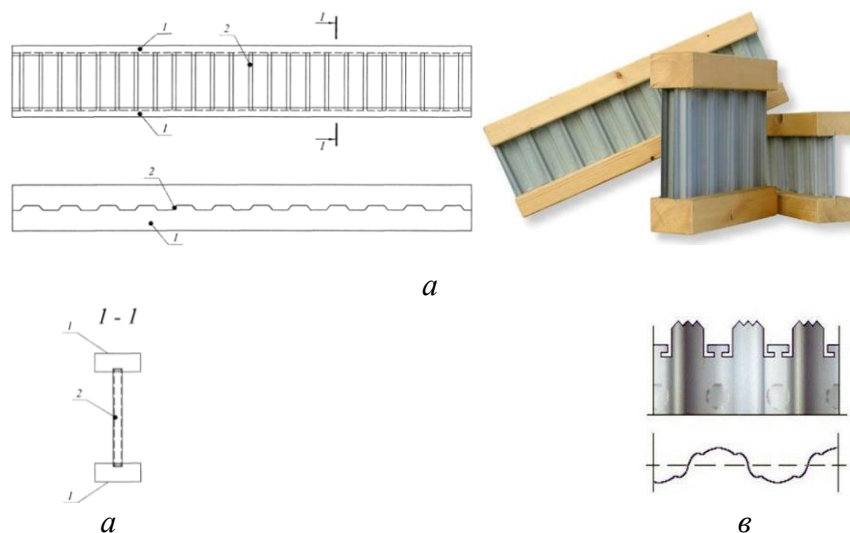


Рис.1. Конструкція металодерев'яного двотавра:

a – загальний вигляд;

б – поперечний розріз;

в – форма зубців гофрованої стінки для запресовування у пояс із деревини.

Fig.1. Construction of metal-and-timber I-beam:

a – general appearance;;

b –cross-section;

c – shape of the corrugated wall teeth for pressing into the wood belt.

Збірка, опресування чи склеювання відбувається на спеціальних технологічних лініях, протяжність яких можна варіювати залежно від необхідної довжини елементів

(рис. 2). При цьому можуть виготовлятися як елементи постійного перерізу, так і конструкції зі змінною висотою стінки [13].



Рис.2. Технологічна лінія з'єднання сталевих стік з поясами з деревини
Fig.2. The technological line for connecting steel joints with timber belts

Внаслідок застосування металевої профільованої стінки у дерев'яних двотаврових балках [15] відбувається підвищення несучої здатності, жорсткості профілю, зменшується необхідна висота перерізу та власна вага балок. Для забезпечення високої корозійної стійкості, використовуються оцинковані металеві стінки зі сталі S550 GD + Z згідно DIN EN 10147. За рахунок меншої гус-

тини деревини та застосуванню тонкої гофрованої стінки, власна вага комбінованих балок у 2-3 рази менша за аналогічну металеву, що знижує витрати на зведення будівель. На даний момент у Європі з металодерев'яних конструкцій досить часто зводяться каркаси складських та виробничих приміщень (рис. 3).



Рис.3. Каркаси складських приміщень з металодерев'яних двотаврів
Fig.3. Frames of warehouses made of metal-and-timber I-beams

Значного економічного ефекту можливо досягти при застосуванні металодерев'яних балок у якості окремих балок перекриття (рис. 4,*а*) або збірних панелей з балок, скріплених OSB плитою (рис. 4,*б*). Використання зблокованих панелей забезпечує швидкий та ефективний монтаж конструкцій, який значно прискорює зведення будівель.

Крім цього, легке сталеве полотно забезпечує такі несучі системи зниженням передачі вібраційних коливань, що позитивно впливає на звукопоглинання при використанні в якості міжповерхових перекриттів. Так само, зниження власної ваги каркасу та використання гнучкої гофрованої стінки у комбінації з характеристиками деревини забезпечують каркаси будівель з металодерев'яних профілів підвищеною сейсмостійкістю.

Завдяки індивідуальному виготовленню конструкцій, досягається безвідходність виробництва. Таким чином при розробці проекту із сотень можливих варіантів реалізується оптимальне економічне рішення. При

цьому в конструкціях зберігається можливість використовувати прості вузли, як і в конструкціях з цільної чи клеєної деревини. Технологічність металодерев'яних балок також є значною перевагою – адже для обробки таких комбінованих профілів достатньо використовувати традиційний ручний будівельний інструмент – деревина дозволяє можливість простої обробки сама по собі, а сталь, яка використовується у стінці, має товщину 0,5-0,8 мм і може оброблятися ручними дисковими різакми.

Стінка виготовляється з вуглецевої сталі, оцинкованого гарячим способом, найчастіше марки S550 GD+Z, з шаром цинку не менше 275 г/м² (приблизно 40 мкм). За умов експлуатації з високою вологістю і середнім ступенем агресивності повітря (наприклад промислова або міська атмосфера або прибережний клімат з низьким вмістом хлоридів), очікуваний термін служби захисного цинкового покриття складає 20-30 років.

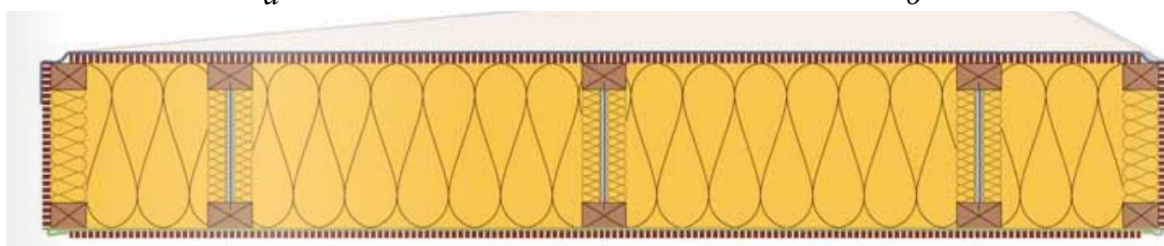
*а**б**в*

Рис.4. Металодерев'яні балки в каркасах багатоповерхових будівель:

- а* – у вигляді окремих елементів;
- б* – у складі збірних панелей;
- в* – конструкція покрівельної панелі.

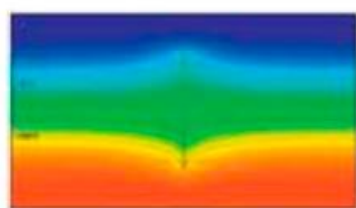
Fig.4. Metal-and-timber beams in the frameworks of multi-story buildings:

- a* – in the form of separate elements;
- b* – in the composition of prefabricated panels;
- c* – roof panel construction.

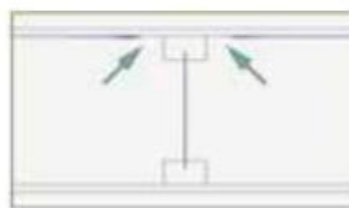
При експлуатації всередині приміщень можна очікувати довговічність від 50 до 100 років. У порівнянні з фарбованими покриттями гаряче цинкування має значно краща стійкість до механічних впливів завдяки ефекту катодного захисту навіть при незначних пошкодженнях поверхні.

Дуже тонке сталеве полотно (0,5 мм) надає металодерев'яним балкам відмінні властивості при виготовленні теплоізоляційних будівельних елементів (рис. 5). Ізоляційні

властивості є значно кращими, ніж при використанні балок з масиву або ламінованої деревини, у випадку якщо не допускається утворення теплового містка. Якщо ізоляцію встановлено правильно, конденсат у зоні полотна не буде утворюватись. Додаткову надійність можна забезпечити шляхом захисту від корозії на перетині поясів зі сталевією стінкою при використанні в агресивних умовах експлуатації.



Temperature field isotherm:
intervals 2° C



condensation water drop out:
0 blue = 7.99 g/(d*m²*mm)

Рис.5. Теплоізоляція панелей з металодерев'яними балками
Fig.5. Thermal insulation of panels with metal-and-timber beams

На видимі нижні полиці в елементах перекриття чи нижньої частини конструкцій покрівлі одноповерхових будівель може наноситися прозоре покриття із збереженням текстури, що перетворює їх на яскравий характерний елемент інтер'єру.

З чисто статичної точки зору використання металодерев'яних балок має сенс при прольотах 7-24м, де як правило вже не можна використовувати поперечний переріз із цільної деревини.

Для порівняння, виконаємо розрахунок балки прольотом 14,00 м при розрахунковому навантаженні 3,00 кН/кв.м (середнє навантаження на легке перекриття чи покрівлю). При відстані між балками 40 см отримуємо необхідний переріз металодерев'яної балки зі сталевією стінкою 510 мм та поясами 80x140 мм, вага на м.п. 12,30 кг. Поточна розпродажна ціна такої балки від виробника Gebruder MEISER GmbH становить близько 28,00 євро/м.

При тих же навантаженнях і габаритних розмірах необхідний переріз клеєного дерев'яного бруса складає 140x420 мм.

Його вартість складає близько 26,00 євро/м. Відповідно до DIN 1055 ця балка з клеєного бруса важить 0,28 кН/м, що відповідає розподіленому навантаженню 0,70 кН/кв.м.

Для порівняння, металодерев'яна балка 510/80/140 має вагу 0,117 кН/м – це відповідає навантаженню від власної ваги 0,25 кН/м².

Тобто при незначній різниці у вартості, ми можемо отримати значно меншу вагу каркасу і отримати економію на фундаментах, вартості монтажу конструкцій.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В результаті проведених досліджень визначено ряд переваг конструкцій металодерев'яних балок у порівнянні з традиційними конструктивними рішеннями: підвищена жорсткість та низька власна вага за рахунок раціонального розподілу матеріалу по висоті перерізу, високі показники вібро- та шумопоглинання, стійкість до сейсмічних

та інших динамічних впливів, технологічність та простота обробки, низька теплопровідність та висока корозійна стійкість. Ну і на додачу – естетичність природного матеріалу, який може стати органічною частиною внутрішнього інтер'єру. Таких властивостей вдається досягти завдяки гармонійному поєднанню переваг тонкої сталевий гофрованої стінки з масивною деревиною. Конструкції металодерев'яних двотаврів беззаперечно заслуговують на увагу як інженерів – проектувальників, так і архітекторів при реалізації сучасних економічних та енергоефективних будівель.

