МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 6

Київ – КНУБА – 2020

Наукове фахове видання / Scientific edition
ISSN 2522-4182

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

Збірник наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». Випуск 6.
Головний редактор О.Д.Журавський. К.:КНУБА, 2020. 119 с. DOI:10.32347/2522-4182.6.2020

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

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

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

Collection of scientific articles «Building Constructions. Theory and practice». Issue 6.
Chief editor O. Zhuravskyi. K. : KNUCA, 2020. 119 p. DOI:10.32347/2522-4182.6.2020

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

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

Редакційна колегія

Журавський О.Д., к.т.н., доцент – головний редактор (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); **Bohdan Demchyna**., prof. Dr.hab. (Panstwowej Wyzszej Szkole Techniczno-Ekonomicznej im.ks. Bronislawa Markiewicza w Jaroslawiu); **Клімов Ю.А**., д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Клименко Є.В**., д.т.н., професор (Одеська державна академія будівництва та архітектури); **Кріпак В.Д.,** к.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури; **Колякова В.М**., к.т.н., доцент – відповідальний секретар (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Нікіфорова Т. Д**., д.т.н., професор, завідувач кафедри залізобетонних конструкцій (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); **Стемберк П**., к.т.н., професор (Чеський технічний університет, м. Прага); **Чернишев Д.О**., д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Шмуклер В.С**., д.т.н., професор (Харківський університет міського господарства ім. О.М.Бекетова).

Рекомендовано до видання вченою радою Київського національного університету будівництва і архітектури, протокол №32 від 4 червня 2020 року.

Recommended for publication by the Academic Council of Kyiv National University of Construction and Architecture, Protokol No. 32 of 4.06.2020

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

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

ЗМІСТ

Олександр Панченко, Юрій Собко, Геннадій Гладишев, Дмитро Гладишев, Роман Гладишев
Продовження життєвого циклу баштової промислової споруди за технологіями Sika 4

Людмила Лавріненко, Валерія Некора
Дослідження нагрівання сталевої балки з гофрованою стінкою в умовах пожежі 12

Галина Гетун, Віра Колякова, Ірина Безклубенко, Олена Баліна
Індустріальний розвиток києва у другій половині хіх ст. ……. 22

Володимир Чирва, Тетяна Чирва, Олександр Панченко, Андрій Савченко, Катерина Романенко
Чисельне моделювання процесу руйнування залізобетонних балок монолітного огородження та його посилення вуглецевими матеріалами…… 34

Денис Хохлін
Спрощена розрахункова оцінка сейсмостійкості будівель з використанням положень методу спектру несучої здатності…… 42

Богдан Демчина, Андрій Пелех, Роман Козак, Михайло Сурмай.
Моделювання процесу горіння деревини методом кінцевих елеметів…… 47

Людмила Афанасьєва, Марина Добровінська
Вплив корозійних пошкоджень на експлуатаційні якості залізобетонних конструкцій…… 55

Богдан Демчина, Юрій Кунанець, Євген Главацький, Михайло Сурмай
Застосування вдавлюваних трубобетонних паль, при реконструкції інженерно-лабораторного корпусу ПАТ “Хмельницькобленего”…… 64

Олександр Гуляр, Юрій Максим’юк, Андрій Козак, Олександр Максим’юк
Універсальний призматичний скінчений елемент загального типу для фізично і геометрично нелінійних задач деформування призматичних тіл…..... 72

Ірина Руднєва, Юрій Прядко, Микола Прядко
Аналіз причин обвалення покрівель виробничих будівель…… 85

Богдан Демчина, Михайло Сурмай, Роман Ткач, Василина Гула
Визначення фізико-механічних властивостей скла на згин за допомогою двопараметричного розподілу Вейбулла …… 94

Віра Колякова
Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика»…… 114

Денис Михайловський, Богдан Бондарчук
Еволюція будівельних норм проектування…….. 119

Продовження життєвого циклу баштової промислової споруди за технологіями Sika

Олександр Панченко[1], Юрій Собко[2], Геннадій Гладишев[3], Дмитро Гладишев[4], Роман Гладишев[5]

[1, 2] ТОВ «Сіка Україна»
9 Б, Смольна, Київ, Україна, 03022
[2, 3, 4, 5] Національний університет „Львівська політехніка”
12, С. Бандери, Львів, Україна, 79013
[3, 4] ТОВ «Науково-проектна фірма «Реконстрпроект»
55, Тютюнників, Львів, Україна,79011
[1]Panchenko.Aleksandr@ua.sika.com, , http://orcid.org/0000-0003-16340715
[2]Sobko.Yuriy@ua.sika.com,http://orcid.org/0000-0002-7710-468X;
[3]rekonstrproekt@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-2671-5579;
[4]dmytro.h.hladyshev@lpnu.ua, http://orcid.org/0000-0003-3978-8600;
[5]hladyshevrd@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-4819-5359

DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.4-11

Анотація. У роботі розглянуті деякі аспекти родовження життєвого циклу баштової промислової споруди на хімічному підприємстві. Ця технологічна башта гранулювання аміачної селітри має висоту +71,30 м. З цієї висоти до відмітки +46,10 м башта виконана у металевому каркасі з діаметром за осями колон 22,56 м. Фасад цієї частини виконаний з навісних керамзитобетонних панелей та стрічковим засклен-ням. Між відмітками ±0,00÷+46,10 м споруда має монолітний залізобетонний стовбур, який має циліндричний обрис у вигляді оболонки з зовнішнім діаметром 12,88 м та товщиною стінки 0,3 м.

За час 46-ти річної експлуатації в умовах хімічних впливів, поверхневі шари бетону стовбура башти суттєво втратили свою проектну міцність. За результатами практично регулярних обстежень, категорія технічного стану залізобетонного стовбура стабільно класифікували як непридатну до нормальної експлуатації. Значне погіршення технічного стану наступило у 2017 році, після чого споруда була виведена з технологічного процесу, що дало поштовх процесу пошуку конструктивних рішень для

Олександр Панченко
директор ТОВ «Сіка Україна», к.т.н.

Юрій Собко
доцент кафедри автомобільних доріг та мостів
к.т.н., доцент

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

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

Роман Гладишев
магістр 1 р./н. кафедри будівельних конструкцій та мостів

капітального ремонту з підсиленням та хімзахисту стовбура башти для продовження життєвого циклу всієї споруди.

За результатами обстеження була запропонована конструкція посилення стовбура башти системою радіальних та вертикальних ребер жорсткості, що потребувало суттєвого розвантаженя всієї баштиШвейцарський Концерн Sika, який є одним із світових лідерів у галузі розроблення та впровадження інноваційних технологій та матеріалів для будівництва і промисловості, з успіхом реалізує свої напрацювання в Україні.

Для розглянутої споруди фірма Sika запропонувала системи ремонтів та хімзахисту від агресивних впливів внутрішньої та зовнішньої поверхонь залізобетонного стовбура башти, що дасть можливість суттєво захистити його та продовжити життєвий цикл споруди.

Ключові слова: баштова промислова споруда; хімічні впливи; технічний стан; життєвий цикл; інноваційні технології; матеріали фірми Sika; посилення; ремонт; хімзахист.

ВСТУП

Починаючи з 1997 року, Швейцарський Концерн Sika, який є одним із світових лідерів у галузі розроблення та впровадження інноваційних технологій та матеріалів для будівництва і промисловості, з успіхом реалізує свої напрацювання в Україні. Це інфраструктурні проекти - міст метро, шляхопроводи та пішохідні мости в Києві, більше 180 мостів та шляхопроводів на об’єктах Укравтодору, Бескидський тунель, тунелі Київського метрополітену, атомні та теплові електростанції – Рівненська, Южноукраїнська, Ташлицька, Новодністровська, об’єкти хімічної промисловості - Припортовий завод, Рівненський азот, Черкаський азот, Поліетилен у м. Калуш, об’єкти харчової промисловості – Вінницький молокозавод, Наша Ряба, Гаврилівські курчата, заводи мінеральних вод, ТРЦ – Магелан, Караван, Метро, Ашан, Арсен, логістичні комплекси та багато інших, - ось далеко не повний перелік об'єктів, де архітектори, конструктори і будівельники перевірили і перевіряють якість і надійність пропонованих технічних рішень і продуктів, що мають вітчизняні та міжнародні сертифікати та висновки провідних науково-дослідних інститутів, а також кваліфіковану консультаційну та технічну підтримку.

У даній роботі розглянуто деякі аспекти продовження життєвого циклу баштової промислової споруди на хімічному підприємстві.

МЕТА

Метою ремонту з посиленням і хімічним захистом залізобетонного стовбура башти к.631Г гранулювання аміачної селітри цеху М-9 на ПрАТ «АЗОТ» було: визначення стратегії, призначення систем ремонтних і захисних матеріалів та технологій їх використання.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Згідно з нормативними [1] та іншими даними [2, 4], орієнтовний термін експлуатації споруд баштового типу, залежно від умов їх експлуатації, становить 20-40 років. Грануляційна технологічна башта була здана в експлуатацію у 1972 році і вилучена з технологічного процесу у 2018 року. Таким чином життєвий цикл споруди склав 46 років. Технологічна башта гранулювання аміачної селітри виконана з монолітного залізобетону і має циліндричний обрис з зовнішнім діаметром 12,88 м. Залізобетонний стовбур башти обпирається на залізобетонну фундаментну плиту діаметром 24,0 м і висотою 4,15 м. Стовбур башти має внутрішнє футерування для захисту залізобетону від хімічних впливів. Між відміткам +12,10 м та +14,75 м башта має оглядову кільцеву галерею. Частина башти від відмітки +46,10 до відмітки +71,30 м виконана у металевому каркасі і має діаметр за осями колон 22,56 м. За геометрією в плані парапетна частина башта має вигляд правильної 12-тикутної призми. Система навісного фасаду верхньої частини

башти виконана з керамзитобетонних стінових панелей (рис. 1).

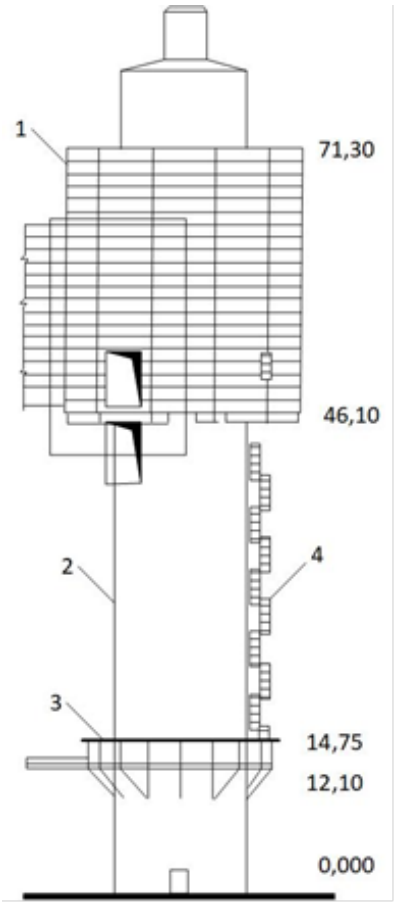


Рис. 1. Конструкція башти гранулювання:
1 –навісний фасад,
2 – залізобетонний стовбур,
3 – несучі конструкції сталевих перекриттів,
4 –несучі конструкції сталевих зовнішніх сходів
Fig. 1. Granulation tower scheme:
1 - hinged facade,
2 - reinforced concrete trunk,
3 - load-bearing structures of steel floors,
4 - load-bearing structures of external steel stairs

За час 46-ти річної експлуатації в умовах хімічних впливів, поверхневі шари бетону стовбура башти втратили свою проектну міцність. За результатами практично регулярних обстежень, категорія технічного стану залізобетонного стовбура башти, стабільно класифікували як третю – непридатну до нормальної експлуатації. Значне погіршення технічного стану наступило у 2017 році [5], після чого споруда була виведена з технологічного процесу. Це дало поштовх розробки проектної документації щодо ремонту та посиленню із хімзахистом залізобетонного стовбура башти для продовження життєвого циклу споруди.

Спеціалістами Національного Університету «Львівська політехніка» та НПФ «Реконстрпроект» було виконано технічне обстеження [2] та запропоновано інноваційне рішення з посилення залізобетонного стовбура споруди [3, 6], а також методика її геодезичного моніторингу [7]. Запропонована конструкція посилення башти гранулювання приведена на рис. 2. Після розвантаження стовбура башти від великовагових навісних панелей з керамзитобетону та внутрішнього футерування, розпочато виконання посилення несучого стовбура башти системою спеціальних ребер жорсткості, які передають навантаження від власної ваги башти та різних впливів на фундаментну плиту за допомогою сил тертя (рис. 2).

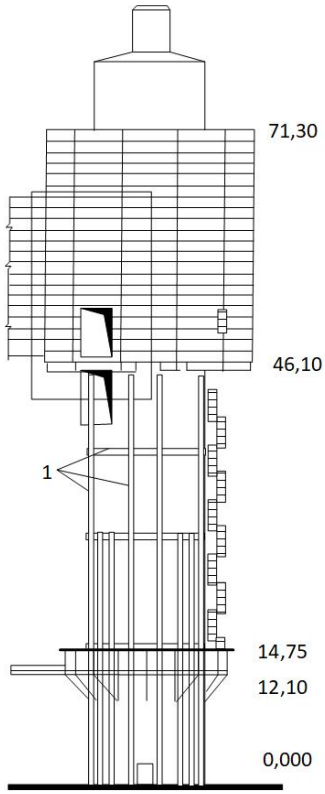


Рис. 2. Конструкція посилення башти гранулювання:
1- система радіальних та вертикальних ребер жорсткості
Fig. 2. Granulation tower strengthening design:
1- system of radial and vertical stiffeners

Також були розроблені системи ремонту оболонки стовбура башти та хімічного захисту від агресивних впливів її внутрішньої та зовнішньої поверхонь (рис. 3).