ЛІТЕРАТУРА

- Ivashko Y.** Influence of structural schemes on the shaping of historical wooden buildings: On the examples of traditional chinese pavilions, pavilions of the chinoiserie style and ukrainian wooden churches / *Ivashko Y., Chang P., Dmytrenko A., Kozłowski T., Mykhailovskiy D.* (2021) *Wiadomosci Konserwatorskie*, 2021 (67), pp. 49-60.
<http://doi.org/10.48234/WK67INFLUENCE>
- Mykhailovskiy D.** Method of calculation of panel buildings from cross-laminated timber / D. Mykhailovskiy // *Strength of Materials and Theory of Structures-opir Materialiv I Teoria Sporud.* - 2021. - № 107., pp. 75—78.
<http://doi.org/10.32347/2410-2547.2021.107.75-88>
- 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>.
- 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>
- Михайловський Д.** Армування конструкцій з деревини композитними матеріалами, стан і перспективи / Михайловський Д., Комар М. // *Зб. наук. праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика»*, 2021.-Вип.09, с.72-80.
<http://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.72-80>
- Bilyk S.** Determination of changes in thermal stress state of steel beams in LIRA-SAPR software / S. Bilyk, O. Bashynska, O. Bashynskiy // *Strength of Materials and Theory of Structures-opir Materialiv I Teoria Sporud.* — 2022. — № 108. — pp. 189-202.
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.189-202>
- Göswein V.** Land availability in Europe for a radical shift toward bio-based construction / Verena Göswein, Jana Reichmann, Guillaume Habert, Francesco Pittau // *Sustainable Cities and Society* – 2021 - №70(3):102929
<https://doi.org/10.1016/j.scs.2021.102929>
- Kremer, P. D.** Mass timber construction as an alternative to concrete and steel in the Australia building industry: A PESTEL evaluation of the potential / Kremer, P. D., Symmons, M. A. // *International Wood Products Journal* – 2015 – №6(3), pp. 138–147.
<https://doi.org/10.1179/2042645315Y.0000000010>
- Jones, D., & Brischke, C.** (2017). Performance of Bio-based Building Materials.
<https://doi.org/10.1016/C2015-0-04364-7>
- Ioannidou D.** Evaluating the risks in the construction wood product system through a criticality assessment framework / Ioannidou, D., Pommier, R., Habert, G., & Sonnemann, G. // *Resources, Conservation, and Recycling* - 2019– №146, pp. 68–76.
<https://doi.org/10.1016/J.RESCON-REC.2019.03.021>
- Михайловський Д.** Світовий досвід і перспективи розвитку багатоповерхового будівництва з деревини/ДВ Михайловський // *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.*-2016.-Вип. 61.-С. 270-277
- Михайловський Д.** Розрахунок панельних будинків з поперечно-клеєної деревини: // *Монографія Уклад.: Д.В. Михайловський – К: КНУБА, 2022 – 220 с. ISBN 978-966-8019-52-4*
- Blyberg L.** Timber/Glass adhesively bonded i-beams / Blyberg L., Serrano E. // *Linnaeus University, School of engineering.* 2011, pp. 451-456
- Склярів І.** Патент на корисну модель № 131782 Україна, МПК E04C 3/00 (2018.01). Рама змінного перерізу з метало-дерев'яних двотаврів / Склярів І. О.; заявники і власники Склярів І.О., Київський національний університет будівництва і архітектури; – № u201808996; заяв. 29.08.2018 ; опубл. 25.01.2019, Бюл. № 2.
- Склярів І.** Патент на корисну модель № 131636 Україна, МПК E04C 3/04 (2006.01). Спосіб з'єднання поясів та стінки металоде-

рев'яних двотаврова балок / Склярів І. О.; заявники і власники Склярів І.О., *Київський національний університет будівництва і архітектури*; – № u201807806; заяв. 12.07.2018; опубл. 25.01.2019, Бюл. № 2.

16. **Склярів І.** Патент на корисну модель № 130893 Україна, МПК E04C 3/07 (2006.01). Комбінована металодерев'яна двотаврова балка з поясами із деревини та стінкою з профільованого металевго листа / Склярів І. О.; заявники і власники Склярів І.О., *Київський національний університет будівництва і архітектури*; – № u201807815; заяв. 12.07.2018; опубл. 26.12.2018, Бюл. № 24.

REFERENCES

1. **Ivashko Y.** Influence of structural schemes on the shaping of historical wooden buildings: On the examples of traditional chinese pavilions, pavilions of the chinoiserie style and ukrainian wooden churches / *Ivashko Y., Chang P., Dmytrenko A., Kozłowski T., Mykhailovskiy D.* (2021) *Wiadomosci Konserwatorskie*, 2021 (67), pp. 49-60.
<http://doi.org/10.48234/WK67INFLUENCE>
2. **Mykhailovskiy D.** Method of calculation of panel buildings from cross-laminated timber / D. Mykhailovskiy // *Strength of Materials and Theory of Structures-opir Materialiv I Teoria Sporud.* — 2021. — № 107. — pp. 75–78.
<http://doi.org/10.32347/2410-2547.2021.107.75-88>
3. **Tsapko Yu.** Determination of the laws of thermal resistance of 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. **Mykhailovskiy D.** Armuvannia konstruktsii z derevyny kompozytnymy materialamy, stan i perspektyvy/ Mykhailovskiy D., Komar M. // *Zb. nauk. prac "Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka"*, 2021.- Vyp.09, pp. 72-80.
<http://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.72-80>
6. **Bilyk S.** Determination of changes in thermal stress state of steel beams in LIRA-SAPR software / S. Bilyk, O. Bashynska, O. Bashynskiy // *Strength of Materials and Theory of Structures-opir Materialiv I Teoria Sporud.* — 2022. — № 108. — pp. 189-202.
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.189-202>
7. **Göswein V.** Land availability in Europe for a radical shift toward bio-based construction / Verena Göswein, Jana Reichmann, Guillaume Habert, Francesco Pittau // *Sustainable Cities and Society* – 2021 - №70(3):102929
<https://doi.org/10.1016/j.scs.2021.102929>
8. **Kremer, P. D.** Mass timber construction as an alternative to concrete and steel in the Australia building industry: A PESTEL evaluation of the potential / Kremer, P. D., Symmons, M. A. // *International Wood Products Journal* – 2015 – №6(3), pp. 138–147.
<https://doi.org/10.1179/2042645315Y.0000000010>
9. **Jones, D., & Brischke, C.** (2017). Performance of Bio-based Building Materials.
<https://doi.org/10.1016/C2015-0-04364-7>
10. **Ioannidou D.** Evaluating the risks in the construction wood product system through a criticality assessment framework / Ioannidou, D., Pommier, R., Habert, G., & Sonnemann, G. // *Resources, Conservation, and Recycling* - 2019– №146, pp. 68–76.
<https://doi.org/10.1016/J.RESCON-REC.2019.03.021>
11. **Mykhailovskiy D.** Svitovyi dosvid i perspektyvy rozvytku bahatopoverkhovoho budivnytstva z derevyny/DV Mykhailovskiy//*Visnyk Odeskoi derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury.*-2016.-Vyp. 61.-S. 270-277
12. **Mykhailovskiy D.** Rozrakhunok panelnykh budynkiv z poperechno-kleienoi derevyny: //*Monohrafiia Uklad.: D.V. Mykhailovskiy – K: KNUBA, 2022 – 220 p. ISBN 978-966-8019-52-4*
13. **Blyberg L.** Timber/Glass adhesively bonded i-beams / Blyberg L., Serrano E.//*Linnaeus University, School of engineering.* 2011, pp. 451-456
14. **Skliarov I.** Patent na korysnu model № 131782 Україна, МПК E04S 3/00 (2018.01). Rama zminnoho pererizu z metalo-derev'ianykh dvotavriv / Skliarov I. O.; zaiavnyky i vlasny-ky Skliarov I.O., Kyivskiy natsionalnyi universytet budivnytstva i arkhitektury; – № u201808996; zaiav. 29.08.2018; opubl. 25.01.2019, Biul. № 2.
15. **Skliarov I.** Patent na korysnu model № 131636 Україна, МПК E04S 3/04 (2006.01). Sposib z'iednannia poiasiv ta stinky metaloderev'ianykh dvotavrova balok / Skliarov I. O.; zaiavnyky i vlasnyky Skliarov I.O., *Kyivskiy natsionalnyi universytet budivnytstva i arkhitektury*; – №

u201807806; *zaiav.* 12.07.2018 ; *opubl.* 25.01.2019, *Biul.* № 2.

16. **Skliarov I.** Patent na korysnu model № 130893 Ukraina, MPK E04S 3/07 (2006.01). Kombinovana metaloderev'iana dvotavrova balka z poiasamy iz derevyny ta stinkoiu z profilovanoho metalevoho lysta / Skliarov I. O.; *zaiavnyky i vlasnyky* Skliarov I.O., *Kyivskiy natsionalnyi universytet budivnytstva i arkhitektury*; – № u201807815; *zaiav.* 12.07.2018 ; *opubl.* 26.12.2018, *Biul.* № 24.

THE PROPERTIES SYNERGY OF STEEL AND WOOD IN THE CONSTRUCTIONS OF METAL-AND-TIMBER I-BEAMS WITH A CORRUGATED WALL

*Ihor SKLIAROV,
Tetiana SKLIAROVA*

Summary. In modern bearing structures of frame widely used thin-wall steel profiles and constructions from glued timber. Each of these materials has its own advantages and disadvantages in the issues of bearing capacity, rigidity, heat engineering and other physical characteristics. For further improvement of the efficiency of bearing frame buildings it is expedient to consider possibility of combination of positive properties of timber and metal due to their optimal constructive combination.

The purpose of the research is to determine the effectiveness and expediency of using metal-and-

timber I-beam profiles in the construction of building frames. The uniqueness of this construction lies in to synthesize the properties of corrugated metal wall, which is well perceived transverse forces in beams, and belts from mass or glued timber, which are able to perceive significant normal stress along fibers and at the expense of the intensity contribute to the guarantee of bending-steep stability of beams.

For a reliable combination of steel profiled sheet and timber belts it is possible to use mechanical suppression of rigid corrugated steel wall in timber belts, or connection with two-component epoxy adhesive, which has good adhesion both with metal and timber surfaces. As a result of the use of metal profiled walls in timber double-walled beams there is an increase in bearing capacity, rigidity of profile, the necessary height of cut and own weight of beams is reduced. All this significantly increases the range of use of double-branch beams with belts from timber and increases their efficiency.

To ensure high corrosion resistance, a galvanized metal sheet is used. Due to the use of timber and thin corrugated wall, the own weight of combined beams is 2-3 times less than the same metal and solid timber beams of rectangular cut, which reduces the cost of building construction. Application of combined metal-and-timber beams is a promising direction of further increase of efficiency of constructions of bearing frame of buildings, combining positive properties of two materials.

Keywords. Metal-and-timber beam; composite beam, HTS beam; combined structures; thin-wall I-beam.

Стаття надійшла до редакції 14.11.2022

ПЕРШІ ДОСЛІДЖЕННЯ УШКОДЖЕНЬ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ВНАСЛІДОК БОЙОВИХ ДІЙ

Валерій НУЖНИЙ

Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
nuzhnyy@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-0400-3204>

Анотація. 24 лютого 2022 відбулося широко-масштабне вторгнення військ російської федерації на територію України. Зокрема активні бойові дії точилися на території Київської області в межах населених пунктів і оточуючих їх Бородянка, Макарів, Гостомель, Ірпінь, Буча, Ворзель тощо. Наслідком стало руйнування та ушкодження великої кількості будівель і споруд, які зазнали ударно-вибухових та вогневих уражень, не характерних для експлуатації в умовах мирного часу.