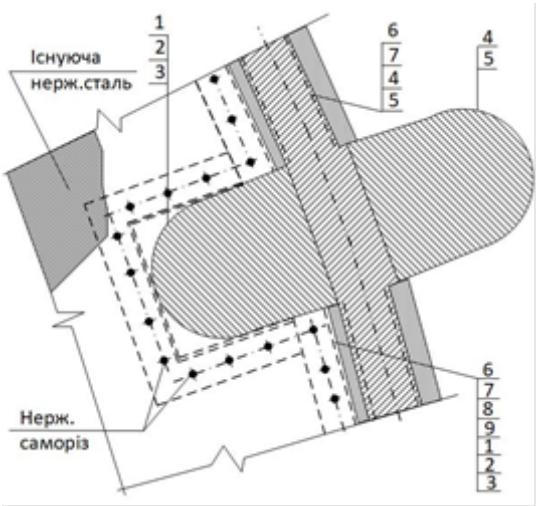


Рис. 3. Система відновлення бетону та хімічного захисту внутрішньої та зовнішньої поверхонь оболонки несучого стовбура башти:
1 – ґрунтування Sikafloor®-161;
2 – посипання кварцовим піском 0,4-0,8 мм;
3 – захисне покриття Sikalastic®-8800;
4 – гідрофобне просочування Sikagard®-705 L;
5 – захисне покриття Sikagard®-675 WElastoColor;
6 – антикорозійний захист SikaMonoTop®-910 N;
7 – торкрет Sika® Gunite-03 Rapid;
8 – ґрунтування Sika Repar®EpoCemModul (A+B);
9 – шпаклювання Sikagard®-720 EpoCem

Fig. 3. System of concrete refurbishment and chemical protection of internal and external surfaces a bearing shell of tower trunk:
1 - Sikafloor®-161 priming;
2 - broadcasting with quartz sand 0,4-0,8 mm;
3- protective coating Sikalastic®-8800;
4 - hydrophobic impregnation of Sikagard®-705 L; 5 - protective coating Sikagard®-675 WElastoColor;
6 – steel protection SikaMonoTop®-910 N;
7 - Sika® Gunite-03 Rapid - shotcrete;
8 - priming Sika Repar®EpoCemModul (A + B);
9 - Sikagard®-720 EpoCem putty

Опис систем ремонту та хімзахисту бетону оболонки башти. Так як бетон оболонки несучого стовбура башти впродовж 46 років життя в агресивному середовищі втратив свої проектні фізико-механічні характеристики було прийняте рішення відновити захисний шар бетону зовнішньої та внутрішньої поверхонь оболонки. Для цього запропоновано по окремих ділянках, між ребрами підсилення, виконати повне видалення пошкодженого бетону із заходом за існуючу арматуру на 20 мм. Далі проводити піскоструменеве очищення арматури до ступеня чистоти Sa 2,5 за ISO 12944-4. Після очищення арматури негайно виконати її антикорозійний захист матеріалом Sika MonoTop®-910N, який містить спеціальні полімерні домішки з додаванням мікрокремнезему та інгібітора корозії металу, має високу стійкість до пенетрації води та хлоридів. Відновлення захисного шару бетону запропоновано виконувати готовою торкрет сумішшю Sika®Gunite-03 Rapid за технологією сухого торкретування. Товщина нанесення шару торкрет бетону залежала від глибини розміщення існуючої арматури в тілі оболонки. Для зовнішньої поверхні стовбура башти вона складала до 70 мм, а для внутрішньої його поверхні - до 40 мм.

Захист бетону від агресивних впливів слід розпочинати після завершення виконання його ремонту.

Для внутрішньої поверхні оболонки стовбура башти прийняли наступну систему захисту: ґрунтування по шару торкретбетону матеріалом SikaRepair®EpoCem Modul (A+B), шпаклювання хімічно стійким матеріалом Sikagard®-720 EpoCem, ґрунтування епоксидним двох компонентним праймером Sikafloor®-161 з наступним посипанням все ще свіжого шару матеріалу кварцовим піском вогневого сушіння фракції 0,4-0,8 мм з метою утворення механічних анкерів і збільшення адгезійної міцності наступного покриття.

Далі, після витримки впродовж 24 годин, виконали нанесення матеріалу Sikalastic®-8800 шляхом напилення Sikalastic®-8800, який являє собою товстошарове еластомерне покриття, яке наноситься під тиском до 2,5 бар завтовшки 2 мм.

Двохкомпонентний матеріал на основі чистої поліурії наноситься при температурі +70°C і являє собою хімічно стійке, еластичне, з високими фізико-механічними характеристиками, безшовне гідроізоляційне покриття. Зазвичай, час полімеризації ма-

теріалу складає від 5 до 20 секунд, що забезпечує практично невразливість до хімічних впливів технологічного процесу.

Для захисту зовнішньої поверхні оболонки стовбура башти використовували наступну систему:

1 – гідрофобне просочування бетону матеріалом Sikagard®-705 L (рис. 4);

2 – захисне покриття для бетону Sikagard®-675 WElastoColor (рис. 5).

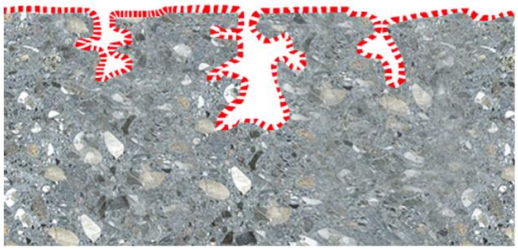


Рис. 4. Схематичний рисунок гідрофобної імпрегнації
Fig. 4. Schematic drawing of hydrophobic impregnation

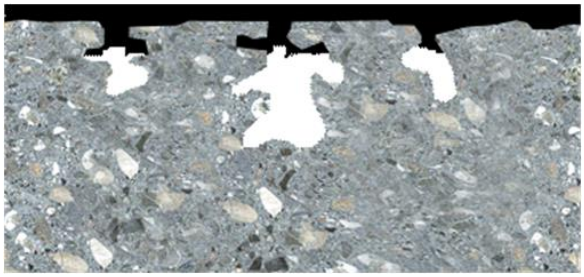


Рис. 5. Схематичний рисунок покриття по бетону
Fig. 5. Schematic drawing of a concrete couting

За визначенням EN 1504-2 – гідрофобна імпрегнація, це оброблення бетону з метою отримання поверхні, що відштовхує воду. Пори і капіляри покриваються зсередини, але не заповняються. На поверхні бетону відсутня плівка покриття, загальний вид поверхні не змінюється.

Sikagard®-705 L являє собою матеріал на основі чистого сілану. Для бетонів з В/Ц від 0,7 до 0,45 глибина просочування бетону складає від 10 мм до 12 мм, що за даним досліджень [8…23] дає змогу захистити конструкції більше ніж на 20 років.

Sikagard®-675 W ElastoColor – це спеціальне однокомпонентне пластоеластичневододисперсне покриття на основі дисперсії стиролу акрилату для захисту та покращення чистоти поверхні бетону. Sikagard®-675 W ElastoColor можна наносити поверх існуючих покриттів або безпосередньо на бетонні поверхні. Sikagard®-675 W ElastoColor відповідає вимогам EN 1504-2 як захисне покриття (рис. 5).

Матеріал відповідає усім вимогам та критеріям для захисних покриттів:

- водонепроникність;
- відкритість для дифузії водяних парів;
- зменшення дифузії CO_2 ;
- добра покривна здатність;
- не акумулювати пил та бруд на поверхні (властивості самовідновлення);
- тріщиностійкість.

тріщиностійкість.

ВИСНОВКИ

Підводячи підсумки виконаної роботи можна сформулювати висновки про те, що в результаті використання інноваційних інженерних рішень в синергії з інноваційними високоякісними технологіями, ремонтними та захисними матеріалами фірми Sika вдалося запропонувати стратегію ремонту та вирішити на високому рівні поставлені технічні та технологічні задачі для продовження життєвого циклу споруди в цілому.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.1.2-14:2018**. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. *– Київ: Мінбуд України, 2018*.
2. **Звіт про НДР** «Розробка проектної документації щодо ремонту (підсиленню) та хімзахисту залізобетонного стовбура башти гранулювання аміачної селітри к.631Г цеху М-9 виробництва аміачної селітри ПАТ «АЗОТ» в м. Черкаси, том №1 «Аналіз матеріалів обстежень за період експлуатації башти к.631Г та додаткове обстеження для розробки робочого проекту на її підсилення, ремонт та хімзахист» / ТзОВ «Науково-проектна фірма

«Реконстрпроект». – *Львів:, 2018. 285 с. Інв. №509-413-07.08.18- ОБ.*

3. **Робочий проект** «Капітальний ремонт (підсилення) та хімзахист залізобетонного стовбура башти гранулювання аміачної селітри к.631Г цеху М-9 виробництва аміачної селітри ПАТ «АЗОТ» в м. Черкаси» / ТзОВ «Науково-проектна фірма «Реконстрпроект». – *Львів, 2019. Інв. №509-413-07.08.18-ПЗ, №509-413-07.08.18-КРБ-01, №509-413-07.08.18-КРБ-02.*
4. **Vries J., Polder R.B.** 1997, Hydrophobic treatment of concrete, *Construction and Building Materials*, 11, 4, *pp. 259 -265.*
5. **ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016.** Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель та споруд. – *Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017.*
6. **Патент** 141504 Україна, МПК E04G23/02 (2006.01) Залізобетонна конструкція підсилення тонкостінних кругло-циліндричних оболонок споруд баштового типу / Гладишев Д.Г., Гладишев Г.М.; заявник: національний університет „Львівська політехніка”; патентовласник: Гладишев Д.Г., Гладишев Г.М. – u201910327; заявл. 11.10.2019; опубл. 10.04.2020, бюл. №7/2020.
7. **Григоровський П.Є., Гладишев Г.М., Гладишев Д.Г.,Гладишев Р.Д**. Удосконалення методики проведення геодезичного моніторингу під час капітального ремонту баштової промислової споруди // *НДІБВ, Науково-технічний журнал «Нові технології в будівництві», №36, 2019, с. 32-38.*
8. **Basheer P.A.M., Basheer L., Cleland D.J. and Long A.E.** 1997, Surface treatments for concrete: assessment methods and reported performance, *Construction and Building Materials*, *11, 7 – 8, pp. 413 – 429.*
9. **Thompson J.L., Silsbee M.R., Gill P.M.** and Scheetz B.E. 1997, Characterization of silicate sealers on concrete, *Cement and Concrete Research*, *27, 10, pp. 1561 – 1567.*
10. **Delucchi M., Barbucci A. and Cerisola G**. 1997, Study of the physico-chemical properties of organic coatings for concrete degradation control, *Construction and Building Materials*, *11, 7 – 8, pp. 365 – 371.*
11. **Seneviratne A.M.G., Sergi G. and Page C.L**. 2000, Performance characteristics of surfacecoatings applied to concrete for control of reinforcement corrosion, *Construction and Building Materials*, *14, pp. 55 – 59.*
12. **Almusallam A.A., Khan F.M., Dulaijan S.U**. and Al-Amoudi O.S.B. 2003, Effectiveness of surface coatings in improving concrete durability, *Cement and Concrete Composites*, *25, pp. 473 – 481.*
13. **Moon H.Y., Shin D.G. and Choi D.S.** 2007, Evaluation of the durability of mortar and concrete applied with inorganic coating material and surface treatment system, *Construction and Building Materials*, *21, pp. 362 – 369.*
14. **Medeiros M.H.F. and Helene P**. 2008, Efficacy of surface hydrophobic agents in reducing water and chloride ion penetration in concrete, *Materials and Structures*, *41, 1, pp. 59 – 71.*
15. **Pfeifer D.W. and Scali J**. 1981, Concrete Sealers for Protection of Bridge Structures, Department of Transportation, NCHRP 244, Washington DC.
16. **Woo R.S.C., Zhu H., Chow M.M.K., Leung C.K.Y. and Jang-Kyo** K. 2008, Barrier performance of silane-clay nanocomposite coatings on concrete structure, *Composites Science and Technology, 68, pp. 2828 – 2836.*
17. **Yang C.C., Wang L.C. and Weng T.L**. 2004, Using charge passed and total chloride content to assess the effect of penetrating silane sealer on the transport properties of concrete, *Materials Chemistry and Physics*, *85, pp. 238 – 244.*
18. **Ibrahim M., Al-Gahtani S., Maslehuddin M**. and Almusallam A.A. 1997, Effectiveness of concrete surface treatment materials in reducing chloride-induced reinforcement corrosion, *Construction and Building Materials*, *11, pp. 443 – 451.*
19. **Al-Zahrani M.M., Al-Dulaijan S.U., Ibrahim M., Saricimen H. and Sharif F.M**. 2002, Effect of waterproofing coatings on steel reinforcement corrosion and physical properties of concrete, *Cement and Concrete Composites*, *24, pp. 127 – 137.*
20. **A. Johansson**, Impregnation of Concrete Structures - Transportation and Fixation of Moisturein Water Repellent Treated Concrete, Licentiate Thesis, TRITA-BKN. Bulletin 84, ISSN 1103-4270, ISRN KTH/BKN/B-84—SE. (2006).
21. **A. Johansson, M. Janz, J. Silfwerbrand, and J. Tragardh,** Moisture Transport in Impregnated Concrete – Moisture Diffusion Coefficient, Modelling, Measurements and Verification, International Journal on Restoration of Buildings andMonuments, Vol. 12, No. 1, pp. 13-24. (2006).
22. **H. Sadouki and F. H. Wittmann**, Influence of Water Repellent Treatment on Drying of

Concrete, Proceedings, pp.177-188 in Hydrophobe II-Second International Conference on Water Repellent Treatment of Building Materials, Zurich, September 10-11, Aedificatio Publishers, Freiburg. (1998).

23. **H. Kus**, Long-Term Performance of Water Repellants on Rendered Autoclaved Aerated Concrete, PhD-Thesis, Centre for Built Environment, Materials Technology, University of Gavle, ISBN 91-7283-352-1. (2002).

REFERENCES

1. **DBN V.1.2-14:2018**. Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnykh obiektiv. Zahalni pryntsypy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud. – *Kyiv: Minbud Ukrainy, 2018.*
2. Zvit pro NDR «Rozrobka proektnoi dokumentatsii shchodo remontu (pidsylenniu) ta khimzakhystu zalizobetonnoho stovbura bashty hranuliuvannia amiachnoi selitry k.631H tsekhu M-9 vyrobnytstva amiachnoi selitry PAT «AZOT» v m. Cherkasy, tom №1 «Analiz materialiv obstezhen za period ekspluatatsii bashty k.631H ta dodatkove obstezhennia dlia rozrobky robochoho proektu na yii pidsylennia, remont ta khimzakhyst» / TzOV «Naukovo-proektna firma «Rekonstrproekt». – *Lviv:, 2018. 285 s. Inv. №509-413-07.08.18- OB.*
3. **Robochyi proekt** «Kapitalnyi remont (pidsylennia) ta khimzakhyst zalizobetonnoho stovbura bashty hranuliuvannia amiachnoi selitry k.631H tsekhu M-9 vyrobnytstva amiachnoi selitry PAT «AZOT» v m. Cherkasy» / TzOV «Naukovo-proektna firma «Rekonstrproekt». *–Lviv, 2019. Inv. №509-413-07.08.18-PZ, №509-413-07.08.18-KRB-01, №509-413-07.08.18-KRB-02.*
4. **Vries J., Polder R.B.** 1997, Hydrophobic treatment of concrete, *Construction and Building Materials*, 11, 4, *pp. 259 -265.*
5. **DSTU-N B V.1.2-17:2016**. Nastanova shchodo naukovo-tekhnichnoho monitorynhu budivel ta sporud. – *Kyiv: DP «UkrNDNTs», 2017.*
6. **Patent 141504** Ukraina, MPK E04G23/02 (2006.01) Zalizobetonna konstruktsiia pidsylennia tonkostinnykh kruhlo-tsylindrychnykh obolonok sporud bashtovoho typu / Hladyshev D.H., Hladyshev H.M.; zaiavnyk: natsionalnyi universytet „Lvivska politekhnika"; patentovlasnyk: Hladyshev D.H., Hladyshev H.M. – u201910327; zaiavl. 11.10.2019; opubl. 10.04.2020, biul. №7/2020.
7. **Hryhorovskyi P.Ie., Hladyshev H.M., Hladyshev D.H., Hladyshev R.D.** Udoskonalennia metodyky provedennia heodezychnoho monitorynhu pid chas kapitalnoho remontu bashtovoi promyslovoi sporudy // *NDIBV, Naukovo-tekhnichnyi zhurnal «Novi tekhnolohii v budivnytstvi», №36, 2019, s. 32-38.*
8. **Basheer P.A.M., Basheer L., Cleland D.J. and Long A.E.** 1997, Surface treatments for concrete: assessment methods and reported performance, *Construction and Building Materials*, *11, 7 – 8, pp. 413 – 429.*
9. **Thompson J.L., Silsbee M.R., Gill P.M. and** Scheetz B.E. 1997, Characterization of silicate sealers on concrete, *Cement and Concrete Research*, *27, 10, pp. 1561 – 1567.*
10. **Delucchi M., Barbucci A. and Cerisola G**. 1997, Study of the physico-chemical properties of organic coatings for concrete degradation control, *Construction and Building Materials*, *11, 7 – 8, pp. 365 – 371.*
11. **Seneviratne A.M.G., Sergi G**. and Page C.L. 2000, Performance characteristics of surfacecoatings applied to concrete for control of reinforcement corrosion, *Construction and Building Materials*, *14, pp. 55 – 59.*
12. **Almusallam A.A., Khan F.M., Dulaijan S.U. and Al-Amoudi O.S.B.** 2003, Effectiveness of surface coatings in improving concrete durability, *Cement and Concrete Composites*, *25, pp. 473 – 481.*
13. **Moon H.Y., Shin D.G. and Choi D.S**. 2007, Evaluation of the durability of mortar and concrete applied with inorganic coating material and surface treatment system, *Construction and Building Materials*, *21, pp. 362 – 369.*
14. **Medeiros M.H.F. and Helene P**. 2008, Efficacy of surface hydrophobic agents in reducing water and chloride ion penetration in concrete, *Materials and Structures*, *41, 1, pp. 59 – 71.*
15. **Pfeifer D.W. and Scali J.** 1981, Concrete Sealers for Protection of Bridge Structures, Department of Transportation, NCHRP 244, Washington DC.
16. **Woo R.S.C., Zhu H., Chow M.M.K., Leung C.K.Y. and Jang-Kyo** K. 2008, Barrier performance of silane-clay nanocomposite coatings on concrete structure, *Composites Science and Technology, 68, pp. 2828 – 2836.*
17. **Yang C.C., Wang L.C. and Weng T.L**. 2004, Using charge passed and total chloride content to assess the effect of penetrating silane sealer

on the transport properties of concrete, *Materials Chemistry and Physics*, *85, pp. 238 – 244*.

18. **Ibrahim M., Al-Gahtani S., Maslehuddin M. and Almusallam A.A.** 1997, Effectiveness of concrete surface treatment materials in reducing chloride-induced reinforcement corrosion, *Construction and Building Materials*, *11, pp. 443 – 451.*
19. **Al-Zahrani M.M., Al-Dulaijan S.U., Ibrahim M., Saricimen H. and Sharif F.M.** 2002, Effect of waterproofing coatings on steel reinforcement corrosion and physical properties of concrete, *Cement and Concrete Composites*, *24, pp. 127 – 137.*
20. **A. Johansson**, Impregnation of Concrete Structures - Transportation and Fixation of Moisturein Water Repellent Treated Concrete, Licentiate Thesis, TRITA-BKN. Bulletin 84, ISSN 1103-4270, ISRN KTH/BKN/B-84—SE. (2006).
21. **A. Johansson, M. Janz, J.** Silfwerbrand, and J. Tragardh, Moisture Transport in Impregnated Concrete – Moisture Diffusion Coefficient, Modelling, Measurements and Verification, International Journal on Restoration of Buildings andMonuments, Vol. 12, No. 1, pp. 13-24. (2006).
22. **H. Sadouki and F. H. Wittmann**, Influence of Water Repellent Treatment on Drying of Concrete, Proceedings, pp.177-188 in Hydrophobe II-Second International Conference on Water Repellent Treatment of Building Materials, Zurich, September 10-11, Aedificatio Publishers, Freiburg. (1998).
23. **H. Kus,** Long-Term Performance of Water Repellants on Rendered Autoclaved Aerated Concrete, PhD-Thesis, Centre for Built Environment, Materials Technology, University of Gavle, ISBN 91-7283-352-1. (2002).

INDUSTRIAL TOWER LIFE CYCLE EXTENSION ACCORDING TO SIKA TECHNOLOGIES

Aleksandr Panchenko, Yuriy Sobko, Hennadii Hladyshev, Dmytro Hladyshev, Roman Hladyshev

Summary. Some aspects of the life cycle extension of RC tower which is a chemical enterprise was described. This technological tower of ammonium seliters granulation has a height of + 71,30 m. From this height to the Mark + 46,10 m the tower is made in a metal frame with diameter at the axes of the column 22,56 m. The façade of this part is made of mounted keramzytoconcrete panels and in line constructional glazing. Between the marks 0,00 ÷ + 46,10 m the building has a monolithic RC trunk, which has a cylindrical outline in the form of a shell with an outer diameter of 12,88 m and a thickness of 0,3 m walls.

During 46 years of operation in chemical influences, the surface layers of the tower's concrete trunk significantly lost its design strength.

According to the results of almost regular surveys, the category of RC trunk technical condition was consistently classified as unsuitable for normal maintenance. A significant deterioration of the technical condition came in 2017, after which the building was withdrawn from the technological process, which gave impulse to the searching process of technical solution for the strengthening and chemical protection of the tower to prolong the life cycle of the entire facility.

As a result of the survey the construction of the tower shall strengthening by a system of radial and vertical stiffening ribs was developed. It required a substantial unloading of the entire tower.

Swiss concern Sika, one of the world leaders in the field of development and implementation of innovative technologies and materials for construction and industry, successfully implements its developments in Ukraine. For the above-described construction the firm Sika offered repair and chemical protection systems against aggressive influences for the internal and external surfaces of the tower shell, which will allow to significantly protect it and prolong the life cycle of structure.

Keywords: Industrial tower; chemical influences; technical condition; life cycle; innovative technologies; materials of the company Sika; strengthening; repair; chemical protection.

Дослідження нагрівання сталевої балки з гофрованою стінкою в умовах пожежі

Людмила Лавріненко[1], Валерія Некора[2]

[1,2] Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
[1]ludmila.lavrinenko@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-5601-0943
[2] valerianekora@gmail.com, , http:// orcid.org/0000-0003-4354-4422

DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.12-21

Анотація. В розвиток досліджень складених балок з хвилястими стінками виконано дослідження поведінки таких балок за дії підвищених температур в умовах пожежі. Розглядаються нормативні вимоги до проектування гофрованих балок з урахуванням умов норм проектування. Розрахунок вогнестійкості, що вимагається нормами проектуванні Єврокод 3, стосується, насамперед, балок з плоскими стінками. В той час, як дослідження механічної поведінки балок з хвилястими стінками відносно широкі, конкретні методики стосовно механічної поведінки цих балок за умов високих температур недостатні.

Наводиться аналіз деяких натурних досліджень, які підтверджують розбіжність експериментальних результатів та тих, що отримані за нормами проектування балок з плоскими стінками.

В роботі проведено аналіз параметрів нагріву сталевих балок з гофрованими стінками з урахуванням їх конструктивних особливостей та виконано порівняння з аналогічними параметрами балки з плоскою стінкою.

Відмічається необхідність проведення досліджень з використанням нестаціонарного диференціального рівняння теплопровідності для удосконалення математичної моделі.

Робота виконана з метою визначення закономірностей зміни параметрів нагріву сталевих балок з гофрованою стінкою в умовах пожежі як наукового підґрунтя для розрахункової оцінки їх вогнестійкості.

Ключові слова: вогнестійкість, сталева балка, гофрована стінка, параметри нагріву

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

Валерія Некора
магістр кафедри металевих та дерев'яних конструкцій

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сучасному етапі будівництва активно йде пошук нових моделей житлових і громадських будинків, які б дозволяли суттєво зменшити терміни будівництва, спростити технологічні процеси, обмежити вартість будівель і при цьому покращити їх експлуатаційні якості. Успішний досвід та поширення застосування двотаврів з тонкими стінками у практиці легких металевих конструкцій вимагає подальшого обговорення та вдосконалення цього прогресивного виду несучих конструкцій [1,2].

Одним з таких типів конструкцій є гофровані двотаврові сталеві SIN-балки, в яких стінка профільована у вигляді сінусоїди. SIN-балка рентабельна при застосуванні як на середніх, так і на великих прольотах - її довжина завжди відповідає даним індивідуального замовлення, прольоти можуть бути довжиною до 80 м.

Гофробалки можуть бути використані як прогони, ригелі, колони для каркасів [3,4,6]. SIN-балки мають максимальну несучу здатність при оптимальній власній вазі і висоті. Профільована стінка балки має більшу жорсткість і забезпечує вищу стійкість, ніж плоска стінка двотавра за такої ж товщини, дозволяє обходитися без додаткових ребер жорсткості та, в свою чергу, зменшити металоємність будівельних конструкції.

Подальші дослідження дають можливість створення таких конструктивних форм, де гофровані елементи існуючої номенклатури застосовуються не тільки в якості балок, а й в рамних та комбінованих системах [4,5] .

Розширення області застосування гофробалок вбачається у подальшому уточненні розрахункового апарату елементів з поперечним гофруванням тонкої стінки як для пошуку резервів несучої здатності, і в забезпеченні необхідної надійності роботи в екстремальних умовах експлуатації. За умов пожежі проектування має виконуватися у відповідності до Еврокод 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 «Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2 Розрахунок конструкцій на вогнестійкість»). Нормами передбачається, що сталеві конструкції мають бути спроектовані таким чином, щоб в разі пожежі вони були здатні задовольняти такі вимоги:

- зберігати протягом певного часу стійкість та несучу здатність;
- створювати обмеження на шляху поширення пожежі всередині будівлі:
- створювати обмеження перекидання пожежі на сусідні будівлі;
- забезпечувати можливість для людей покинути небезпечну зону;
- забезпечувати безпечну роботу пожежників.

Далі буде розглядатися перша з наведених задач. З таких позицій уточнення несучої здатності балок з гофрованими стінками в умовах восокотемпературного нагріву під час пожежі є актуальною науковою задачею. Відомо, що витрати на вогнезахист становлять близько 2% вартості будівництва, тому ця задача набуває додатково і економічної ваги.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В чинних нормах проектування ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» докладно розглянуті конструктивні особливості балок з синусоїдно гофрованою стінкою. Досліджується їх пружна та пружно-пластична поведінка в умовах навантаження [18]. В чинних нормативних документах описано основні положення проектного розрахунку таких балок, проте не міститься рекомендацій щодо розрахункової оцінки їх вогнестійкості. Поряд із тим існують роботи [7], присвячені дослідженням балок з гофрованою стінкою на вогнестійкість з конструктивним вогнезахистом у вигляді вогнезахисного облицювання за ДБН В.1.1-7 : 2016 «Захист від пожежі. Пожежна безпека об’єктів будівництва».

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

Вказані норми проектування наводять методику врахування стандартного впливу на балку з плоскою стінкою, проте в разі гофрованої стінки розрахункова ситуація може змінитися. В даних роботах також не приділено уваги порівняльному аналізу поведінки сталевих балок з плоскою стінкою та сталевих балок із гофрованою стінкою в умовах високотемпературного нагрівання при пожежі.

Відомі деякі експерименти, серед яких великомасштабний експеримент в Morkro в Чехії [19,21]. В експерименті була реалізована пожежа в будівлі з різними типами елементів, в тому числі 2 балки з гофрованими стінками. Стосовно саме цих балок експеримент засвідчив помітну незбіжність

результатів, з тими, що передбачалися розрахунком за нормами [21]. Отримані експериментально температури були вищими за теоретичні, а їх розподіл по перерізу балки також відрізнявся від теоретичного та був нерівномірним. Було також висунуто припущення про вплив гнучкості на нерівномірність розподілу. Модель не надала влучних прогнозів стосовно температур полиць, які зростали повільніше, ніж температура стінки.

Основний аналітичний висновок експерименту полягав у тому, що основна незбіжність між теоретичними та експериментальними результатами полягала у відмінності між реальними та теоретичними кривими температурного нагріву залежно від часу.

Теоретична модель за EN 1993-1-2 розглядає зміни механічних властивостей сталі при зміні температури. Головна мета моделі – передбачити відмову балки шляхом порівняння зміни її опору під дією температури та діючого навантаження. Ця модель стосується елемента в умовах рівномірного розподілу температури по перерізу.

Статичний розрахунок балок виконується за формулами, наведеними в ДБН В.2.6-198 та EN 1993-1-5, Додаток D [8,9]. Основна мета розрахунку полягає в обчисленні опору при згині та зсуві балки за температури середовища експлуатації, а потім за допомогою коефіцієнтів редукції за EN 1993-1-2 визначення опору при різних температурах (20ºC, 100ºC , 200ºC ... до 1200ºC). Методика та значення коефіцієнтів редукції розроблені стосовно балок з плоскими стінкам [17] і не уточнюються стосовно більш складних конфігурацій.