Також слід розрізняти безпосереднє ураження конструкцій від потрапляння боєприпасів (ракет, снарядів, мінометних мін, куль крупного калібру тощо) так і вторинне від дії вибухової повітряної хвилі. Руйнування місцями носять масштабний і системний характер, коли наприклад внаслідок пожежі і температурних деформацій під час нагріву розвиваються тріщини по стінах в інших ділянках.

Також відбуваються скриті дефекти, коли наприклад від ударів відбувається внутрішнє розшарування цегляної кладки. Оскільки в населених пунктах, що знаходився під окупацією не працювали державні установи та підрозділи ДСНС, пожежі не гасилися і це призводило до поглиблення їх наслідків.

Вперше після деокупації північних областей України повстала проблема відновлення будівель і споруд як критичної інфраструктури так і житла і ця проблема є актуальною під час подальшого звільнення інших регіонів України від окупації.

Від квітня місяця і до тепер тривають роботи з проведення обстежень будівель і споруд згідно прийнятих методик і постанов Мінрегіонбуда України. Хоча фактично кожен випадок унікальний, але можна виявити певні закономір-



Валерій НУЖНИЙ
Старший викладач кафедри металевих та дерев'яних конструкцій

ності в визначенні характеру пошкоджень та їх класифікації з метою вибору методів підсилення та ремонту конструкцій.

Багато в чому якість оцінки залежить від досвіду експерта та інженера-проектувальника що здійснює обстеження. Так в перші місяці при проведенні обстежень провідними організаціями, в тому числі і державними НДІ давалися висновки про частковий демонтаж будівель і споруд, які при проведенні альтернативних обстежень виявлялися поспішними і хибними.

Ключові слова. Ураження; будівельні конструкції; руйнування; вогневі ураження; капітальний ремонт

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Актуальною є проблема оцінки технічного стану будівельних конструкцій будівель і споруд з метою визначення можливості їх подальшої експлуатації та методів здійснення підсилення та капітального ремонту. Наслідки ураження ударного та мінно-вибухового ураження, а також наслідки від тривалої дії вогню мають специфічні особливості, які необхідно враховувати при оцінці технічного стану

будівельних конструкцій та вибору оптимальних по затратах рішень з їх капітального ремонту та відновлення. Тематика статті є практичною, здійснена спроба зробити первинне узагальнення та аналіз за результатами обстеження житлових будинків, що зазнали уражень у містах Буча, Київ, Гостомель та Ірпінь, показати досвід побаченого на практиці та вказати на деякі закономірності що вимагають пильної уваги.

Стаття носить більш оглядовий характер. Дана проблема, нажаль є актуальною оскільки масштабне відновлення житлового фонду, пошкодженого війною ще не почалося, та на певних територіях тривають бойові дії і руйнування продовжують зростати у кількісних вимірах .

ПОПЕРЕДНЄ ОБСТЕЖЕННЯ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Попереднє обстеження будівель і споруд, що зазнали уражень внаслідок бойових дій регламентується методикою [1] та ДСТУ [3]. Так всі пошкоджені будівлі розділяють на три категорії.

До першої категорії відносять будинки і споруди, де відсутні проблеми пов'язані з порушенням першого граничного стану, ушкодження незначні і можуть бути відновлені шляхом поточного ремонту. Це як правило пошкодження віконних рам і склопакетів, балконних огорож, фасадних систем, незначні отвори в стінах, що не вимагають введення додаткових підсилюючих елементів, пошкодження покрівлі з хвилястих азбоцементних листів, метало-черепиці, профнастилу, покрівельної бляхи тощо. Ступінь пошкодження конструкцій будівлі до 20%, однак на практиці згідно [2] цей відсоток ще нижчий до 5..10%, бо будинки зі ступенем пошкоджень вище 10%, як правило, мають серйозніші ураження і їх необхідно відносити вже до другої категорії.

До другої категорії відносять будинки і споруди з більш масовим і ширшим показником ушкоджень від умовних 20% (на практиці вже можна приймати 10%) до 80%, які мають порушення першого граничного

стану конструкцій, однак підлягають капітальному ремонту.

До третьої категорії відносять будинки і споруди, які підлягають зносу і мають ураження понад 80%, хоча на практиці фактично можна констатувати, що можуть бути віднесені до даної категорії будинки з меншим сумарним показником уражень, однак відновлення конструкцій знаходиться під серйозним питанням. До третьої категорії як правило відносять повністю згорілі або зруйновані від вибухів невеликі малоповерхові приватні чи багатоквартирні будинки а також більш масштабні будинки що мають серйозні ураження несучих конструкцій.

До таких уражень можна віднести:

- повна відсутність або пошкодження з втратою міцності, стійкості, розкриттям тріщин несучих конструкцій на нижніх поверхах, для відновлення яких необхідно повністю розбирати верхні поверхи, внаслідок чого будівля втрачається повністю. При цьому супутнім фактором є наявність перекосів, крину вищероз-ташованих поверхів конструкцій над пошкодженнями, що вимагає їх демонтажу (див рис.1).

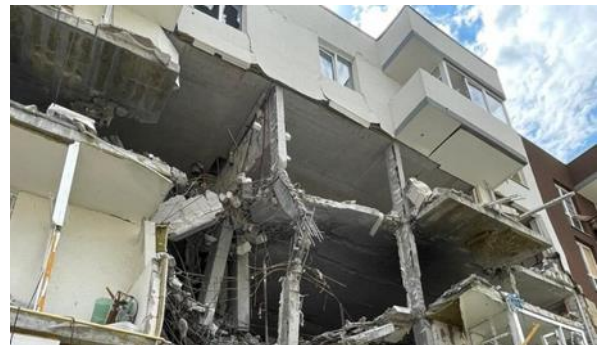


Рис. 1. Зруйнований каркасний п'ятиповерховий будинок у м. Буча, де відбулася руйнація несучих конструкцій в рівні третього, четвертого поверхів. Був демонтований

Fig. 1. A destroyed frame four-story building in the city of Bucha, where the load-bearing structures collapsed at the level of the second and third and fourth floors. It was dismantled.

- дане твердження може мати війннятки у випадку, коли демонтаж здійснюється

- частковий в межах перших каркасних частин із збереженням більшої частини будівлі.

Зокрема так було здійснено ремонт будинку в м. Києві після потрапляння ракети (див. рис 2).



Рис. 2. Каркасний будинок в Києві, куди потрапила ракета

Fig. 2. A frame building in Kyiv, where the rocket hit

- наявність масштабних руйнацій верхніх поверхів, внаслідок переважно потрапляння авіаційних ракет, що спричиняють обвалення їх руїн на нижні поверхи із перевантаженням і пошкодженням перекриттів та утворенням завалів (див. рис 3).



Рис. 3. Будинок після ракетної атаки у м. Ірпінь- Був. демонтований.

Fig. 3. The house after the rocket attack in the city of Irpin -It was dismantled

Масштабне втрачання цілісності будинку внаслідок руйнування квартирних стояків. Розбирання завалів як правило потребує подальших демонтажних робіт, відновлення цілісності стає під питанням внаслідок неможливості дійснення ефективної перев'язки відновлюваних стін із існуючими,

тощо. Дане твердження також особливо актуальне для панельних будинків, які як правило виконані 30..50 років тому із застарілих нині панельних серій, що давно не виробляються і є проблема доступу до прихованих стиків. (див рис.4) У той час монолітно-каркасні будівлі з руйнацією в межах квартир-ного стояка можуть підлягати капітальному ремонту.



Рис. 4. Будинок у м. Бородянка з порушенням цілісності секції

Fig. 4. A house in the city of Borodyanka with a violation of the integrity of the section

- будинки з цегляними стінами із перекриттями із круглопорожнистих плит, що зазнали масштабних пожеж в межах цілих квартирних стояків із руйнацією круглопорожнистих плит, внаслідок чого потрібна масштабна заміна перекриттів і вартість ремонтних робіт стає економічно недоцільною.

При віднесенні будівель і споруд до тої чи іншої категорії необхідно враховувати наявність перекосів, аварійних тріщин від перевантажень та ударної дії в несучих конструкціях, поточну розрахункову схему, де відбувся перерозподіл зусиль внаслідок руйнування окремих конструкцій тощо.

Однак за результатами обстежень, а також спостереженням руйнування на вулицях населених пунктів, більш розповсюджені пошкодження будівель, які дозволяють їх віднести до другої категорії. І тут оцінка технічного стану та подальших кроків щодо розробки проекту капітального ремонту залежить від досвіду і кваліфі-

кації виконавця даних робіт. Схеми пошкоджень та задачі з підсилення конструкцій, уражених під час бойових дій, в певній мірі вже не відповідають типовим схемам задачам з підручників та посібників

ХАРАКТЕР УШКОДЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Для будівель другої категорії, що підлягають капітальному ремонту характерні ушкодження, нанесені ударною дією снарядів від гармат 30..125 мм, авіаційних ракет С-8 калібром 80 мм, мінометних мін калібром до 122 мм а також пожеж при потраплянні кумулятивних боєприпасів.

Потрапляння інших типів боєприпасів більшого калібру, фугасної дії, ракет від РСЗВ приводить до більш масштабних руйнувань і пожеж, які, нажаль капітальному ремонту можуть вже не підлягати.

Руйнівний вплив може спостерігатися як від безпосереднього потрапляння боєприпасу по конструкції, так і від вибухової хвилі більш потужних боєприпасів, зокрема ракет. Від вибухової хвилі в першу чергу страждають віконні та дверні конструкції, балкони та покрівлі з кроквяними системами. В Києві після потрапляння ракети в двір в трьох оточуючих будинках відбулася руйнація кроквяної системи даху (див. рис. 5),



Рис. 5. Дах у Києві, зруйнований вибуховою хвилею

Fig. 5. A roof in Kyiv destroyed by an explosive wave

а в одному п'ятиповерховому будинку 1967 р побудови, близькому до епіцентру вибуху, відбулося обвалення торцевої стіни з першого по п'ятий поверх, яка, як виявилось не мала перев'язки із повздовжньою центральною

несучою стіною будинку, що було серйозною помилкою, допущеною під час будівництва (див. рис.6).



Рис.6. Руйнування торцевої стіни будинку внаслідок вибуху ракети

Fig. 6. Destruction of the end wall of the building as a result of a rocket explosion

Результатами потрапляння малокаліберних боєприпасів по конструкціях будинків є (див. рис. 7, 8, 9):

- Руйнація віконних прорізів, опорних зон перемичок, самих перемичок;
- Руйнація балконних огорож, пробоїни в балконних плитах
- Пробоїни в перестінках та плитах перекриттів ;
- Повне руйнування перестінків, яке може спричинити обрушення по всьому стояку перекриттів, що обпираються на перестінок. За наявності монолітних поясів через кожні три поверхи, структура будинку від підібних руйнувань лишається як правило не ушкодженою (див. рис.7).



Рис. 7. Руйнування 60% та 100 % цегляного перестінка.