При дослідження роботи балки з гофрованою стінкою серед усіх аспектів найскладнішим є термічний. Механічна поведінка описана досить повно завдяки таким дослідженням, як [10, 11, 12, 13, 14], проте відсутня методика, що описує механічну поведінку в умовах високотемпературного нагріву. З метою підвищення вогнестійкості пропонується збільшення товщини стінки, не пов'язане із забезпеченням несучої здатності [15, 16].

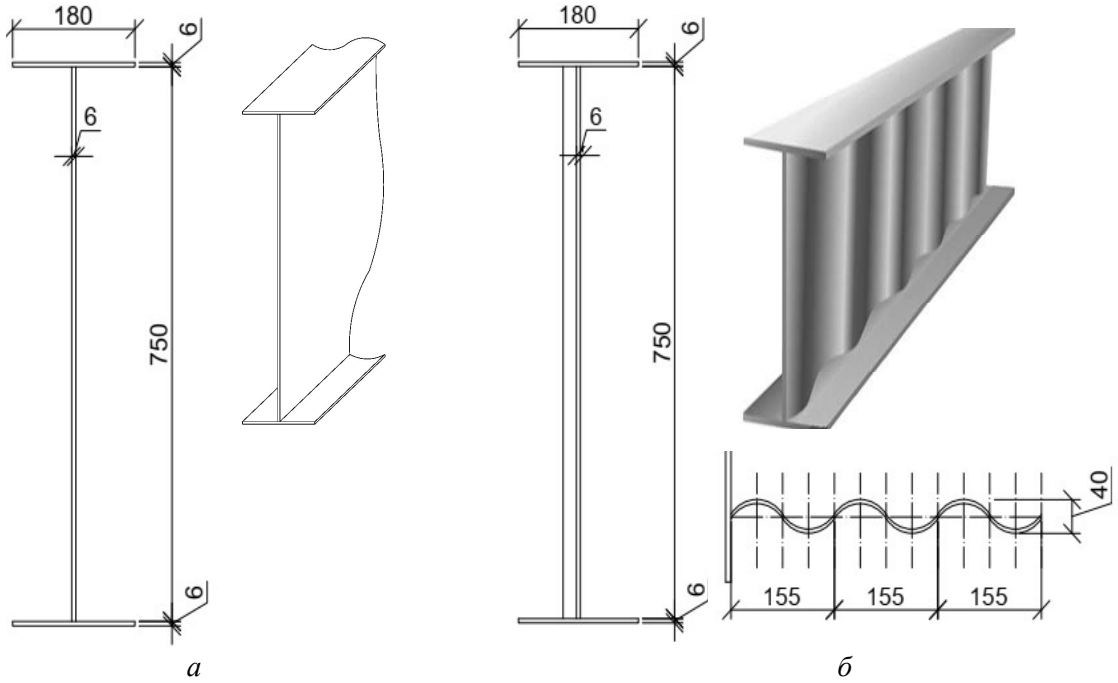


Рис.1. Конструктивні параметри балки: *а* – складений двотавр з плоскою стінкою; *б* – складений двотавр з гофрованою стінкою

Fig.1. Design parameters: *a* - with a flat wyи; *b* - with corrugated wyи

З огляду на викладене можна зазначити, що досі залишаються відкритими питання поведінки балок з гофрованою стінкою під час пожежі та зміна її механічних характеристик та несучої здатності за умов теплового впливу пожежі. У зв'язку з цим сформульована мета дослідження.

Мета роботи. Мета роботи полягає у визначенні закономірностей зміни параметрів нагріву сталевих балок з гофрованою стінкою в умовах пожежі як наукове підґрунтя щодо розрахункової оцінки їх вогнестійкості.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Першою частиною розрахунку будь-якої конструкції на вогнестійкість є визначення температур нагрівання даної конструкції. Для вивчення нагрівання сталевої балки з гофрованою стінкою в умовах пожежі окрім неї було розглянуто балку з плоскою стінкою (складений двотавр). За таких умов дані балки мають однакові габаритні розміри у припущенні, що балка із гофрованою стінкою за таких умов має стінку, що забезпечує таку ж місцеву стійкість. На рис. 1 показані конструктивні параметри балки з плоскою стінкою (складений двотавр) та досліджуваної балки з гофрованою стінкою. Геометричні параметри досліджуваних балок наведені у табл. 1.

У даній роботі як припущення прийнято, що досліджувані балки є частиною суцільного каркасу і жорстко закріплені в опорах. Розрахункова схема балки із граничними умовами закріплення та довжиною прольоту наведена на рис. 2.

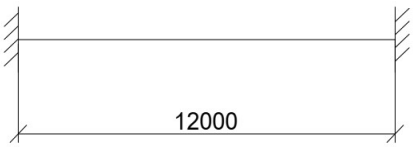


Рис.2. Розрахункова схема досліджуваних балок
Fig.2. The design scheme of the studied beams

Для визначення температури нагріву сталевої балки може бути використана методика, що має у своїй основі формулу для обчислення підвищення температури $\Delta\theta_{a,t}$ на кожному часовому кроці Δt:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{A_m}{V c_a \rho_a} \cdot \dot{h}_{\text{net}} \Delta t \; (\Delta\theta_{a,t} \geq 0), \qquad (1)$$

Табл. 1. Основні параметри двотаврової балки з плоскою стінкою
Table 1. The basic parameters of the I-beam with a flat web

Параметр	Позначення	Значення	Одиниця виміру
Геометричні розміри перерізів сталевих балок першого типу (див. рис. 1, а)			
• ширина перерізу • товщина полки • висота перерізу • товщина стінки	b t_f h t_w	0.1 0.006 0.75 0.005	м
Геометричні розміри перерізу сталевої балки другого типу (див. рис. 1, б)			
• ширина перерізу • товщина полки • висота перерізу • товщина стінки • розгорнута довжина півхвилі гофру • довжина хвилі • висота хвилі	b t_f h t_w s m f	0.1 0.006 0.75 0.003 0.09 0.155 0.04	м
Сталь		С245	
Густина сталі	ρ_a	7850	кг/м^3

тут k_{sh} – поправочний коефіцієнт для врахування впливу тіньового ефекту;

A_m/V – коефіцієнт перерізу для незахищених стальних конструкцій (м$^{-1}$);

A_m – площа поверхні конструкції, що обігрівається, на одиницю довжини (м^2/м);

V – об'єм конструкції на одиницю довжини (м^3/м);

c_a – питома теплоємність сталі, (Дж/(кг·°С));

$\dot{h}_{net}$ – рахункове значення результуючого питомого теплового потоку на одиницю площі (Вт/м^2);

Δt – проміжок часу (с);

ρ_a – густина сталі, (кг/м3).

Питомий тепловий потік обчислювався за виразом [3, 4]:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}, \quad (2)$$

де $\dot{h}_{net,c}$ –загальний конвективний питомий тепловий потік, (Вт/м^2);

$\dot{h}_{net,r}$ –загальний променистий тепловий потік, (Вт/м^2).

Конвективний тепловий потік обчислюється за виразом:

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c(\theta_p - \theta_m), \quad (3)$$

де $\alpha_c = 25$ –конвективний коефіцієнт тепловіддачі, Вт·м$^{-2}$С$^{-1}$;

θ_p –температура поблизу балки при пожежі, С;

θ_m – температура матеріалу балки, °С.

Питомий променистий тепловий потік визначається за вираженням:

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi\varepsilon_m\varepsilon_f\sigma((\theta_p + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4) \quad (4)$$

де $\Phi = 1$ – кутовий коефіцієнт опромінення;

$\varepsilon_m = 0.8$ – ступінь чорноти поверхні конструкції;

$\varepsilon_f = 1$ – ступінь чорноти полум'я пожежі;

$\sigma = 5{,}67 \cdot 10^{-8}$ Вт·м$^{-2}$·°С$^{-4}$ — стала Стефана – Больцмана.

Згідно із вимогами ДСТУ-Н EN 1991-1-2 та ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 для розрахунку можна використати стандартний температурний режим пожежі, який описується формулою:

$$\theta_p(t) = 345 \cdot lg(8t/60 + 1) + \theta_0, \quad (5)$$

де: t – час впливу пожежі, с;

θ_0 – початкова температура середовища, °С; $\theta_0 = 20$ °С;

$\theta_p(t)$ – температура у вогневій камері установки для визначення меж вогнестійкості конструкцій в залежності від часу τ стандартного випробування.

Для обчислень із використанням формули (1) для визначення температури нагрівання сталевої балки під час пожежі було використано систему імплікаційних виразів, що описують температурні залежності теплофізичних характеристик сталі згідно із рекомендаціями стандарту ДСТУ-Н Б EN 1993- 1-2, які наведені у табл. 2.

Табл. 2. Теплофізичні характеристики сталі
Table 2. Thermophysical characteristics of steel

Коефіцієнт теплопровідності, $\lambda(\theta)$, Вт/(м·°С)	Об'ємна питома теплоємність, $c_p(\theta)\cdot\rho$, Дж/(м^3·°С)		Густина, кг/м^3
$54 - 3{,}33\cdot10^{-2}\theta$ при 20 °С ≤ θ ≤ 800°С, 27,3 при θ > 800 °С.	$425+0{,}773\theta - 1{,}69\ 10^{-2}\theta^2+2{,}22\ 10^{-6}\theta^3$	при 20 °С ≤ θ ≤ 600 °С,	7850
	$666–13002/(\theta-738)$	при 600°С< θ≤ 735°С,	
	$545+17820/(\theta-731)$	при 735°С<θ≤ 900°С,	
	650	при 900°С < θ≤ 1200°С	

Табл. 3. Коефіцієнти перерізів досліджуваних балок
Table 3. Cross-section coefficients of the studied beams

Коефіцієнт перерізу A_m/V, м$^{-1}$	
Балка з плоскою стінкою	Балка з гофрованою стінкою
366.397	666.479

При визначенні коефіцієнту перерізу A_m/V для обох типів балок була прийнята типова для них схема трьохстороннього обігріву, яка показана на рис. 3.

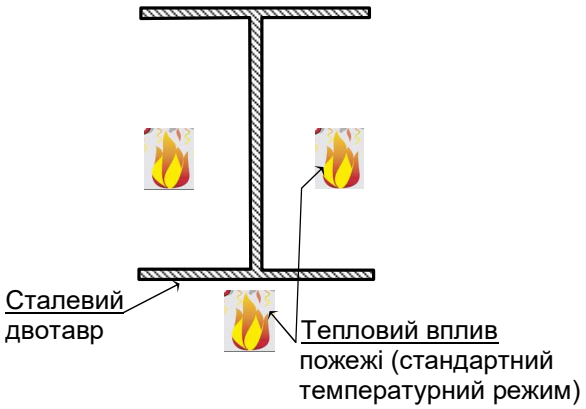


Рис. 3. Схема теплового впливу пожежі на досліджувані сталеві балки.
Fig. 3. The scheme of thermal impact of fire on the studied steel beams

Оскільки площа та конфігурація перерізу двотаврової сталевої балки з плоскою стінкою є незмінною по довжині, її коефіцієнт перерізу визначається за формулою:

$$A_m/V = P/A_s, \qquad (6)$$

де $P = 3b + 2h - 2t_w$ – сумарна довжина контурних ліній перерізу, які відчувають тепловий вплив, м;

$A_s = 2bt_f + (h - 2t_f)t_w$ – площа поперечного двотаврового перерізу, м^2.

Коефіцієнт перерізу балки з гофрованою стінкою не може бути обчислений у такий спосіб, оскільки конфігурація її перерізу є змінною по її довжині, тож коефіцієнт перерізу визначається через такі вирази:

$$A_m = (3b - 2t_w)L + (h - 2t_f)S;\ V = =2bt_fL + (h - 2t_f)St_w, \qquad (7)$$

де $S = 2Ls/m$ – довжина синусоїди контуру гофрованої стінки, м.

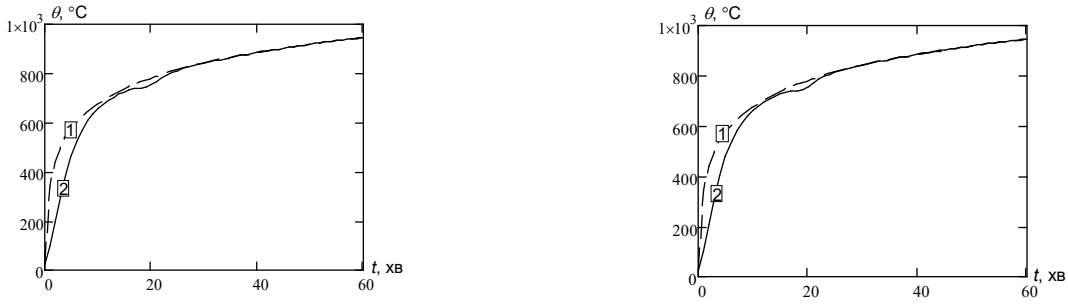
Провівши необхідні обчислення, були визначені коефіцієнти перерізів досліджуваних балок, які наведені у табл. 3 Дані табл. 3 показують, що коефіцієнт перерізу гофробалки майже вдвічі більше за коефіцієнт перерізу звичайної двотаврової балки, яка вибрана для порівняння. Це пояснюється тим, що площа обігрівної поверхні балки суттєво збільшується за рахунок збільшення бокових поверхонь стінок, а об'єм балки суттєво зменшується при зменшенні товщини стінки. Враховуючи вираз для визначення температури балки під температурним впливом пожежі, можна припустити, що гофробалка має нагріватися швидше за балку зі звичайним двотавровим перерізом.

У результаті розрахунків були отримані дані щодо режимів прогріву досліджуваних балок.

На рис. 4 наведено графіки зміни температури нагрівання досліджуваних сталевих балок у залежності від часу теплового впливу стандартного температурного режиму пожежі.

Аналіз графіків на рис. 4 показав, що режими нагрівання досліджуваних сталевих балок практично відрізняються мало. З метою більш точного аналізу різниці температур нагрівання балок з використанням формули (1) були визначені визначені температури для моментів часу впливу стандартного температурного режиму пожежі, які відповідають ряду стандартних класів вогнестійкості 15 хв, 30 хв, 45 хв, 60 хв згідно з ДБН В.1.1-7 «Захист від пожежі». Отримані значення температури наведені у табл. 4.

Дані табл. 4 підтверджують те, що , не дивлячись на велику різницю між коефіцієнтами перерізу досліджуваних балок, режим нагрівання балки із гофрованою стінкою в умовах теплового впливу стандартного температурного режиму пожежі мало відрізняється від режиму нагрівання сталевої балки з плоскою стінкою такої оскільки різниця між температурами в однакові моменти часу розвитку пожежі складає не більше ніж 2.5 °С.