Fig. 7. Destruction of 60% and 100% of the brick wall

Як правило вищенаведені руйнування супроводжуються зменшенням розрахункової площі елементів стін, розшаруванням кладки. Це супроводжується характерними

повздожніми тріщинами, які можуть бути викликані як розшаруваннями від удару, так і руйнацією за класичною схемою внаслідок

зменшення розрахункової площі діляки стіни.



Рис. 8. Розшарування цегляної кладки від удару.
Fig. 8. Layering of brickwork from impact



а



б



в

Рис 9. Наслідки потрапляння боєприпасів по будинку в Гостомелі:
а - руйнування балконної плити;
б - зруновані стіни і перегородки;
в - руйнація плити перекриття.

Fig. 9. Consequences of ammunition hitting a house in Gostomel
a - destruction of the balcony slab;
b -, ruined walls and partitions;
c - destruction of the floor slab.

Вибухи міноментних мін можуть в безпосередній близькості внаслідок потрапляння осколків руйнувати поверхню цегляної кладки на глибину до 100..120 мм (див. фото 10).



Рис. 10. Розшарування простінка по всій площі внаслідок удару мінометною міною по балкону

Fig. 10. Layering of the masonry over the entire area as a result of the impact of a mortar mine on the balcony

Можуть відбуватися непрямі небезпечні ураження, коли внаслідок ударного ураження балконної плити відбувається масштабне руйнування цегляної кладки. Такий випадок трапився у м. Буча в багатоповерховому житловому будинку. Внаслідок потрапляння мінометної міни по балкону на 8 му поверсі відбулося розшарування цегляного перестінку по всій площі на висоту поверху, яке первинно проявлялося лише як руйнація крайових ділянок, на які передається навантаження від віконних перемичок. Встановлені маяки показали, що тріщини поступово розкривалися. Було здійснено підпирання інвентарними стійками. (див. фото. 10). В процесі проектування капітального ремонту конструкції прийняли рішення із перекладанням по захватках цегляного перестінку, яке підтвердило гіпотезу про наявність суцільного розшарування по всій площі.

Всі подібні пошкодження є небезпечними і потребують негайного підпирання у тому числі шляхом тимчасового закладання цеглою суміжних віконних прорізів до подальшого відновлення перестінків.

Проектні рішення передбачають влашту-

вання обійм із металевих кутиків, що повністю сприймають навантаження на простінок, замінюючи його функцію. Також можливі рішення із підпирання та перекладання кладки захватки, коли відбувається повна заміна конструкції.

Пошкодження плит перекриттів, які у житловому будівництві для цегляних будинків використовуються збірні круглопустотні із попереднім напруженням характеризуються пробоїнами, повздовжніми та/або поперечними тріщинами внаслідок перевантаження від ударної дії. Такі конструкції потребують повної заміни на монолітні ділянки або на перекриття по сталевих балках, що заводяться в пази в стінах.

Для монолітних перекриттів характерні вибоїни і тріщини, які можуть бути замонолічені, оскільки вони, на відміну від систем з порожнистих плит, не мають попереднього напруження арматури.

Більшість рішень можуть бути прийняті згідно рекомендацій [6, 7, 9, 12], тощо.

НАСЛІДКИ ПОЖЕЖ

Іншим небезпечним явищем є потрапляння кумулятивних боєприпасів, що викликають пожежі, які на момент окупації населених пунктів не гасилися. Хоча згідно будівельних норм України [4, 16, 19] на всі види конструкції встановлена межа вогнестійкості, згідно [10] можна визначити поведінку конструкцій під час пожежі, визначити межу вогнестійкості [6, 12-14], однак дана оцінка не дасть результату, оскільки на етапі обстеження після бойових дій вже стикаються з конструкціями які у своїй більшості не зазнали значних руйнувань, однак перебували під час тривалої дії вогню і температур.

Перед експертами і проектувальниками стоїть задача повернути будинки до нормальної експлуатації і тут на заваді стають психологічні фактори а також відсутність масового досвіду. Саме тому у первинних експертних висновках у травні-червні 2022, як від державних так і приватних компаній містилися рекомендації «знести секцію», «знести

поверх». Такі непрофесійні і безвідповідальні дії ускладнюють відбудову пошкодженого житла в умовах дефіциту коштів, водять в оману представників місцевої влади, яка формує пріоритетність і черговість проведення капітальних ремонтів будинків та посилюють соціальне напруження і є неприпустими.

Наслідки пожеж для конструкцій істотно різняться залежно від конструктивної схеми будівлі характеру та ступеня локалізації пожежі. В даній статті буде наведений оглядовий аналіз впливу пожежі на житлові будинки зі стінами з повнотілої чи порожнистої цегли та зі збірним перекриттям з круглопорожнистих плит. Аналіз впливу масштабних пожеж на будівлі із залізобетонним каркасом із застосуванням сучасної термозміцненої арматури потребує проведення чисельних досліджень із врахуванням відпуску арматури. Також в спірних випадках можуть бути проведені натурні випробування будівельних конструкцій [8]

Середня температура пожежі сягає температур 400..800 °С, згідно [11]. Стіни будівель оштукатурені, тому яка правило стіни не зазнають сильних руйнівних впливів, окрім тріщин від нерівномірного лінійного розширення окремих частин будівлі під час пожежі. Це особливо характерно проявляється під час пожеж горищ, мансард та верхніх поверхів, коли відбувається температурне розширення диска перекриття в цілому

що викликає горизонтальні деформації в стінах, які в свою чергу не несуть великого навантаження, котре могло б компенсувати зсув. Типовий характер тріщин зображено на рис. 11.



Рис. 11. Типовий характер тріщин на верхньому поверсі після пожежі на даху

Fig. 11. Typical pattern of cracks on the upper floor after a roof fire

При проектуванні підсилення треба враховувати фактичну конфігурацію тріщин та їх вплив на несучу спроможність конструкцій – перестінків, тощо. Дані тріщини можуть бути просто заін'єктовані розчином, стягнуті сталевими тяжами і обіймами, або підсилені армоцементними обіймами.

В будівлях зі стінами з порожнистих щілинних керамоблоків під час пожеж внаслідок нерівномірного прогріву може відбуватися відшарування зовнішньої поверхні із розкрошуванням щілинних перепонок (див. рис. 12).



Рис. 12. Характер пошкодження порожнистих керамоблоків від високої температури.

Fig. 12. Nature of damage to hollow ceramic blocks from high temperature

Це особливо небезпечно, коли відбувається подібне руйнування в опорних зонах перемичок та плит перекриттів, де відбувається зминання кладки під локальними навантаженнями. Такі ділянки стін потребують перевірного розрахунку з врахуванням пошкоджень та підсилення традиційними способами [7, 9].

Абсолютно інша ситуація відбувається із круглопоржистими плитами, які зазнають серйозних уражень від вогню. На умовно першій стадії дії вогню поверхні плит вкриваються кіптявою. При цьому відбувається релаксація попереднього напруження арматури плит. Це також може супроводжуватися збільшеними прогинами та поперечними тріщинами в нижній зоні. При подальшій дії вогню та збільшенні температури,

умовно понад 400°C кіптява відлущується і плити набувають умовно нормального сірого кольору бетону з жовтуватим і в подальшому рожеватим відтінком. При цьому відбувається дегідратація цементного в'язучого та істотне зниження марки на міцність бетону по поверхні. Міцність бетону неруйнівними ударними методами не визначається взагалі. В цей же час внаслідок сильних нерівномірних деформацій та появи зусиль зсуву між верхньою та нижньою полицями відбувається руйнація поперечного перерізу плити. На першому етапі з'являються повздовжні тріщини в нижній полиці та розкриваються пустоти. При подальшому прогресуванні розвиваються тріщини по висоті перерізу і нижня полиця починає відшаровуватися (див рис.13).



Рис. 13. Типовий характер руйнування круг-лопорожнистих плит під час тривалого вогню.

Fig. 13. Typical nature of the destruction of. round hollow plates during a long fire

Фактично при цьому відбувається повне руйнування конструкцій і в подальшому їх експлуатація не можлива

В плитах, що закопчені і не мають порушень цілісності, внаслідок пожежі відбувається релаксація попередніх напружень вже при температурах до 400°C . Це сильно впливає на їх несучу спроможність і має особливо негативний вплив на плити прольотом понад 6 м та ситсеми, армовані канатами.

Підсилення плит може бути виконане шляхом прорізання пазів та заведення каркасів із збільшенням висоти перерізу, шляхом зміни розрахункової схеми – влаштуванням проміжних опор, підведенням балок, заміною на монолітне тощо [6, 12] Також може бути виконана перевірка несучої спроможності конструкції випробуванням на навантаження згідно [8].

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проблема руйнувань інфраструктури населених пунктів внаслідок збройної агресії російської федерації є величезна, яка, на жаль, матиме серйозний вплив на економічну і соціальну сферу України у найближчі роки. Для здійснення обстежень та розробки проектів капітального ремонту актуальним було б продовжувати дослідження та публікувати характерні особливості пошкоджень конструкцій внаслідок бойових дій та надавати рекомендації щодо ефективного і економічно доцільного їх усунення. Також можуть бути запропоновані способи підвищення ремонтпридатності будівель і споруд після пожеж, таких як відмова на певних прольотах, де це конструктивно можливо, від попереднього напруження арматури плит перекриттів, розробити рекомендації щодо мурування стін із обов'язковою вимогою влаштування під опорними зонами плит та перемичок повнотілих стінових матеріалів, тощо.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Методика обстеження будівель та споруд, пошкоджених внаслідок надзвичайних ситуацій, бойових дій та терористичних актів.** //Затверджено наказом *Міністерства розвитку громад та територій України* 28.04.2022 року № 65.
2. **СОУ ЖКГ 75.11 – 35077234. 0015:2009** Житлові будинки. Правила визначення фізичного зносу житлових будинків.- [Чинні від 2009-02-03]. – К.: «НИИпроектреконструкція»– 47 с.
3. **ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016** «Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану». Київ, ДП Укр-НДНЦ, 2017.
4. **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)
5. **ДСТУ Б В.3.1-2:2016** «Ремонт і підсилення несучих і огорожу-вальних конструкцій та основ будівель і споруд» .Київ, ДП Укр-НДНЦ, 2017.
6. **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
7. **Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И.** Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Атлас схем и чертежей. //Томск 1990.- 185с
8. **Барашиков А. Я., Малишев О. М.** Оцінювання технічного стану будівель та інженерних споруд/ Навч. пос.– К.: *Основа*, 2008.– 320 с
9. **Кліменко В. З., Белов І.Д.** Випробування та обстеження будівельних конструкцій і споруд: підр. /В. З. Кліменко, І. Д. Белов. - К.: *Основа*, 2005. — 204 с.
10. **Малишев О. М.** Технічне обстеження та нагляд за безпечною експлуатацією будівель та інженерних споруд / Малишев О. М., Віроцький В. Д., Нілов О. О. та ін.; за ред. О. М. Малишева і Державного підприємства «Головний навч.-метод. центр» України. — К.: *Відлуння*, 2007. — 708 с.
11. **Васильченко О.В.** Будівельні конструкції та їх поведінка в умовах надзвичайних ситуацій/ Васильченко О.В., Квітковський Ю.В., Миргород О.В, Стельмах О.А.- Харків: *ХНАДУ*, 2015 -488с.
12. **Барашиков А.Я., Колякова В.М., Халік Н.** Теплотехнічні властивості бетону. //36. *наук.праць. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, Рівне: *НУВГП*. 2008С. 3-7
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. **Колякова В.М., Божинський М.О., Фесенко О.А.** Розподіл температури в перерізі залізобетонної плити. //Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Луцьк: *ЛНТУ*.2016. №5. С.232-239
15. **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)
16. **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)
17. **ДБН В.2.2-15:2019** Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. - [Чинний від 2019-12-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2019.– 44 с. – (Державні будівельні норми)
18. **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)
19. **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. **Metodyka obstezhennia budivel ta sporud**, poshkodzhennykh vnaslidok nadzvychaynykh sytuatsii, boiovykh dii ta terorystychnykh aktiv. //Zatverdzheno nakazom Ministerstva rozvytku hromad ta terytorii Ukrainy 28.04.2022 roku № 65.
2. **SOU ZhKH 75.11 – 35077234. 0015:2009** Zhytlovi budynky. Pravyla vyznachennia fizychnoho znosu zhytlovykh budynkiv.- [Chynni vid 2009-02-03]. – К.: «NYIproektrekonstruktsiia»– 47 s.
3. **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.
4. **DBN V.1.1-7:2016** «Pozhezhna bezpeka ob'iektiv budivnytstva. Zahalni vymohy», Kyiv, DP UkrNDNTs, 2017
5. **DSTU B V.3.1-2:2016** «Remont i pidsylennia nesuchykh i ohorodzhuvalnykh konstruktsii ta osnov budivel i sporud» .Kyiv, DP UkrNDNTs, 2017.
6. **Poklonskyi V.H., Fesenko O.A., Baitala Kh.Z., Krukovskyi 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)
7. **Malhanov A.Y., Plevkov V.S., Polyshchuk A.Y.** Vosstanovlenye y usylenye stroytelnykh konstruktsiyi avaryinykh i rekonstruyruemykh zdanyi. //Atlas skhem i chertezhei. //Tomsk 1990.- 185s
8. **Barashykov A. Ya., Malyshev O. M.** Otsiniuvannia tekhnichnoho stanu budivel ta inzhenernykh sporud //Navch. pos.– К.: Osnova, 2008.– 320 s
9. **Klimenko V. Z., Bielov I.D.** Vyprobuvannia ta obstezhennia budivelnykh konstruktsii i sporud: pidr. /V. Z. Klimenko, I. D. Bielov. - К.: Osnova, 2005. — 204 s.
10. **Malyshev O. M.** Tekhnichne obstezhennia ta nahliad za bezpechnoiu ekspluatatsiieiu budivel ta inzhenernykh sporud / Malyshev O. M., Virotskyi V. D. , Nilov O. O. ta in.; za red. O. M. Malysheva i Derzhavnoho pidpriemstva «Holovnyi navch.-metod. tsestr» Ukrainy. — К.: Vidlunnia, 2007. — 708 s.
11. **Vasylchenko O.V.** Budivelni konstruktsii ta yikh povedinka v umovakh nadzvychaynykh sytuatsii/ Vasylchenko O.V., Kvitkovskyi Yu.V., Myrhorod O.V, Stelmakh O.A.- Kharkiv: KhNADU, 2015 -488s
12. **Barashykov A.Ia., Koliakova V.M., Khalik N.** Teplotekhnichni vlastyvoli betonu. Zb. nauk. prats.//Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy, Rivne: NUVHP.2008. S. 3-7 (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. **Koliakova V.M., Bozhynskyi 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
15. **DSTU B V.1.1-4-98*** Zakhyst vid pozhezhi. Budivelni konstruktsii. Metody vyprobuvan na vohnestiikist. Zahalni vymohy: – //Chynnyi vid 1999-03-01 – К.: DERZHBUD UKRAINY, 2005 – 43 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy)
16. **DSTU B V. 1.1-20:2007** Zakhyst vid pozhezhi. Perekryttia ta pokryttia. Metod vyprobuvannia na vohnestiikist (EN 1365-2:1999, NEQ) – Chynnyi vid 2008-04-01 – К.: Minrehionbud Ukrainy, 2007 – 17 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy)
17. **DBN V.2.2-15:2019** Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. [Чинний від 2019-12-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2019.– 44 с. – (Державні будівельні норми)
18. **DBN V.1.2-7:2008**. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека: – чинні з

2008-10-01. – Kyiv: *Minrehionbud Ukrainy, 2008 – 30 s. – (Derzhavni budivelni normy)*

19. **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)*

FIRST INVESTIGATIONS OF DAMAGE TO BUILDINGS AND STRUCTURES AS A CONSEQUENCE OF COMBAT ACTIONS

Valery NUZHNY

Summary. On February 24, 2022, a large-scale invasion of the troops of the Russian Federation on the territory of Ukraine took place. In particular, active hostilities took place on the territory of Kyiv region within the boundaries of the settlements and surrounding them Borodyanka, Makariv, Gostomel, Irpin, Bucha, Vorzel, etc.

The result was the destruction and damage of a large number of buildings and structures, which suffered shock-explosive and fire damage, not typical for operation in peacetime conditions. It is also necessary to distinguish between direct damage to structures from the impact of ammunition (missiles, shells, mortar mines, large-caliber bullets, etc.) and secondary damage from the action of an explosive air wave. Destruction in places has a large-scale and systemic nature, when, for example, as a result of

fire and temperature deformations during heating, cracks develop on the walls in other areas.

There are also hidden defects, when, for example, internal delamination of brickwork occurs due to impacts. Since state institutions and units of the State Emergency Service did not work in populated areas that were under occupation, the fires did not go out and this led to the deepening of their consequences. For the first time after the de-occupation of the northern regions of Ukraine, the problem of restoring buildings and structures of both critical infrastructure and housing arose, and this problem is relevant during the subsequent liberation of other regions of Ukraine from occupation.

From April until now, works on conducting surveys of buildings and structures in accordance with the accepted methods and regulations of the Ministry of Regional Building of Ukraine have been ongoing. Although in fact each case is unique, certain regularities can be found in determining the nature of damage and their classification for the purpose of choosing methods of strengthening and repairing structures.

In many ways, the quality of the assessment depends on the experience of the expert and the design engineer performing the survey. Thus, in the first months, when surveys were conducted by leading organizations, including state research institutes, conclusions were given about the partial dismantling of buildings and structures, which, when alternative surveys were conducted, turned out to be hasty and erroneous.

Keywords. Damage; building structures; destruction; fire damage; overhaul.

Стаття надійшла до редакції 14.11.2022

ОСНОВИ ФОРМУВАННЯ ЧИСЕЛЬНОГО СКЛАДУ КОМПЛЕКСНОЇ БРИГАДИ МУЛЯРІВ-МОНТАЖНИКІВ

Олександр МАХИНЯ¹, Ірина ГЛУЩЕНКО², Володимир БАСАРАБ³,

¹²³Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹makhynia.om@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-7167-2857>

²hlushchenko.iv@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0001-7325-2629>

³basarab.va@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0003-2888-7398>

Анотація. Проектування потокового методу зведення багатоповерхового житлового будинку із кам'яними стінами і збірними залізо-бетонними конструкціями перекриття має свої особливості, а саме наявність механізованих та немеханізованих (ручних) процесів, що передбачає значну різницю в кількості виконавців при узгодженні потоків між собою. Враховуючи важливість забезпечення ритмічності виконання будівельних процесів, формування оптимального чисельного складу комплексної бригади є актуальним питанням.

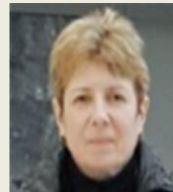
В результаті проведених досліджень комплексний процес зведення кам'яних будинків зі збірними перекриттями було розділено на два потоки: Перший потік – монтажні, транспортні і допоміжні процеси: *перший ярус* – подавання піддонів з цеглою, подавання ящиків з будівельним розчином, замоноличування проміжків між плитами; *другий ярус* – встановлення риштувань, подавання піддонів з цеглою, подавання ящиків з будівельним розчином, монтаж проміжного сходового майданчику і першого сходового маршу; *третій ярус* – підрушування риштувань, подавання піддонів з цеглою, подавання ящиків з будівельним розчином, демонтаж риштувань, монтаж плит перекриття і другого сходового маршу; Другий потік – мурування кам'яних конструкцій *першого, другого і третього ярусів*.

В результаті проведених досліджень встановлені теоретичні залежності чисельного складу комплексної бригади від обсягу робіт на захватці, норм витрат праці та умов виконання робіт. При цьому були враховані обмеження мінімального чисельного складу ланки із умови можли-



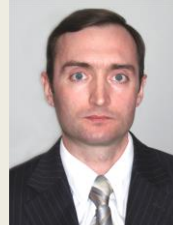
Олександр МАХИНЯ

доцент кафедри будівельних технологій
к.т.н., доцент



Ірина ГЛУЩЕНКО

старший викладач кафедри будівельних технологій



Володимир БАСАРАБ

доцент кафедри будівельних технологій
к.т.н., доцент

вості нею виконувати найбільш складний процес із складових потоку, який обумовлює потребу у найбільшій кількості виконавців.

А також враховані обмеження щодо максимальної кількості виконавців із умови забезпечення кожного виконавця достатнім фронтом робіт для виконання його протягом зміни та обмеження щодо завантаженості виконавців в залежності від прийнятої кількості будівельних машин. Отримані результати дозволяють оптимізувати процес технологічного проектування.

Ключові слова. Потоковий метод зведення кам'яних будинків; формування чисельного складу ланок і бригад; тривалість процесу.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Зведення багатоповерхового житлового будинку із кам'яними стінами і збірними залізобетонними конструкціями перекриття характеризується великою трудомісткістю і значними обсягами ручних процесів. Що, в свою чергу, потребує залучення значної кількості виконавців для зведення будинку у встановлені терміни. Збільшення кількості виконавців вимагає ефективної організації будівельних процесів із рівномірним використанням ресурсів та відсутністю необґрунтованих простоїв у роботі. Традиційно, цю проблему вирішують шляхом застосування потокового методу будівництва. Його суть полягає у розчленуванні комплексного будівельного процесу зведення на окремі прості процеси (потокі), для яких призначають окремих виконавців (ланки). При цьому загальний фронт робіт (будинок), також, поділяють на окремі технологічні зони (захватки).

Організацію виконання простих процесів (потоків) здійснюють наступним чином. Кожен окремий потік виконують послідовно переміщуючись від однієї захватки до іншої. При цьому для скорочення простоїв у виконанні робіт використовують суміщення у часі виконання різних потоків на різних захватках, при забезпеченні послідовного виконання окремого потоку від однієї захватки до іншої. Ритмічність виконання будівельних процесів (потоків) забезпечується шляхом встановлення однакової тривалості потоків на різних захватках та узгодження їх виконання у часі. Для цього фронт робіт поділяють на рівновеликі за трудомісткістю захватки зі зміною трудомісткості в межах 20 %.