а *б*

Рис. 4. Графіки залежності температури нагріву сталевих балок від часу (2) за умов теплового впливу стандартного температурного режиму пожежі (1): *а* – балка з плоскою стінкою; *б* – сталева балка з гофрованою стінкою

Fig. 4. Graphs of the temperature of heating of steel beams against time (2) under conditions thermal effect of the standard temperature of fire (1): *a* - beam with flat web; *b* - steel beam with corrugated web

Табл.4, Температури нагріву балок в стандартних інтервалів часу

Табл.4. Heating temperatures of beams at standard time intervals

Температурні криві	Температури нагріву балки в періоди часу за стандартними класами вогнестійкості, хв			
	15	30	45	60
Температура стандартної кривої пожежі, °C	20	738.561	841.796	902.34
Температура нагріву балки з плоскою стінкою, °C	20	724.186	841.24	902.32
Температура нагріву балки з гофрованою стінкою, °C	20	725.658	841.688	902.33

Такий результат може бути пояснений великою теплопровідністю сталі.

Слід зазначити, що припущення про нагрівання балок, які прогріваються однаково по всьому перерізу, насправді є наближенням, зумовлюючим більш жорсткі умови теплового впливу пожежі. Крім цього синусоїдальна форма стінки також впливає на умови теплообміну конвекцією та випромінюванням. Про це свідчать результати досліджень, наведені у роботах [19, 20]. Таким чином, враховуючи викладене та результати, наведені у роботі [21], мають бути проведені більш точні розрахунки з використанням нестаціонарного диференціального рівняння теплопровідності, що дало б змогу удосконалити математичну модель, наведену у EN 1993-1-2 для розрахунку балок з гофрованими стінками.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

З огляду на проведені дослідження були отримані результати, які дозволяють зробити такі висновки.

1. При дослідження роботи балки з гофрованою стінкою серед усіх аспектів найскладнішим є термічний. Механічна поведінка описана значно повніше завдяки таким дослідженням, як [12-16], проте відсутня методика, що пов’язує механічну поведінку таких балок з умовами високотемпературного нагріву.

2. Для дослідження режимів трьохстороннього нагріву сталевої двотаврової балки з плоскою стінкою та сталевої SIN-балки були проведені розрахунки за методикою згідно із рекомендаціями Єврокоду 3 з відкоригованими значеннями коефіцієнтів перерізу для балок з гофрованими стінками, а отримані результати порівняні між собою.

3. Розрахунки температурних режим прогрівання за EN 1993-1-2 не виявили принципових відмінностей для балок різних типів, вони є практичнчно однаковими,

оскільки відрізняються не більше як на 2.5 °С.

4. З огляду на складність геометричної конфігурації гофробалок та особливості теплообміну таких балок в умовах пожежі його дослідження має бути проведено з використанням нестаціонарного диференціального рівняння теплопровідності, що дало б змогу удосконалити математичну модель для розрахунку балок з гофрованими стінками.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Лавріненко Л.І.** (2012) Застосування ефективних двотаврових елементів з тонкими поперечно-гофрованими стінками. *Проблеми державного будівництва в Україні.* Вип.20. В 2-х томах, т.1 (240 с.). ХУІІ науково-практична конференція «Україна в євроінтеграційних процесах». Київ: КиМУ, 2012. – С. 223–226.
2. **Нілов О.О., Нілова Т.О.** (2013) Металеві конструкції. Балки. Колони: Навчальний посібник – К.: Логос, 2013. – 240 с.
3. **Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., К.В. Чичуліна Б.В., Федоров** (2011). Економічна доцільність використання нових типів легких балок із профільованою стінкою. *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) – Вип. 2(30). – 2011. – С. 149-154.*
4. **Dr. S. Raviraj**. (2009) Design Of Beams With Corrugated Web [Проектування балок з хвилястою стінкою]. Construction Industry Reference Magazine Built Constructions, available at http://www.builtconstructions.in/OnlineMagazine/Bangalore/Pages/Design-Of-Beams-With-Corrugated-Web-310.aspx (accessed July 2013)
5. **Лавріненко Л.І., Скупова А.В**. (2013) Кроквяна малоелементна шпренгельна система з оптимальними геометричними параметрами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип.27. Рівне: 2013. – С. 127–134.*
6. **Лавріненко Л.І., Гетун Г.В., Нілова Т.О.** (2019). Застосування балок з гофрованими стінками при реконструкції та підсиленні перекриттів. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд, ІІІ Міжнародна науково-практична конференція, Одеська державна академія будівництва та архітектури*, 26-28 вересня 2019. Тези доповідей. – с.92.
7. **Ilyin N., Panfilov D., Lukin A**. (2017) Constructive fire protection of steel corrugated beams of buildings and other structures [Конструктивний протипожежний захист сталевих гофрованих балок будівель та інших конструкцій]. *MATEC Web of Conferences* 106, 02014, 2017, DOI: 10.1051 /matecconf/20171060 SPbWOSCE-2016 2014, available at https://www.researchgate.net/publication/317115008_Constructive_fire_protection_of_steel_corrugated_beams_of_buildings_and_other_structures (accessed 2016).
8. **Johansson B., Maquoi R., Seldasek G., Muller C., Beg D**. (2007). Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 Plated Structural Elements [Коментарі та робочі приклади до EN 1993-1-5. Конструктивні елементи з листів]. *JRS Scientific and Technical Reports.* – p.152–167.
9. **Pasternak H., Kubieniec** G. (2010) Plate girders with corrugated webs [Складені балки з хвилястою стінкою]. *Journal of Civil Engineering and Management, 16(2),* pp.166-171.
10. **Siokola, W.** (1997). Wellstegträger. Herstellung und Anwendung von Trägern mit profiliertem [Гофровані складені балки. Виробництво та застосування]. Steg, *Stahlbau 66*, pp. 595–605.
11. **Biancolini, M.E., Brutti, C. and Porziani, S**. (2009), Analysis of corrugated board panels under compression load [Аналіз профільованих настилів при стискувальному навантаженні]. *Steel. Compos. Struct., 9(1)*, pp. 1-17.
12. **Chan, C.L., Khalid, Y.A., Sahari, B.B. and Hamouda, A.M.S**. (2002), Finite element analysis of corrugated web beams under bending [Кінцево-елементний аналіз хвилястих стінок балок при згині]. *J. Constr. Steel. Res., 58*, pp. 1391-1406.
13. **Driver, R.G., Abbas, H.H. and Sause, R**. (2006), Shear behavior of corrugated web bridge girder [Поведінка гофрованиз мастових балок при зсуві]. *J. Struct. Eng. ASCE, 132(2),* pp. 195-203.
14. **Bilyk S.I., Nilova T.O., Semchuk I.Y., Lavrinenko L.I**. (2019). Experimental and Theoretical Investigation of Inserted Floors with Decreased Height [Експериментальне та теоретичне дослідження перекриттів пониженої висоти] *Varilna Tehnika, Vol.69, 2019-1*, pp. 7 – 15.
15. **Pasternak, H., Robra, J., Bachmann, V**. (2008). Corrugated web beams with increased

web thickness [Хвилясті стінки із збільшеною товщиною], *in Proceedings 5th Europea Conference on Steel and Composite Structures, Graz, Austria* . – pp. 1161–1166.

16. **Pasternak H., Robra J., Kubieniec G**. (2010). New proposals for EN 1993-1-5, Annex D: Plate girders with corrugated webs [Нові пропозиції до EN 1993-1-5. Додаток D. Складеня балки з хвилястими стінками]. — *Proceedings of Joint IABSE-fib Conference on Codes in Structural Engineering. Developments and Needs for International Practice, Dubrovnik, May 3-5, pp. 3–5 Google Scholar.*
17. **Yin Y.Z., Wang Y.C**.(2004). A numerical study of large deflection behaviour of restrained steel beams at elevated temperatures [Чисельне дослідження сталевих балок при підвищеній температурі]. *Journal of Constructional Steel Research, No. 60*, pp. 1029 – 1047.
18. **Лавріненко Л.І., Нілов О.О., Нілова Т.О**. (2016) Місцева стійкість елементів перерізу сталевих балок з поперечно гофрованими стінками в області пружно-пластичної роботи. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. Випуск 18 – К., Сталь. – 2016. – с.33-50.*
19. **Kallerová P., Wald F**.(2008), Fire Test on Experimental Structure in Mokrsko, in Czech: Požární zkouška na experimentálním objektu v Mokrsku [Вогневі дослідження натурної конструкції в Мокрско, Чехія], *CTU in Prague*, August 2008.
20. **Wald F., Kallerová P., Chlouba j., Sokol Z**., (2010), Fire test on an administrative building in Mokrsko [Вогневі дослідження на адміністративній будівлі в Мокрско]. *Czech Technical University in Prague*. Prague, May 2010.
21. **Jana T., Wald F., Kyzlik P.** (2010), Beams with corrugated web at elevated temperatures in fire [Балки з гофрованими стінками за дії підвищеної температури при пожежі]. *Centre for Integrated Design of Advanced Structures,* – 2010

REFERENCES

1. **Lavrinenko L.I.** Zastocuvann`ia efektivnyh dvotavrovyh elementyv z tonkimi poperechnogofrovanimi stynkami [Application of effective I-elements with thin cross-corrugated webs]. *Problemi derzhavnogo budivnitstva v Ukrini. Vip. 20, v.1. XVII naukovo-praktichna konferentsiia «Ukraïna v єvrointegratsiinikh protsesakh». Kyiv: KiMU*, 2012. pp. 223–226 (in Ukrainian).
2. **Nilov O.O., Nilova T.O.** (2013) Metalevi konstruktsii. Balky. Kolony: Navchalnyi posibnyk [Metal structures. Beams. Columns] – K.: Lohos, 2013. – 240 p. (in Ukrainian).
3. **Pichuhin S.F., Chychulin V.P., K.V. Chychulina B.V., Fedorov** (2011). Ekonomichna dotsilnist vykorystannia novykh typiv lehkykh balok iz profilovanoiu stinkoiu [Economic feasibility of using beams with a profiled web]. Zbirnyk naukovykh prats (haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo) – Vip. 2(30). – 2011. – pp. 149-154 (in Ukrainian).
4. **Dr. S. Raviraj.** (2009) Design Of Beams With Corrugated. Construction Industry Reference Magazine Built Constructions, available at http://www.builtconstructions.in/OnlineMagazine/Bangalore/Pages/Design-Of-Beams-With-Corrugated-Web-310.aspx (accessed July 2013).
5. **Lavrinenko L.I., Skupova A.V.** Krokviana maloelementna shprengel'na sistema z optimal'nimi geometrichnimi parametrami [Roof low-element composite system with optimum geometrical parameters]. *Resursoekonomni materiali, konstruktsiї budivli ta sporudi. Vip.27. Rivne*: 2013. pp. 127–134 (in Ukrainian).
6. **Lavrinenko L.I., Hetun H.V., Nilova T.O**. (2019). Zastosuvannia balok z hofrovanymy stinkamy pry rekonstruktsii ta pidsylenni perekryttiv [Application of beams with corrugated webs during reconstruction and reinforcement of overlappings.]. *Ekspluatatsiia ta rekonstruktsiia budivel i sporud, III Mizhnarodna naukovo-praktychna konferentsiia, Odeska derzhavna akademiia budivnytstva ta arkhitektury*, 26-28 veresnia 2019. – p. 92 (in Ukrainian)
7. **Ilyin N., Panfilov D., Lukin A.** (2017) Constructive fire protection of steel corrugated beams of *buildings and other structures. MATEC* Web of Conferences 106, 02014, 2017, DOI: 10.1051 /matecconf/20171060 SPbWOSCE-2016 2014, at https://www.researchgate.net/publication/317115008_Constructive_fire_protection_of_steel_corrugated_beams_of_buildings_and_other_structures (accessed 2016)
8. **Johansson B., Maquoi R., Seldasek G., Muller C., Beg D.** (2007). Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 Plated

Structural Elements. *JRS Scientific and Technical Reports*. – p.152–167.
9. **Pasternak H., Kubieniec G**. (2010) Plate girders with corrugated webs. *Journal of Civil Engineering and Management, 16(2),* pp.166-171
10. **Siokola, W.** (1997). Wellstegträger. Herstellung und Anwendung von Trägern mit profiliertem Steg, *Stahlbau 66*, pp.595–605.
11. **Biancolini, M.E., Brutti, C. and Porziani, S**. (2009), Analysis of corrugated board panels under compression load, *Steel. Compos. Struct., 9(1)*, pp. 1-17.
12. **Chan, C.L., Khalid, Y.A., Sahari, B.B. and Hamouda, A.M.S.** (2002), Finite element analysis of corrugated web beams under bending, *J. Constr. Steel. Res., 58*, pp. 1391-1406.
13. **Driver, R.G., Abbas, H.H. and Sau**se, R. (2006), Shear behavior of corrugated web bridge girder, *J. Struct. Eng. ASCE, 132(2),* pp. 195-203.
14. **Bilyk S.I., Nilova T.O., Semchuk I.Y., Lavrinenko L.I.** (2019). Experimental and Theoretical Investigation of Inserted Floors with Decreased Height, *Varilna Tehnika, Vol.69, 2019-1*, pp. 7 – 15.
15. **Pasternak, H., Robra, J., Bachmann, V**. (2008). Corrugated web beams with increased web thickness, *in Proceedings 5th Europea Conference on Steel and Composite Structures, Graz, Austria*, pp. 1161–1166.
16. **Pasternak H., Robra J., Kubieniec G**. (2010). New proposals for EN 1993-1-5, Annex D: Plate girders with corrugated webs. — *Proceedings of Joint IABSE-fib Conference on Codes in Structural Engineering. Developments and Needs for International Practice, Dubrovnik, May 3-5, pp. 3–5 Google Scholar*
17. **Yin Y.Z., Wang Y.C**.(2004). A numerical study of large deflection behaviour of restrained steel beams at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research, No. 60*, pp. 1029 – 1047.
18. **Lavrinenko L.I., Nilov O.O., Nilova T.O**. (2016) Mistseva stiikist elementiv pererizu stalevykh balok z poperechno hofrovanymy stinkamy v oblasti pruzhno-plastychnoi roboty [Local stability of cross-section elements of steel beams with cross-corrugated webs in the field of elastic-plastic work]. *Zbirnyk naukovykh prats Ukrainskoho instytutu stalevykh konstruktsii im. V.M. Shymanovskoho.* Vip. 18 – K., Stal. – 2016. – p.33-50 (in Ukrainian)
19. **Kallerová P., Wald F**.(2008), Fire Test on Experimental Structure in Mokrsko, in Czech: Požární zkouška na experimentálním objektu v Mokrsku, *CTU in Prague*, August 2008, ISBN 978-80-01-04146-8.
20. **Wald F., Kallerová P., Chlouba j., Sokol Z**., (2010), Fire test on an administrative building in Mokrsko. *Czech Technical University in Prague. Prague,* May 2010.
21. **Jana T., Wald F., Kyzlik P**. (2010), Beams with corrugated web at elevated temperatures in fire. *Centre for Integrated Design of Advanced Structures*, 2010

THE FIRE HEATING OF STEEL GIRDERS WITH CORRUGATED WEBS

Lyudmila Lavrinenko
Valeriya Nekora

Summary. To develop studies of steel beams with sinusoidal corrugated sheets, work was carried out to study the behaviour of such beams under the influence of elevated temperatures in case of fire. The regulatory requirements for the design of corrugated beams are considered. Although studies of the mechanical behaviour of corrugated beams are relatively large, specific methods for calculating the mechanical behaviour of these beams at high temperatures are insufficient.

It is shown that the calculation of fire resistance according to the design rules Eurocode 3 applies to beams with flat walls.

The results of some field studies are discussed. They confirm the discrepancy between the experimental results for corrugated beams and the results obtained in accordance with design standards.

The article analyzes the heating parameters of steel beams with a corrugated sheet, taking into account their design features and comparison with similar parameters of a flat beam of a beam. It is necessary to conduct a study using the differential heat equation.

Work was carried out to determine the patterns of changing the heating parameters of corrugated steel beams in case of fire as a scientific basis for calculating their fire resistance.

Keywords: fire resistance; steel beam; corrugated web; heating parameters

ІНДУСТРІАЛЬНИЙ РОЗВИТОК КИЄВА У ДРУГІЙ ПОЛОВИНІ XIX СТ.

Галина Гетун[1], Віра Колякова[2], Ірина Безклубенко[3], Олена Баліна[4]

[1,2,3,4,5]Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
[1]galinagetun@ukr.net, http://orcid.org/0000-0002-3317-3456;
[2]vkolyakova@gmail.com, http://orcid.org /0000-0001-6879-8520;
[3]i.bezklubenko@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-9149-4178
[4] elena.i.balina@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-6925-0794

DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.22-33

Анотація. В статті розглянуто сутність та особливості індустріального розвитку будівництва та архітектури Києва у другій половині XIX ст.

Дослідженням охоплений виробничий комплекс тогочасного Києва включаючи розвиток промисловості, зведення мостів, створення залізничного господарства та перших інженерних систем: водогону, каналізації, електричного транспорту (трамваю і фунікулеру).

Розглянуто передумови розвитку будівництва і виникнення професії інженера-будівельника. Наведені дані про спорудження і подальшу історію існування Миколаївського ланцюгового і Дарницького залізничного мостів Києва.

Описані інженерно-технологічні та будівельно-конструктивні досягнення при зведенні першого Київського залізничного вузла – технологію влаштування буронабивних паль для підсилення фундаментів будівель і споруд інженера А. Е. Страуса та особливості будівництва і експлуатації першої в Києві системи міського водогону та каналізації.

Наведені рисунки із зображенням зовнішнього вигляду, планів і схем будівель і споруд, зведених у другій половині XIX ст. Представлено аналіз архітектурних форм і стилістичних напрямів будівель і споруд, інженерні досягнення та містобудівельні рішення, впровадження нових конструкцій та будівельних матеріалів, які залишили після себе значний слід і суттєво вплинули на розвиток будівництва України.

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

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

Ірина Безклубенко
доцент кафедри ІТППМ
к.т.н., доцент

Олена Баліна
доцент кафедри ІТППМ
к.т.н., доцент

Ключові слова: будівництво; міст; залізничний вокзал; буронабивна паля; водонапірна вежа.

ВСТУП

Епоха середини XIX ст. в Україні характеризується децентралізацією процесу будівництва. Відбувається послаблення, а згодом і відміна єдиних архітектурно-стильових канонів класицизму на території Російської імперії, до складу якої входила Україна.

Відповідно до імператорських наказів 1847 і 1851 рр. право затвердження зразкових проектів передається зі столиці до генерал-губернаторів і Будівельних комісій. За наказом 1858 р. обов'язкове використання «зразкових» проектів взагалі відмінялося. Отже, з цього часу в будівництві на теренах України дозв'олялося все, що не підпадало під заборону законодавства. Основним регулюючим документом стає Будівельний статус, який мав загальне обов'язкове значення на всій території Російської імперії [11].

Децентралізація будівництва була процесом закономірним, викликаним глибокими соціально-економічними змінами в Російській імперії та впливом досвіду західноєвропейських країн. Внутрішнім фактором, який прискорив процес розвитку ринкових відносин, стали реформи 1860…1870-х років, особливо відміна кріпосного правв зростання обсягів промисловості та торгівлі, диференціація виробництва, розширення мережі залізниць, поява нових установ сприяли припливу населення у міста, а разом із цим – зростання потреби у житлі. Розвиток промисловості та впровадження нових технологій у будівництво підсилили інженерну складову, виникає саме професія інженера-будівельника В 1865 р. у Росії створюється Технічно-будівельний комітет з відповідними структурами на місцях.

Широко використовуються нові будівельні матеріали – чавун, залізобетон, сталь. Збільшується випуск традиційних будівельних матеріалів – цегли, черепиці, покрівельного заліза, скла [2].

Капіталістичне виробництво другої половини XIX ст. в Україні призвело до принципових змін у сфері взаємовідносин між будівельником і замовником. Диктат держави змінився диктатом замовника, який виходячи з власних фінансових можливостей, мети і смаку змушує будівельників все це враховувати. У філософії будівництва на перший план виходять принципи раціональності функціонування об'єкта. Завдяки помітній дебюрокритизації прискорилися темпи будівництва на всій території України [10]

ІНДУСТРІАЛЬНИЙ РОЗВИТОК БУДІВНИЦТВА В КИЄВІ У XIX СТ.

На індустріальний розвиток Києва суттєво вплинуло спорудження першого капітального Миколаївського ланцюгового мосту через Дніпро за проектом і під керівництвом британського інженера Чарльза Віньйоля. Міст почали споруджувати в 1847 р., він проіснував з 1853 до 1920 року (рис. 1). Металеві конструкції моста були виготовлені у Великобританії в м. Бірмінгемі. На п'яти облицьованих гранітом опорах «биках» були споруджені портали у вигляді напівкруглих арок з баштами в стилі англійської готики. На опори помістили спеціальні короби, через які провели ланцюги із залізних ланок.

Мостове полотно складалося з ґратчастих балок, які кріпилися до ланцюгів за допомогою залізних прутів. Проміжні опори спиралися на фундаменти з бетонних масивів, закладених прямо на ґрунті в огороджених перемичками улоговинах.

Міст завдовжки 776 м і завширшки 16 м був одним з найбільших будівельних досягнень свого часу. Срібна модель мосту була виставлена у Лондоні на Всесвітній виставці 1851 року.

Для пропуску суден міст мав розвідну частину біля правого берегу, що приводилася в рух поворотним колесом за допомогою всього чотирьох осіб.

Розведення секцій мосту діяло лише навесні, коли рівень води істотно піднімався.

В інші періоди навігації тодішні судна нормально проходили під прогонами Ланцюгового мосту.

Наприкінці XIX століття внаслідок обміління Дніпра в районі розвідної секції, а також її недостатньої ширини, що ставало на заваді розвитку річкового судноплавства, було прийняте рішення про реконструкцію моста.

Рис.1. Миколаївський ланцюговий міст Києва (інж. Чарльз Віньйоля, 1853… 1920рр., листівка 1890…1900).
Fig. 1. The Nikolaev chain bridge of Kiev (eng. Charles Vinyol, 1853… 1920, postcard 1890… 1900).

В результаті проведеного в 1897 році конкурсу (прийнятий проект київського інженера Аполлона Лоського) у 1898 році проведена реконструкція моста.

Розвідну секцію замінили стаціонарною, надбудували арку над центральною опорою, полотно моста підняли до центру на 3,4 м, а фарватер ріки поглибили.

Продовженням Миколаївського ланцюгового мосту були Русанівські мости через лівобережну заплаву і Русанівську протоку. У 1920 році міст був підірваний відступаючими польськими військами, відновити його за старим проектом не вдалося [7].

У травні 1925 року на опорах колишнього Ланцюгового мосту був відкритий новий міст балкової конструкції за проектом Євгена Оскаровича Патона, який був названий на честь радянської партійної діячки Євгенії Бош (рис. 2).

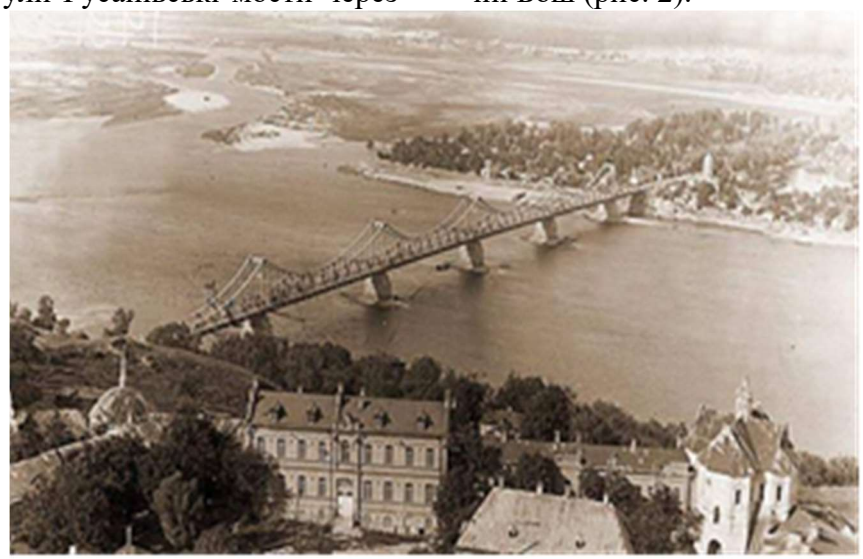


Рис. 2. Міст імені Євгенії Бош, (інж. Є. О. Патон, 1925…1941 рр., листівка).
Fig. 2. Eugene Bosch Bridge, (eng. E. O. Paton, 1925… 1941, postcard).

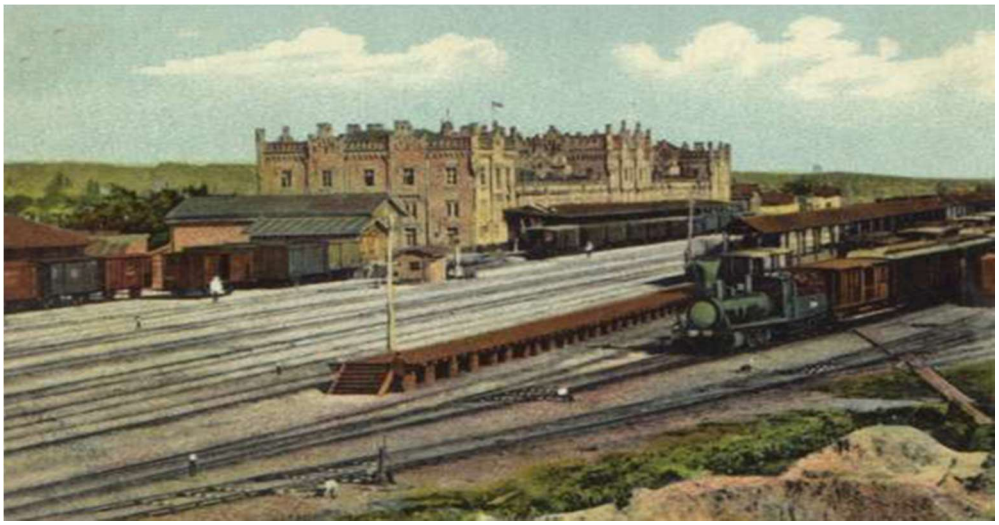
Новий міст, із судноплавним прогоном на 4,2 м вище від попереднього, довжиною 776 м, шириною 16 м і основним прогоном 143 м побудували з двотаврових балок, що залишилися на берегах Дніпра після розбирання в 1919 році стратегічних шосейних мостів київського району.

Цей міст остаточно був зруйнований 19 вересня 1941 року відступаючою Червоною армією і більше не відновлювався.

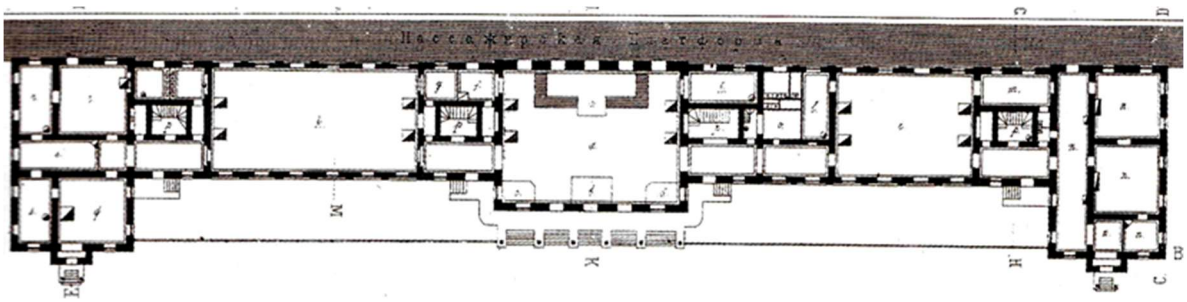
Зростанню Києва в кінці XIX ст. сприяло формування і розвиток його залізничне господарство.

З 1870-х років Київ поступово стає крупним залізничним вузлом Південно-Західної залізниці. Значним містоформуючим фактором, який вплинув на подальшу розбудову міста, було зведення в 1868…1870 рр. у долині р. Либідь першої залізничної станції з пасажирським і товарним відділенням. Цегляна двоповерхова будівля залізничного вокзалу Києва була споруджена в неготичному стилі за проектом арх. Вишневського С. А. у 1870 р. (рис. 3), а розібрана в 1913 р. [5].

Великим інженерним досягненням, яке вплинуло на розвиток Києва стало спорудження Дніпровського суцільнометалевого моста на києво-курській залізниці (зараз Дарницький залізничний міст), який був збудований за проектом і під керівництвом військового інженер-капітана Арманда Струве у 1868…1870 рр. На момент побудови Дніпровський міст став найдовшим мостом у Європі (рис. 4, а).