Суттєвим чинником, що впливає на забезпечення ритмічності зведення багатоповерхового житлового будинку із кам'яними стінами і збірними залізобетонними конструкціями перекриття є чисельний склад ланок виконавців комплексної будівельної бригади. Цей показник значуще впливає на тривалість потоків на окремих захватках чи ярусах. При цьому процес зведення кам'яних конструкцій є ручним процесом, а

монтаж збірних конструкцій є механізованим процесом, що також суттєво впливає на формування чисельного складу ланок і бригади в цілому. Враховуючи важливість забезпечення ритмічності виконання будівельних процесів, формування оптимального чисельного складу комплексної бригади є актуальним питанням, вирішенням якого були присвячені наступні дослідження.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідженню будівельних операцій при влаштуванні перемичок у кам'яних конструкціях були присвячені роботи [1, 2]. Окремі питання організації технологічних процесів при зведенні кам'яних конструкцій розглянуті в роботах [2, 3, 5, 6, 11, 15].

Загальні принципи організації потокового методу виконання робіт наведені в роботі [9], проектування потокового методу при зведенні кам'яних будинків висвітлено в роботах [9]. Принципи вибору засобів механізації при організації потокового методу виконання робіт наведені в роботі [8]. Дослідженню узгодження потоків при організації потокового методу присвячена робота [7], а формуванню складів ланок – роботи [4, 1, 9]. Нормативні вимоги щодо проектування технології зведення кам'яних конструкцій і монтажу збірних конструкцій наведені в ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015 [10].

Комплексне дослідження австралійських методів кам'яного будівництва в житловому контексті висвітлене в [12, 13]. Методологія «зеленого» будівництва передбачає зменшення споживання енергії від задуму до етапів експлуатації та сприяє екологічно стійкому розвитку (ESD) через продовження традицій каменю в Австралії.

Детальне моделювання мікромоделі стін з кам'яної кладки для отримання двовимірної та тривимірної сітки кінцевих або дискретних елементів для широкого діапазону типологій кам'яної та цегляної кладки розроблено в роботі [14], щоб імітувати робочий процес муляра. Коди Python3.7 генератора мікроструктури та згенеровані сітки, доступні відповідно до умов GNU LGPLv3, дозволяють здійснювати багатомасштабний

аналіз цілих конструкцій, а також для методів гомогенізації.

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Метою даної статті є проведення досліджень щодо оптимізації чисельного складу комплексної бригади мулярів-монтажників з метою удосконалення процесу кладки цегляних стін багатопверхового будинку з монтажем залізобетонних плит перекриття.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Комплексний процес зведення кам'яних будинків зі збірними перекриттями складається з таких простих процесів: подавання цегли і розчину; кладка стін із цегли першого ярусу; улаштування інвентарних риштувань; подавання цегли і розчину; кладка стін із цегли другого ярусу; монтаж сходового майданчику і маршу; улаштування другого ярусу риштувань; подавання цегли і розчину; кладка стін із цегли третього ярусу; демонтаж риштувань; монтаж сходового майданчику і маршу; монтаж плит перекриття і балконних плит; заливка швів між плитами.

Для ритмічного виконання робіт будинки у плані поділяють на окремі захватки, а кожний поверх додаткового поділяють на окремі технологічні яруси по висоті. Висоти технологічного ярусу приймають у межах від 0,9 до 1,2 м залежно від товщини стіни з метою забезпечення контролю якості мурування зовнішньої версти стіни. З вимог безпеки виконання робіт рівень мурування попереднього ярусу повинен перевищувати рівень настилу підмошування для наступного ярусу не менше ніж на 2 ряди кладки.

Тривалість виконання процесу (поток) залежить від чисельного складу бригади та змінності виконання робіт. Для встановлення однакової тривалості виконання процесів із різною трудомісткістю, процес з невеликою трудомісткістю виконують мінімальною кількістю робітників, а процес з великою трудомісткістю – пришвидшують за рахунок збільшення виконавців. У випадку відсутності можливості збільшення кількості

виконавців при значній трудомісткості процесу – його можна виконувати у кілька змін за добу, тоді як менш трудомісткий процес виконують в одну зміну за добу.

Якщо поділ комплексного процесу на прості веде до значної різниці між трудомісткостями окремих процесів, то допускається їх об'єднання в один процес з виконанням його робітниками, що мають суміжні професії. Наприклад, муляр-монтажник може бути використаний не тільки для мурування цегляної кладки, а й для виконання монтажних процесів, тоді як тесля-такелажник може влаштовувати риштування і подавати матеріали для цегляної кладки.

При застосуванні потокового методу процесу варіант 1 були об'єднані у три елементарних потоки:

① кладка стін, встановлення перемичок, монтаж плит перекриття і балконних плит, сходових майданчиків і маршів, замонолічування швів між плитами перекриття;

② -подавання матеріалів;

③-встановлення та розбирання риштувань. Чисельний склад бригад призначався через взаємоузгодженість тривалості кладки стін з тривалістю роботи крана.

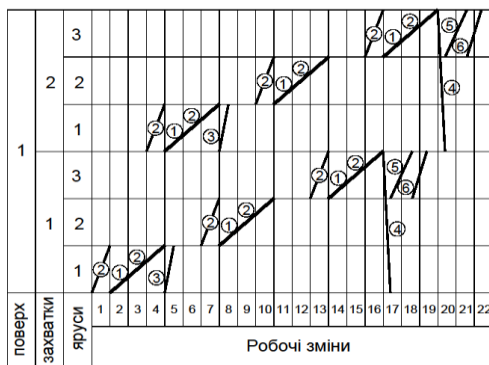
Виходячи з умови, що подавання матеріалів під час кладки стін та монтаж плит перекриття виконується одним краном, приймають, що тривалість роботи крана не повинна перевищувати модуля циклічності (тривалості елементарного потоку на одній захватці) кладки стін та монтажу збірних залізобетонних конструкцій.

Для забезпечення ритмічності потоків кладку стіни рекомендується виконувати ланками у два, три або чотири виконавця. При цьому приймають наступні ланки: «двійка» - муляр 5-го розряду та муляр-монтажник 4-го розряду; «трійка» - муляр 4-го розряду та 2 муляри-монтажники 3-го розряду; «четвірка» - муляр 5-го розряду, муляр-монтажник 5-го розряду та 2 муляри 4-го розряду. Монтаж перемичок і плит перекриття можуть бути виконані ланкою із чотирьох виконавців, а саме: муляр-монтажник 4-го розряду, муляр-монтажник 5-го розряду та 2 муляри-монтажники 3-го розряду. Таким чином, прості процеси можуть бути

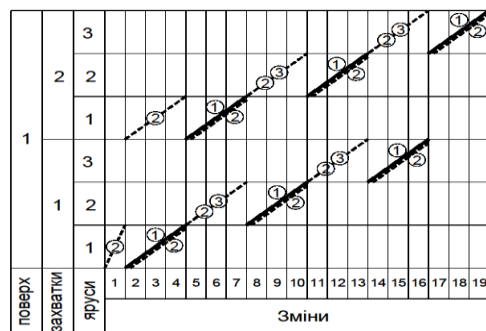
об'єднані в один потік, що можуть виконати робітники з додатковою спеціалізацією для виконання суміжних процесів. У ② і ③ - елементарному потоці призначено 2 тесля-такелажника 2-го розряду, які здійснюють подачу матеріалів, встановлення і розбирання риштувань для кладки другого і третього ярусів.

Для таких самих умов комплексний процес зведення кам'яних і монтаж збірних конструкцій було розділено на шість елементарних потоків варіант 2:

① кладка стін; ② -подавання матеріалів; ③-встановлення риштувань; ④-розбирання риштувань; ⑤ - монтаж сходових майданчиків і маршів та плит перекриття і балконних плит; ⑥ - заливка швів між збірними конструкціями. У даному випадку,



а



б

Рис.1. Циклограми кладки стін і влаштування перекриттів із збірних панелей:

а – трьома ланками мулярів (9 люд.), однією ланкою теслярів-монтажників (3 люд.);

б – трьома ланками мулярів-монтажників (9 люд.), однією ланкою теслярів-такелажників (2 люд.).

Fig.1. Cyclograms for laying walls and arranging floors from prefabricated panels:

а – three units of masons (9 people), one unit of rigger-carpenter-installer (3 people);

б – three units of masons-installers (9 people), one unit of rigger-carpenter (2 people).

кладку стіни виконують ланки мулярів у два, три або чотири виконавця. При цьому приймають наступні ланки: «двійка» - муляр 4-го розряду та муляр 3-го розряду; «трійка» - муляр 4-го розряду та 2 муляри 3-го розряду; «четвірка» - 2 муляри 4-го розряду та 2 муляри 3-го розряду. Подавання матеріалів, установлення і розбирання риштувань, монтаж сходових майданчиків і маршів, плит перекриття і балконних плит, заливку швів виконують 2 тесля-монтажники 4-го розряду і тесля-монтажник 2-го розряду. Кваліфікаційний склад бригад встановлюють згідно з рекомендаціями нормативних документів з урахуванням того, що робітник вищого розряду може виконувати роботу робітника нижчого розряду.

Графіки виконання робіт у вигляді циклограм, наведені на рис. 1, а і 1, б.

① -кладка стін з установленням перемичок;

② - подавання матеріалів;

③- встановлення риштувань;

④- розбирання риштувань;

⑤-монтаж сходових майданчиків і маршів, плит перекриття і балконних плит;

⑥-заливка швів між збірними конструкціями.

① -кладка стін, установлення перемичок, монтаж плит перекриття і балконних плит, сходових майданчиків і маршів, замонолічування швів між плитами перекриття;

② -подавання матеріалів;

③-встановлення і розбирання риштувань.

Вони відображають розвиток окремих елементарних потоків при виконанні робіт в межах одного поверху.

У дослідженнях за умови проектування ритмічного потоку було прийнято два потоки:

• **Перший потік** – що включає монтажні, транспортні і допоміжні процеси і передбачає:

- *На першому ярусі* – подавання піддонів з цеглою, подавання ящиків з будівельним розчином, замонолічування проміжків між плитами;
- *На другому ярусі* – встановлення риштувань, подавання піддонів з цеглою, подавання ящиків з будівельним розчином, монтаж проміжного сходового майданчику і першого сходового маршу;
- *На третьому ярусі* – підрощування риштувань, подавання піддонів з цеглою, подавання ящиків з будівельним розчином, демонтаж риштувань, монтаж плит перекриття і другого сходового маршу;

• **Другий потік** – що включає мурування кам'яних конструкцій і передбачає: мурування кам'яних конструкцій на всіх ярусах.

Традиційно, тривалість спеціалізованого будівельного потоку (T) зведення цегляних стін і монтаж плит перекриття визначають за наступною формулою

$$T = K(m + n - 1) \quad (1)$$

де n – кількість елементарних потоків, що складають спеціалізований будівельний потік;

m – кількість одиниць будівельної продукції (ярусів, захваток);

K – модуль циклічності, ритм потоку, тривалість виготовлення одиниці будівельної продукції.

Вираз (1) набуває вигляду $T = K(m + 1)$ за наявності двох елементарних потоків.

Кількість виконавців (N) елементарного потоку може бути визначена наступним чином

$$N = \frac{P}{tS} = \frac{P}{mKS} = \frac{Q}{mK} \quad (2)$$

- де P – загальний обсяг робіт по всім одиницям продукції (ярусам, захваткам);
 t – тривалість виконання елементарного потоку;
 S – виробіток за одиницю часу на одного виконавця;
 Q – трудомісткість виконання робіт на m ярусах.

При цьому максимальна кількість виконавців на захватці може бути визначена як

$$N_{max} = \frac{Vf_{opt}}{SF} \quad (3)$$

- де V – обсяг робіт на захватці;
 f_{opt} – осереднений фронт робіт, що приймають для одного виконавця;
 F – відкритий фронт робіт на захватці.

Кількість виконавців для елементарного потоку можна визначити як

$$N = \frac{\sum_{m=1}^M V_m H_{wm}}{MKc} \quad (4)$$

- де H_{wm} – значення витрат праці складових процесів чи операцій елементарного потоку;
 V_m – обсяг робіт елементарного потоку;
 $m = 1 \dots M$ – кількість захваток по фронту робіт;
 c – тривалість зміни.

За умови розподілу окремого поверху на технологічні яруси вираз (4) набуває вигляду

$$N = \frac{\sum_{m=1}^M \sum_{j=1}^J V_{mj} H_{wmj}}{MJKc} \quad (5)$$

- де $j = 1 \dots J$ – кількість ярусів в межах захватки.

Для прийнятих двох елементарних потоків вираз (5) набуває вигляду

$$\begin{cases} N^I = \frac{\sum_{m=1}^M \sum_{j=1}^J V_{mj}^1 H_{wmj}^1}{IJK\gamma} \\ N^{II} = \frac{\sum_{m=1}^M \sum_{j=1}^J V_{mj}^2 H_{wmj}^2}{MJK\gamma} \end{cases} \quad (6)$$

де N^I – кількість виконавців у першому (механізованому) потоці;
 N^{II} – кількість виконавців у другому (немеханізованому) потоці;
 H_{wmj}^I і H_{wmj}^{II} – нормативні значення витрат праці складових процесів і операцій, відповідно, I і II потоків;
 γ – коефіцієнт виконання норм, що приймають для забезпечення узгодженості і ритмічності виконання потоків.

Виконання будівельних процесів передбачає обмеження щодо максимальної і мінімальної чисельної кількості виконавців у спеціалізованих ланках, які залежать від наявного фронту робіт, засобів механізації та мінімізації тривалості організаційних перерв. Враховуючи це вираз (6) набуває вигляду

$$\begin{cases} N^I \approx \frac{\sum_{m=1}^M \sum_{j=1}^J V_{mj}^I H_{wmj}^I}{MJK\gamma} \\ N_{max}^I \geq N^I \geq N_{min}^I \\ N^{II} \approx \frac{\sum_{m=1}^M \sum_{j=1}^J V_{mj}^{II} H_{wmj}^{II}}{MJK\gamma} \\ N_{max}^{II} \geq N^{II} \geq N_{min}^{II} \end{cases} \quad (7)$$

де N_{min}^I і N_{min}^{II} – технологічно обумовлена мінімальна кількість виконавців для виконання сукупності операцій, що складають, відповідно, перший та другий потік;
 N_{max}^I і N_{max}^{II} – обмеження максимальної кількості виконавців в ланці, що обумовлено кількістю

будівельних машин, що приймають участь у будівельному потоці, чи обсягами фронту робіт.

У нашому дослідженні при зведенні багатопверхового житлового кам'яного будинку зі збірними плитами перекриття двома потоками вираз (7) набуває вигляду

$$\begin{cases} N^I \approx \frac{\sum_{m=1}^M \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I V_{mji}^I H_{wmji}^I}{MJK\gamma} \\ N^I \geq \max_{[i, I]} N_i^I \\ N^I = N_M^I \max_{[i, I]} N_i^I \\ N^{II} \approx \frac{\sum_{m=1}^M \sum_{j=1}^J \sum_{i=1}^I V_{mji}^{II} H_{wmji}^{II}}{MJK\gamma} \\ N^{II} \geq \max_{[i, I]} N_i^{II} \\ \frac{\sum_{i=1}^I V_{mji}^{II} H_{wmji}^{II}}{N^{II}} \geq c \end{cases} \quad (8)$$

де N_M^I – прийнята кількість будівельних машин (кранів) у I потоці;
 $\max_{[i, I]} N_i^I$ і $\max_{[i, I]} N_i^{II}$ – максимальна технологічно рекомендована кількість виконавців у ланці серед складових I-х процесів і операцій, відповідно, першого і другого потоків.

Отримані результати дозволяють узгодити тривалість окремих потоків та прийняти оптимальний чисельний склад комплексної бригади мулярів-монтажників.

Прикладом узгодження потоків може бути наведена циклограма (рис. 2).

В даному випадку процес зведення житлового будинку поділений на наступні потоки:

- ① - кладка стін, встановлення перемичок, монтаж сходового майданчику і маршу на другому і третьому ярусах;
- ② - подавання матеріалів, встановлення риштувань;
- ③ - розбирання риштувань;
- ④ - кладка перегородок, установка і розбирання підмостей для кладки перегородок;

- ⑤ - монтаж сходового майданчику, маршу і плит перекриття;
- ⑥ - заливка швів між збірними плитами.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В результаті проведених досліджень зведення багатоповерхових житлових кам'яних будинків зі збірним залізобетонним перекриттям були встановлені теоретичні залежності щодо формування чисельного складу комплексної бригади мулярів-монтажників. При цьому були враховані обмеження мінімального чисельного складу ланки із умови можливості нею виконувати найбільш скла-

дний процес із складових потоку, який обумовлює потребу у найбільшій кількості виконавців. А також враховані обмеження щодо максимальної кількості виконавців із умови забезпечення кожного виконавця достатнім фронтом робіт для виконання його протягом зміни та обмеження щодо завантаженості виконавців в залежності від прийнятої кількості будівельних машин. Отримані результати дозволяють оптимізувати процес технологічного проектування.

Подальші дослідження можуть бути спрямовані на збільшення формалізації технологічного проектування потокового методу будівництва та оптимізації узгодження технологічних потоків між собою.

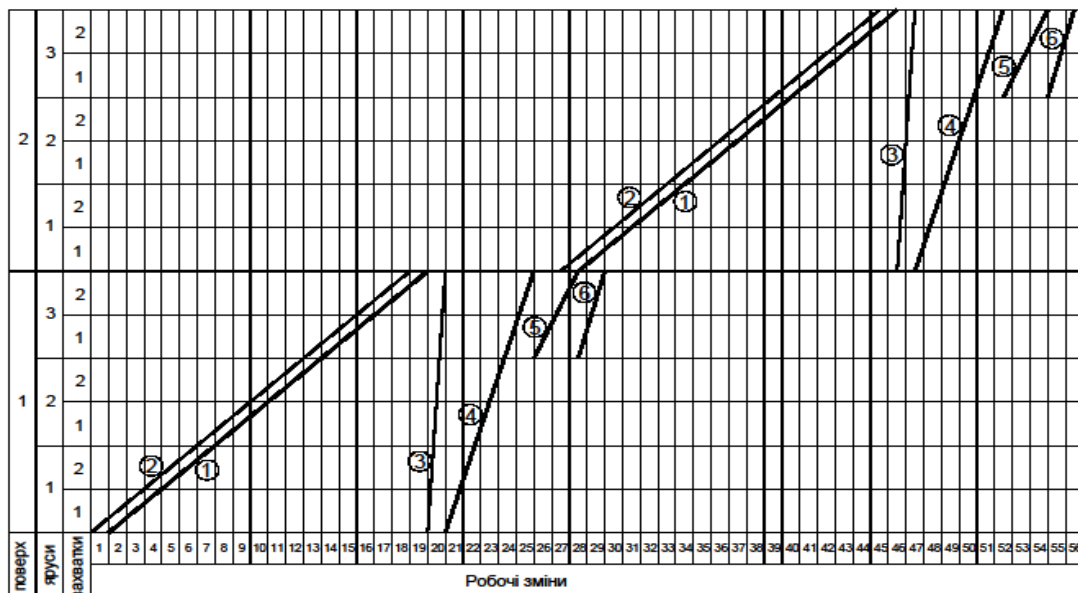


Рис. 2. Циклограма кладки стін і перегородок та монтаж перекриттів із збірних залізобетонних плит.

Fig. 2. Cyclogram of masonry of walls and partitions and installation of floors from prefabricated reinforced concrete slabs