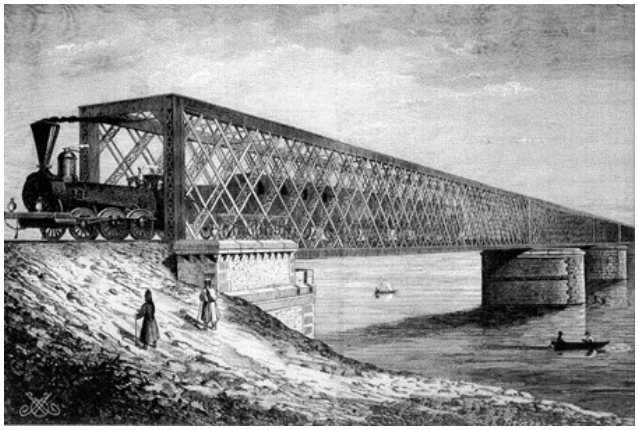


а



б

Рис. 3. Залізничний вокзал Києва, (арх. Вишневський С. А., 1870 р).:
а – загальний вигляд (листівка); *б* – план.
Fig. 3. Kiev Railway Station, (architect Vishnevsky SA, 1870):
a - general view (postcard); *b* - plan



а

б

Рис. 4. Дарницький залізничний міст у Києві:
а – Міст Струве, 1870…1943 рр., (гравюра К. Вейєрмана); *б* – Дарницький міст, 1950 р., (інж. М. С. Руденко).
Fig. 4. Darnytsia railway bridge in Kyiv:
a - Struve Bridge, 1870… 1943, (engraving by K. Weierman); *b* - Darnytskyi Bridge, 1950, (eng. MS Rudenko).

Дарницький залізничний міст мав 11 опор і 12 прогонів по 89 метрів кожен. Загальна довжина мосту становила 1067,6 м, він мав одну залізничну колію. Опори мосту були споруджені за кесонною технологією. У червні 1920 р. міст був підірваний відступаючими польськими військами, відновлений вже 10 вересня 1920 року. 19 вересня 1941 року міст був знищений радянськими військами при відступі. Під час німецької окупації міст відновили, остаточно зруйнували німецькі військові на початку листопада 1943 року. У 1946…1950 рр. південніше від колишнього мосту побудували арочний Дарницький залізничний міст (рис. 4, *б*). Цей міст на дві залізничні колії запроектований за асиметричною схемою. Ближче до лівого берега розташовані три великих судноплавних прогони по 106 м, перекритих арочними металевими фермам з рухом поїздів у нижній частині. Мілководна правобережна частина русла перекрита дванадцятьма меншими (по 53 м) монолітними залізобетонними арками із збірною стояковою надводною будовою, розрахованою на проїзд вгорі. Всі опори моста – масивні, монолітні, облицьовані гранітом.

Під час розширення Київського залізничного вузла у 1902…1907 рр. була зведена нова товарна станція – розвинений інженерно-транспортний комплекс на території завдовжки 2 км, яку в основному займали сортувальні колії та залізничні пристрої.

Зважаючи на велику протяжність залізничних колій та складні геологічні умови їх залягання, під час зведення станцій були проведені спеціальні інженерні заходи. Зокрема русло р. Либідь взято в канал з кам’яними стінками.

Загалом усю територію у межах станції «Київ-І» було розплановано у трьох рівнях, де нова товарна станція разом із системою залізничних колій відповідала найнижчому, третьому рівню. Середній рівень мав обслуговувати депо пасажирської станції, а також «Головні залізничні майстерні» та їхні склади. На верхньому рівні було розміщено житлову забудову «Залізничної колонії» [12].

Товарну станцію було споруджено із застосуванням нових для того часу інженерно-технологічних та будівельно-конструктивних досягнень. Вона мала автономну систему всієї інженерної інфраструктури: освітлення, опалення, водогін, каналізацію, а та-

кож власну телефонну лінію. Всі інженерні та громадські споруди станції були зведені на буронабивних палях системи інженера А. Е. Страуса, яка пізніше дістала широке визнання та застосування у будівництві на слабких і зволожених ґрунтах в усьому світі.

Інноваційна та ефективна технологія влаштування буронабивних паль для підсилення фундаментів будівель і споруд київського інженера А. Е. Страуса вперше була впроваджена в 1899 р. саме при будівництві споруд Київського залізничного вузла. У 1909 р. інженер А. Е. Страус отримав американський патент за свій винахід [5].

Для влаштування перших набивних паль вручну бурили свердловини діаметром 200…400 мм під захистом обсадних труб (рис. 5).

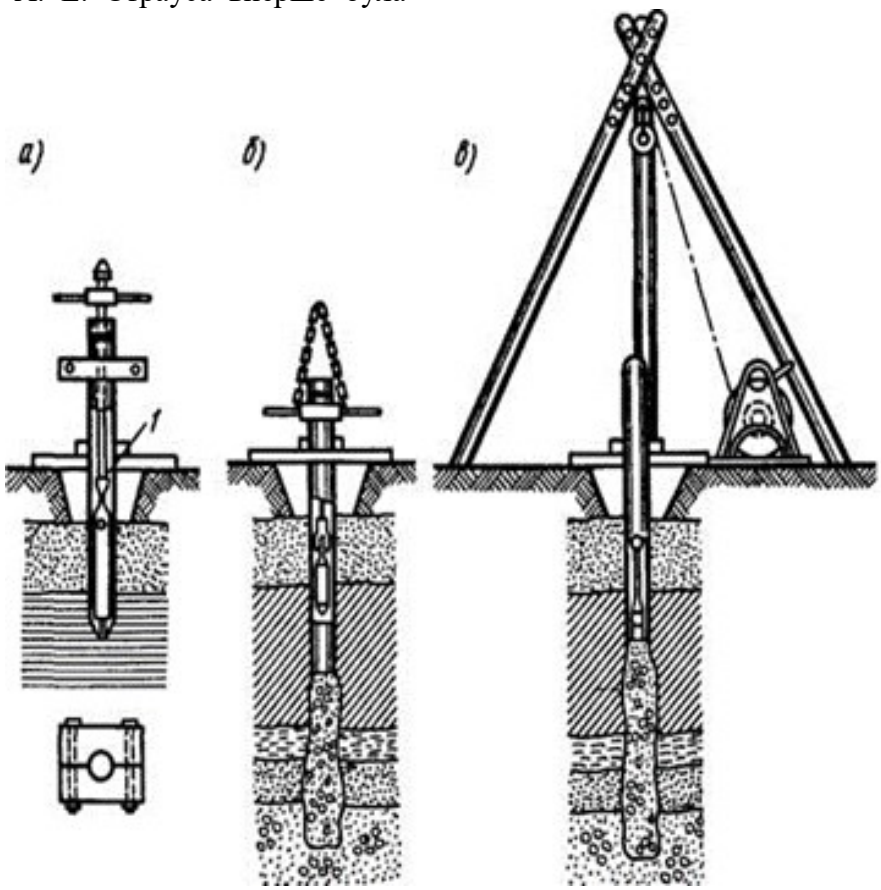


Рис. 5. Схема виготовлення буронабивних паль Страуса:
а – буріння свердловини;
б – подача бетону в трубу;
в – трамбування бетону; 1– желонка.
Fig. 5. Scheme of production of Ostrich drilling piles:
a - well drilling; *b* - concrete supply into the pipe;
c - concrete ramming; 1 - the stomach.

Ріжучим елементом слугували бурові змійовики або долота (желонки). Для піднімання і опускання бурового інструменту над місцем виготовлення палі встановлювали вишку (триногу). Обсадну трубу заглиблювали разом з розробкою ґрунту. Незначне використання механізації обмежувало довжину паль – 10…12 м.

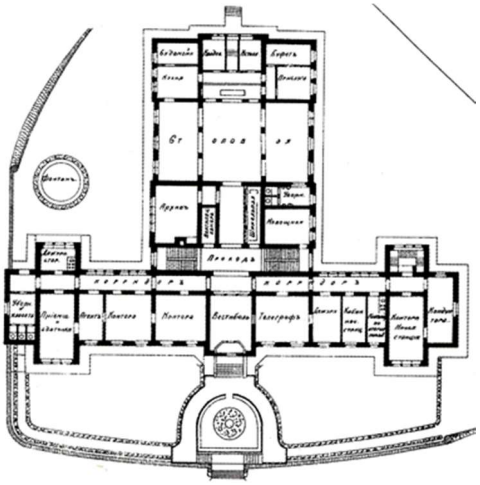
Основною перевагою паль Страуса є заглиблення обсадної труби без ударів.

Одночасно з використанням провідних інженерних досягнень під час зведення товарної станції особливу увагу було приділено естетичним аспектам. Комплекс нової станції зведено за принципом архітектурно-стилістичної єдності у стилі модерн за прое-

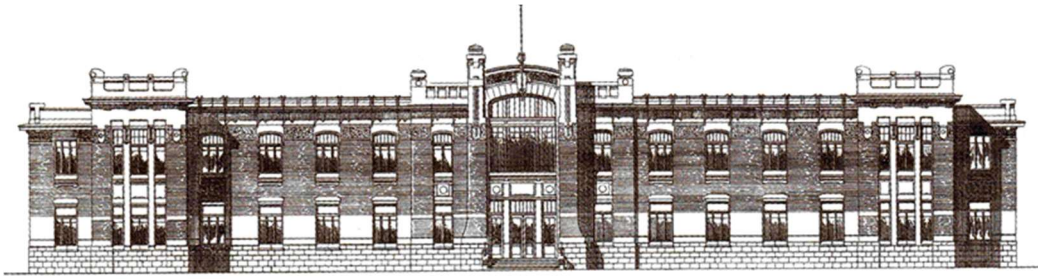
ктами цивільного інженера Вербицького О. М. Найцікавішою є будівля «Товарної контори», будівництво якої завершене в 1907 р. (рис. 6).

Всі приміщення «товарної контори» були згруповані навколо центральної операційної зали, яку перекривали металеві арочні ферми з ліхтарями верхнього освітлення.

а



б



в

г

Рис. 6. Будівля «Товарної контори», арх. Вербицький О. М, 1902…1907 рр.:
а – сучасний вигляд; *б* – план; *в* – головний фасад; *г* – інтер'єр операційної.
Fig. 6. Building of the Commodity Office, arch. Verbitsky OM, 1902… 1907:
a - modern appearance; *b* - plan; *c* - the main facade; *d* - operating room interior

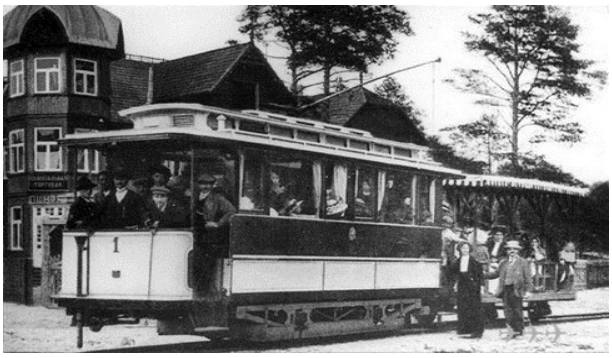
Майже всі фасади будівлі були прикрашені фризом, орнаментованим стилізованим каштановим листям, виконаному у барельєфі.

На початку 1870-х років у Києві проживало 75 тис. осіб, а у 1897 р – майже 250 тис. мешканців. Стрімке зростання населення міста сприяло розширенню торгівлі, а разом з нею і розвитку промисловості. Починають активно забудовуватися передмістя Києва – Солом'янка, Шулявка, Звіринець, Пріорка.

Розосередження житлових районів міста на досить значній території та пересіченість рельєфу ускладнювали сполучення між ними. Для забезпечення зв'язку центральних районів з Подолом і вокзалом в 1890 р. в Києві виникла міська залізниця, спочатку на кінській тязі – конка (рис. 7, а), а потім на паровій та електричній (рис. 7, б, в). Автором проекту міської залізниці був київський інженер Аманд Струве, який створив акціонерне «Товариство Київської міської залізниці» [5]

а

б



в

Рис. 7. Київські трамваї:
а – кінний; *б* – паровий; *в* – електричний.
Fig. 7. Kiev trams:
a - equestrian; *b* - steam; *c* – electric

Система електричного трамвая міста Києва була відкрита 1 червня 1892 р. Вона була першою електричною мережею на території колишньої Російської імперії та сучасної України. На 1913 р. майже всі райони Києва були охоплені трамвайними маршрутами.

У санітарно-гігієнічному відношенні введення систем централізованого міського водогону та каналізації значно поліпшило умови проживання киян.

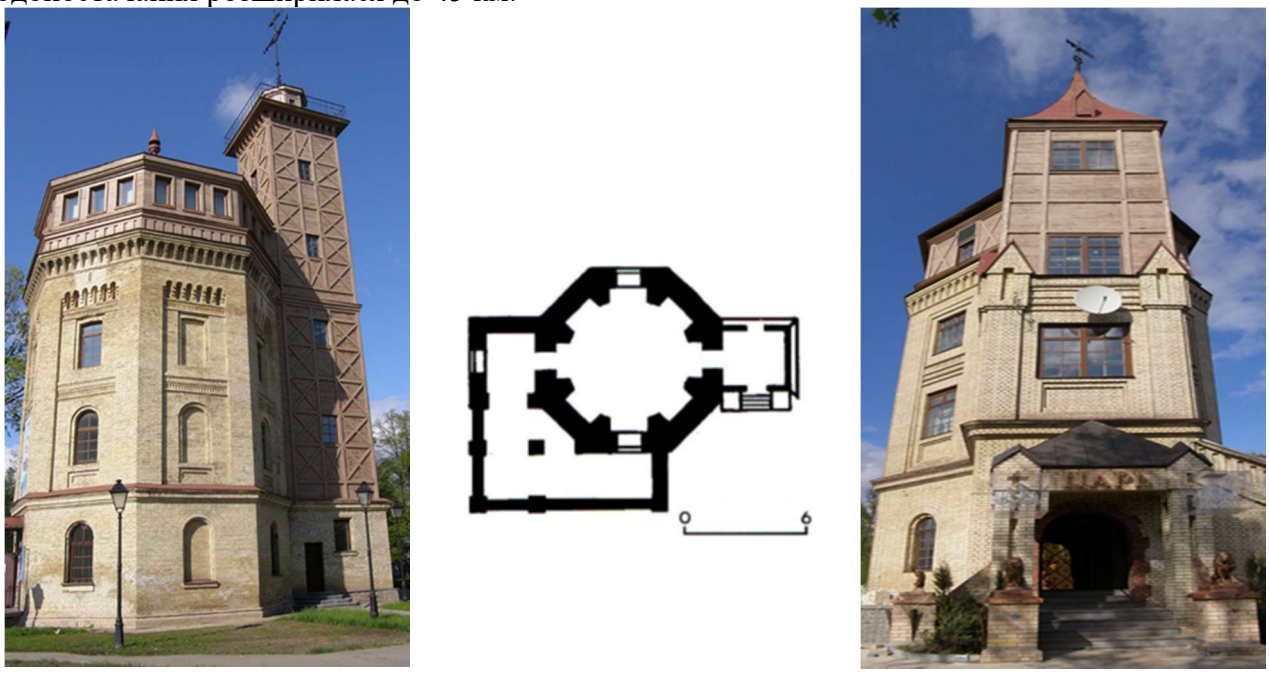
Першу централізовану систему загальноміського водогону було побудовано в Києві у 1870…1872 рр. завдяки ініціативі інженер-полковника А. Є. Струве.