ЛІТЕРАТУРА

1. **Махиня О. М.**, Ратушняк Г. В. Вплив геометричних розмірів дверних отворів на техніко-економічні показники їх влаштування при реконструкції цегляних будинків/ Махиня О. М., Ратушняк Г. В. // *Містобудування та територіальне планування: наук.-техн. збірник, вип. 72.* – К.: КНУБА.– 2020. – с. 187 - 201.
 2. **Махиня О. М.** Практичний досвід реставрації кам'яних конструкцій /О. М. Махиня // *Ефективні технології в будівництві. Програма та тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції. К: «Видавництво Ліра-К».* – 2018. – 208 с.
 3. **Осипов С. О.** Передумови вдосконалення технологічних процесів реставрації кам'яної кладки пам'яток архітектури [Текст] / С. О. Осипов, О. Ф. Осипов, О. В. Слись // *Управління розвитком складних систем: зб. наук праць.* – К. : КНУБА, 2017. – Вип. 29. – С. 192-197.
- Електронний ресурс:*
<http://urss.knuba.edu.ua/zbirnyk-29>
4. **Терновий В. І.**, Молодід О. С., Молодід О. О., Уманець І. М. Вплив об'єму робіт на зарплату різних складів ланок при влаштуванні цем'янової штукатурки/ Терновий, В. І., Молодід О. С., Молодід О. О., Уманець І. М.// *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин: збірник наукових праць.* – Вип. № 29 – К.: КНУБА, 2013 – С. 10-17.
 5. **Молодід О.С.** Дослідження впливу технології підготовки основи цегли на міцність приклеювання до неї елементів підсилення/ Молодід О.С. // *Будівельне виробництво.* – К.: НДІВВ. – 2017. – № 62. – С. 89 – 92.
 6. **Тонкачєв Г.**, Шпакова Г., Шарапа С., Глущенко І Технологія відновлення кам'яної кладки / Г. Тонкачєв, Г. Шпакова, С. Шарапа, І. Глущенко // *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин: збірник наукових праць.* – Вип. № 43 – К.: КНУБА, 2020 – С. 124-133.
 7. **Лучинский С.А.** Организационные факторы возведения одноэтажных промышленных зданий при использовании технологии совмещённого монтажа строительных конструкций и технологического оборудования/ С.А. Лучинский // *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин: збірник наукових праць.* – Вип. № 32 – К.: КНУБА, 2014 – С. 124-131.
 8. **Басараб В.А.**, Уманець І.М., Саушева Л.С. Методика вибору комплексу засобів ущільнення ґрунту пазух котлованів за технічною ознакою/ Басараб В.А., Уманець І.М., Саушева Л.С. // *Основи та фундаменти. - Scientific and Technical Journal «Bases and foundations». Issue 43. Edited by Igor Boyko.* – К.: KNUCA. – 2021. - № 43. – С.67 – 78.
 9. **Ярмоленко М.Г.** Технологія будівельного виробництва: підручник / М.Г. Ярмоленко та ін.; за ред. М.Г. Ярмоленка. – 2-ге вид., допов. і переробл. – К.: Вища шк., 2005. – 34 с.: іл.
 10. **ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015.** Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій. – Київ: Мінрегіон, 2015. – 62 с.
 11. **Тонкачєв Г.Н.** Эффективность технологий возведения стен малоэтажных зданий/Г.Н. Тонкачєв, В.М. Колыс.// *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин:зб. наук. праць.* - Київ: КНУБА, 2015.- Вип. 34 .-С. 64-72.
 12. **J. Morel, M. Mesbah, M Oggero, P. Walker** Building houses with local materials: Means to drastically reduce the environmental impact of construction/Jean-Claude Morel, Mahmoud Ali Ali Mesbah, M Oggero, Pete Walker// *Building and Environment* 36 (2001) 1119-1126.
[http://doi.org/10.1016/S0360-1323\(00\)00054-8](http://doi.org/10.1016/S0360-1323(00)00054-8).
 13. **K. Gharehbaghi, F. Rahmani, D. Paterno** Adaptability of Materials in Green Buildings: Australian Case Studies and Review/ Koorosh Gharehbaghi, Farshid Rahmani, David Paterno// *May 2020, IOP Conference Series Materials Science and Engineering* 829(1):012006.
<http://doi.org/10.1088/1757-899X/829/1/012006>
 14. **Mahmoud Shaqfa, Katrin Beyer** A virtual microstructure generator for 3D stone masonry walls/ Mahmoud Shaqfa, Katrin Beyer// *May 2022, European Journal of Mechanics - A/Solids*, 96(2022):104656.
<http://doi.org/10.1016/j.euromechsol.2022.104656>
 15. **О.В. Кічаєва** В ймовірності руйнування цегляних стін будівель, що експлуатуються/ О.В. Кічаєва// *Наука та будівництво*, April 2019.
[http://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v0i1\(15\).17](http://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v0i1(15).17)

REFERENCES

1. **Makhynia O. M.**, Ratushniak H. V. Vplyv heometrychnykh rozmiriv dvernykh otvoriv na

- tekhniko-ekonomichni pokaznyky yikh vlashtuvannia pry rekonstruktsii tsehlianykh budynkiv/ Makhynia O. M., Ratushniak H. V. // *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia: nauk.-tekhn. zbirnyk, vyp. 72. – K.: KNUBA. – 2020. – s. 187 - 201.*
2. **Makhynia O. M.** Praktychnyi dosvid restavratsii kamianych konstruktsii /O. M. Makhynia // *Efektivni tekhnologii v budivnytstvi. Prohrama ta tezy dopovidei mizhnarodnoi naukovo-tekhnichnoi konferentsii. K: «Vydavnytstvo Lira-K». – 2018. – 208 s.*
 3. **Osypov S. O.** Peredumovy vdoskonalennia tekhnolohichnykh protsesiv restavratsii kamianoi kladky pamiatok arkhitektury [Tekst] / S. O. Osypov, O. F. Osypov, O. V. Slys // *Upravlinnia rozvytkom skladnykh system: zb. nauk prats. – K.: KNUBA, 2017. – Vyp. 29. – S. 192-197. Elektronnyi resurs: <http://urss.knuba.edu.ua/zbirnyk-29>*
 4. **Ternovi V. I.,** Molodid O. S., Molodid O. O., Umanets I. M. Vplyv obiemu robit na zarplatu riznykh skladiv lanok pry vlashtuvanni tsemiankovoii shtukaturky/ Ternovi, V. I., Molodid O. S., Molodid O. O., Umanets I. M. // *Shliakhy pidvyshchennia efektyvnosti budivnytstva v umovakh formuvannia rynkovykh vidnosyn: zbirnyk naukovykh prats. – Vyp. № 29 – K.: KNUBA, 2013 – S. 10-17.*
 5. **Molodid O.S.** Doslidzhennia vplyvu tekhnolohii pidhotovky osnovy tsehly na mitsnist prykleiuvannia do nei elementiv pidsylennia/ Molodid O.S. // *Budivelne vyrobnytstvo. – K.: NDIBV. – 2017. – № 62. – S. 89 – 92.*
 6. **Tonkacheiev H.,** Shpakova H., Sharapa S., Hlushchenko I Tekhnolohiia vidnovlennia kamianoi kladky / H. Tonkacheiev, H. Shpakova, S. Sharapa, I. Hlushchenko // *Shliakhy pidvyshchennia efektyvnosti budivnytstva v umovakh formuvannia rynkovykh vidnosyn: zbirnyk naukovykh prats. – Vyp. № 43 – K.: KNUBA, 2020 – S. 124-133.*
 7. **Luchynskiy S.A.** Orhanyzatsionnye faktory vozvedeniia odnoetazhnykh promyshlennykh zdanyi pry yspolzovanny tekhnolohyy sovmeshchēnoho montazha stroitelnykh konstruktsiy y tekhnolohycheskoho oborudovannia/ S.A. Luchynskiy // *Shliakhy pidvyshchennia efektyvnosti budivnytstva v umovakh formuvannia rynkovykh vidnosyn: zbirnyk naukovykh prats. – Vyp. № 32 – K.: KNUBA, 2014 – S. 124-131.*
 8. **Basarab V.A.,** Umanets I.M., Sausheva L.S. Metodyka vyboru komplektu zasobiv ushchilnennia gruntu pazukh kotlovaniv za tekhnichnoiu oznakoiu/ Basarab V.A., Umanets I.M., Sausheva L.S. // *Osnovy ta fundamente. - Scientific and Technical Journal «Bases and foundations». Issue 43. Edited by Igor Boyko. – K.: KNUCA. – 2021. - № 43. – S.67 – 78.*
 9. **Yarmolenko M.H.** Tekhnolohiia budivelnoho vyrobnytstva: pidruchnyk / M.H. Yarmolenko ta in.; za red. M.H. Yarmolenka. – 2-he vyd., dopov. i pererobl. – K.: Vyshcha shk., 2005. – 34 s.: il.
 10. **DSTU-N B V.2.6-203:2015.** Nastanova z vykonannia robit pry vyhotovleni ta montazhi budivelnykh konstruktsii. // *Kyiv: Minrehion, 2015. – 62 s.*
 11. **Tonkacheev H.N.** Effektivnost tekhnolohiyi vozvedeniia sten maloetazhnykh zdanyi/H.N. Tonkacheev, V.M. Kolys. // *Shliakhy pidvyshchennia efektyvnosti budivnytstva v umovakh formuvannia rynkovykh vidnosyn:zb. nauk. prats. - Kyiv: KNUBA, 2015.- Vyp. 34 .-S. 64-72.*
 12. **J. Morel, M. Mesbah, M Oggero, P. Walker** Building houses with local materials: Means to drastically reduce the environmental impact of construction/Jean-Claude Morel, Mahmoud Ali Ali Mesbah, M Oggero, Pete Walker // *Building and Environment 36 (2001) 1119-1126. [http://doi.org/10.1016/S0360-1323\(00\)00054-8](http://doi.org/10.1016/S0360-1323(00)00054-8).*
 13. **K. Gharehbaghi, F. Rahmani, D. Paterno** Adaptability of Materials in Green Buildings: Australian Case Studies and Review/ Koorosh Gharehbaghi, Farshid Rahmani, David Paterno // *May 2020, IOP Conference Series Materials Science and Engineering 829(1):012006. <http://doi.org/10.1088/1757-899X/829/1/012006>*
 14. **Mahmoud Shaqfa, Katrin Beyer** A virtual microstructure generator for 3D stone masonry walls/ Mahmoud Shaqfa, Katrin Beyer // *May 2022, European Journal of Mechanics - A/Solids, 96(2022):104656. <http://doi.org/10.1016/j.euromechsol.2022.104656>*
 15. **O.V. Kichaieva** V ymovirnosti ruinuvannia tsehlianykh stin budivel, shcho ekspluatuiutsia/ O.V. Kichaieva // *Nauka ta budivnytstvo, April 2019.. [http://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v0i1\(15\).17](http://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v0i1(15).17)*

**THE FUNDAMENTALS OF FORMING
THE NUMERICAL COMPOSITION OF
THE COMPLEX BRIGADE OF
MASON-INSTALLERS**

Oleksandr MAKHYNYA,

*Iryna HLUSCHENKO,
Volaodymir BASARAB*

Summary. The design of the flow method of the construction of a multi-story residential building with stone walls and prefabricated reinforced concrete floor structures has its own features, namely, the presence of mechanized and non-mechanized (manual) processes, which implies a significant difference in the number of performers when coordinating flows among themselves. Taking into account the importance of ensuring the rhythmic execution of construction processes, the formation of the optimal numerical composition of the complex brigade is an urgent issue.

As a result of the research, the complex process of building stone houses with prefabricated floors was divided into two streams: The first stream - assembly, transport and auxiliary processes: the first tier - delivery of pallets with bricks, delivery of boxes with construction mortar, monotonization of the gaps between the slabs; the second tier – installation of scaffolding, delivery of pallets with bricks, delivery of boxes with construction mortar, installation of the intermediate staircase and the first flight of stairs; the third tier – raising scaffolding, supplying pallets with bricks, supplying boxes with con-

struction solution, dismantling scaffolding, installing floor slabs and the second flight of stairs; The second flow is the masonry of stone structures of the first, second and third tiers.

As a result of the conducted research, the theoretical dependence of the numerical composition of the complex brigade on the volume of work on the fence, the norms of labor costs and the conditions of performance of the work were established. At the same time, the limitations of the minimum numerical composition of the link were taken into account, with the condition of its ability to perform the most complex process from the components of the flow, which determines the need for the largest number of performers.

Also, restrictions on the maximum number of performers are taken into account, provided that each performer is provided with a sufficient front of work to perform it during the shift, and restrictions on the workload of performers depending on the accepted number of construction machines. The obtained results make it possible to optimize the technological design process.

Keywords. Flow method of building stone houses; formation of the numerical composition of units and brigades; duration of the process

Стаття надійшла до редакції 13.12.2022

Наукове видання

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ. ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 11/2022

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 23.12.2022. 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