Це був другий на теренах України водогін (перший споруджено в Одесі в 1853 р. з використанням джерел Великого Фонтану). У 1872 р. в Києві запустили першу чергу міського водогону довжиною 23,3 м, до якого підключили садиби заможних громадян. Вода з Дніпра проходила через піщані англійські фільтри і подавалась у мережу чавунних труб. Через десять років мережа водопостачання розширилася до 45 км.

У цей же час споруджуються елементи каналізації сучасного типу. У 1894 р. було підключено першу систему централізованого каналізування за повною роздільною схемою з очищенням стоків на полях фільтрації (Куренівські поля зрошення), а потім у Дніпро.

Основними спорудами водогону були дві насосні станції та три водонапірні башти. Нижня насосна станція, поряд з колоною Магдебурзького права, мала приймальний колодязь (зовсім недавно цю спо руду зруйнували). Верхня насосна станція була збудована поряд з Володимирським узвозом. У 1880-ті роки на ній звели два відстійні басейни та водоочисний фільтр [3].

У Царському саду (зараз Хрещатий парк) було збудовано дві водонапірні башти висотою 20 метрів, які мали підземний кам'яний резервуар на 1млн. 350 тисяч літрів води. Вони мали три житлові поверхи і залізні резервуари на даху ємністю 160 тис. літрів.



а *б* *в*

Рис. 8. Водонапірні башти Києва, (арх. О. Я. Шіле):
а – Царська, 1872 р., відбудована в 2003 р., зараз Водно-інформаційний центр;
б – план; *в* – у Хрещатому парку, 1877 р., відбудована в 2009 р., зараз нічний клуб «Царь Project».
Fig. 8. Water towers of Kiev, (arch. A. J. Schiele):
a - Tsarskaya, 1872, rebuilt in 2003, now the Water Information Center;
b - plan; in - Khreschaty Park, 1877, rebuilt in 2009, now the King of the Night nightclub

Третю водонапірну башту звели на верхній терасі Володимирської гірки, неподалік від Михайлівського монастиря. Михайлівська башта була на 4 метри вищою від башт Царського саду й мала резервуар на 220 тисяч літрів. Висота дна резервуарів усіх трьох башт була на 105 метрів вища за рівень Дніпра.

Із трьох водонапірних башт збереглася лише одна [3]. В цій споруді, архітектором якої був О. Я. Шіле, зараз розміщується Водно-інформаційний центр (рис. 8, а).

Неподалік, у Міському парку, відбудували іншу башту. Під цією баштою розташовано основні об'єми колишнього величезного резервуара для води.

Зараз у приміщеннях резервуара та у башті розміщено нічний клуб «Царь Project» (рис. 8, б).

Найбільшою окрасою київських площ, парків і скверів стали фонтани [3]. За проектом арх. О. Я. Шіле в 1898…1900 рр. було розроблено два типи фонтанів: великий та малий.

Перший з великих фонтанів з'явився на Царській (нині Європейській) площі. Пізніше його було знято, але за тим же зразком у Києві встановили ще шість великих фонтанів, відлитих на заводі О. Ф. Термена.

Малі фонтани не збереглися, а п'ять великих фонтанів працюють в Києві: у Золотоворітському сквері, на площі Івана Франко; в Маріїнському і Міському парках, у сквері на розі сучасних вулиць Гончара і Михайла Коцюбинського (рис. 9).

Рис. 9. Великий фонтан, 1899 р., (арх. Шіле О. Я., Маріїнський парк, Київ).
Fig. 9. The Great Fountain, 1899, (arch. Shile OJ, Mariinsky Park, Kyiv).

У 1908 р. епідемія черевного типу і холери в місті дискредитували ідею річкового водопостачання без знезараження питної води.

За вимогою міської громади водопровідне товариство припинило забір питної води з Дніпра і Київ перейшов на артезіанське водопостачання.

Поступово у будівництві й архітектурі України утвер¬джуються раціональні ідеї використання нових буді-вельних матеріалів і конструкцій, вільний вибір стилю та застосування національних особливос¬тей, традицій. Широко впроваджується цегляна архітектура, залізобетон, нові форми сталевих конструкцій у мостах та громадських будівлях.

ВИСНОВКИ

Містобудівельний розвиток Києва другої половини XIX сторіччя є початком становлення якісно нового способу міського помешкання, став дуже багатим на індустріальні новації в будівництві.

До визначних подій, що відбувалися на теренах міста, слід віднести закладання основ для створення загальноміських систем інженерного забезпечення (водогону, каналізації, електроенергетики) і запровадження першого міського громадського транспорту (трамваю). Індустріальними новаціями, які мали значення для Києва в цілому, є фундаментальні інженерні розробки з впорядкування зони Дніпра в межах Києва і спорудження першої річкової торговельної гавані поблизу Подолу. Із загальноміських інженерних заходів найбільш значимими були: запровадження першого електричного підйомника (фунікулера), зведення мостів і шляхопроводів, організація вуличних автомобільних магістралей, розробка інноваційної та набивних паль для підсилення фундаментів будівель і споруд на слабких ґрунтах, укріплення київських схилів та спорудження гранітної набережної.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Асєєв. Ю. С., Вечерський В. В., Годованюк О. М**. та ін. Історія української архітектури. */За редакцією В. Тимофієнка. – К:, Техніка, 2003. – 472 с.*
2. **Віроцький В. Д., Гетун Г. В**. Історія будівництва і архітектури України: Навчальний посібник */ Віроцький В. Д., Гетун Г. В. – К.: КНУБА, 2015. – 160 с.*
3. **Звід пам'яток історії та культури України**: Енциклопедичне видання: У 28 т. – Кн. 1: Київ. – Ч. 1: А – Л */ Редкол.: В. А. Смолій (голова) та ін. – К.: Голов. ред. Зводу пам'яток історії та культури при вид-ві "Українська Енциклопедія" ім. М. П. Бажана, 1999. – 608 с.*
4. **Звід пам'яток історії та культури України**: Енциклопедичне видання: У 28 т. – Кн. 1: Київ. – Ч. 2: М – *Я / Редкол.: В. А. Смолій (голова) та ін. – К.: Голов. ред. Зводу пам'яток історії та культури при вид-ві "Українська Енциклопедія" ім. М. П. Бажана, 2004. – 1214 с.*
5. **Івлева В. П**. Пам'ятки індустріального розвитку Києва кінця XIX – першої половини XX століть. *– К.: Прес-КІТ, 2008. – 248 с.*
6. **Історія українського мистецтва**: в 6 т. */ Редкол: М. П. Бажан та ін. – К:, УРЕ, 1966 - 1970.*
7. **Київ: енциклопедичний довідник** */ за ред. А. В. Кудрицького. – К.: Гол. Ред.. Української Радянської Енциклопедії, 1981. – с. 332.*
8. **Логвин Г. Н**. По Україні. Стародавні мистецькі пам'ятники. *– К:, Мистецтво, 1968.– 462с.*
9. **Памятники градостроительства и архитектуры Украинской ССР**. *Иллюстрированный справочник-каталог: в 4 т.– К:, Будівельник, 1983 – 1986.*
10. **Плоский В. О., Гетун Г. В., Віроцький В.** Д. Архітектура будівель та споруд. Книга 3. Історія архітектури і будівництв: Підручник для вищих навчальних закладів. */ За редакцією Гетун Г. В. – Видання друге, перероблене та доповнене. Київ.: «Ліра-К», 2016 р. – 816 с.*
11. **Украина и Молдавия: Справочник-путеводитель** */ Авт. текста и сост. Г. Логвин. – М:, Искусство; Лейпциг; Эдицион, 1982. – 454 с.*
12. **Українська Радянська Енциклопедія**: в 12 т. */ Редкол: М. П. Бажан та ін. – К:, УРЕ, 1978…1985.*
13. **Цапенко М. П.** Архитектура Левобережной Украины XVII–XVIII вв. – М:, Стройиздат; 1967. – 234 с.

REFERENCES

1. **Asieiev. Yu. S., Vecherskyi V. V., Hodovaniuk O. M.** ta in. Istoriia ukrainskoi arkhitektury. *//Za redaktsiieiu V. Tymofiienka. – K:, Tekhnika, 2003. – 472 s.*
2. **Virotskyi V.D., Hetun H.V**. Istoriia budivnytstva i arkhitektury Ukrainy: Navchalnyi *posibnyk // Virotskyi V. D., Hetun H. V. – K.: KNUBA, 2015. – 160 s.*
3. **Zvid pamiatok istorii ta kultury Ukrainy**: Entsyklopedychne vydannia: U 28 t. – Kn. 1: Kyiv. – Ch. 1: A – *L / Redkol.: V. A. Smolii (holova) ta in. – K.: Holov. red. Zvodu pamiatok istorii ta kultury pry vyd-vi "Ukrainska Entsyklopediia" im. M. P. Bazhana, 1999. – 608 s.*

4. **Zvid pamiatok istorii ta kultury Ukrainy: Entsyklopedychne vydannia**: U 28 t. – Kn. 1: Kyiv. – Ch. 2: M – Ya / *Redkol.: V. A. Smolii (holova) ta in. – K.: Holov. red. Zvodu pamiatok istorii ta kultury pry vyd-vi "Ukrainska Entsyklopediia" im. M. P. Bazhana, 2004. – 1214 s.*
5. **Ivleva V. P**. Pamiatky industrialnoho rozvytku Kyieva kintsia KhIKh – pershoi polovyny KhKh stolit. – *K.: Pres-KIT, 2008. – 248 s*.
6. **Istoriia ukrainskoho mystetstva**: v 6 t. / Redkol: M. P. Bazhan ta in. – *K:, URE, 1966 - 1970.*
7. **Kyiv: entsyklopedychnyi dovidnyk** / *za red. A. V. Kudrytskoho. – K.: Hol. Red.. Ukrainskoi Radianskoi Entsyklopedii, 1981. – s. 332.*
8. **Lohvyn H. N**. Po Ukraini. Starodavni mystetski pamiatnyky. – *K:, Mystetstvo, 1968.– 462s.*
9. **Pamiatnyky hradostroytelstva y arkhytekturы Ukraynskoi** SSR. Ylliustryrovannыi spravochnyk-kataloh: v 4 t.– *K:, Budivelnyk, 1983 – 1986.*
10. **Ploskyi V. O., Hetun H. V., Virotskyi V.** D. Arkhitektura budivel ta sporud. Knyha 3. Istoriia arkhitektury i budivnytstv: pidruchnyk dlia vyshchykh navchalnykh zakladiv. / *Za redaktsiieiu Hetun H. V. – Vydannia druhe, pereroblene ta dopovnene. Kyev : «Lira-K», 2016. 816 s..*
11. **Ukrayna y Moldavyia : spravochnyk**-putevodytel / *Avt. teksta y sost. H. Lohvyn. – M:, Yskusstvo; Leiptsyh; Эdytsyon, 1982. – 454 s.*
12. **Ukrainska Radianska Entsyklopediia : v 12 t. / Redkol:** M. P. Bazhan ta in. – *K:, URE, 1978…1985.*
13. **Tsapenko M. P**. Arkhytektura Levoberezhnoi Ukraynы KhVII–KhVIII vv. – *M:, Stroiyzdat; 1967. – 234 s.*

INDUSTRIAL DEVELOPMENT OF KYIV IN THE SECOND HALF OF THE XIX CENTURY

Galina Getun, Vira Koliakova, Irina Bezklubenko, Olena Balina

Summary. The article deals with the essence and peculiarities of the industrial development of the construction and architecture of Kyiv in the second half of the 19th century.

The research covered the industrial complex of Kyiv at that time, including the development of the industry, the construction of bridges, the creation of the railway industry and the first engineering systems: water supply, sewerage, electric transport (tram and funicular).

Prerequisites for the development of construction and the emergence of the profession of civil engineer are considered.

The data on the construction and subsequent history of the existence of the Mykolaiv-Kiev chain and Darnytsia railway bridges of Kyiv are given.

The technological, construction and structural achievements in the construction of the first Kiev railway junction are described - the technology of arrangement of drilling piles for strengthening the foundations of buildings and structures of the engineer AE. sewage system.

The drawings depicting the appearance, plans and schemes of buildings and structures, erected in the second half of the nineteenth century.

The analysis of architectural forms and stylistic directions of buildings and structures, engineering achievements and town-planning decisions, introduction of new structures and building materials that left a significant mark and significantly influenced the development of construction of Ukraine.

Keywords: construction; bridge; railway station; bored piles; water tower.

Чисельне моделювання процесу руйнування залізобетонних балок монолітного огородження та його посилення вуглецевими матеріалами

Володимир Чирва[1], Тетяна Чирва[2], Олександр Панченко[3], Андрій Савченко[4], Катерина Романенко[5]

[1,4]ТОВ «Придніпров'я»
vlad.chyrva@gmail.com
pridnepr.pr@ gmail.com
[2,3]Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
tetyana.chyrva@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-6657-5443
[3]ТОВ «Сіка Україна»
9 Б, вул. Смольна, Київ, Україна, 03022
panchenko.aleksandr@ua.sika.com, http://orcid.org/0000-0003-16340715
[5]Криворізький національний університет
11, вулиця Віталія Матусевича, Кривий Ріг, Дніпропетровська область, Украина, 50027
renkr83@gmail.com, , http://orcid.org/0000-0003-2861-5595

DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.34-41

Анотація. На стадії будівництва багатоповерхового будинку в м. Київ на залізобетонних балках монолітного огородження були виявлені тріщини. Причина їх виникнення не була з'ясована забудовником. Тому авторами були висунуті й змодельовані в програмному комплексі "ЛИРА 2013" деякі припущення щодо їх появи.

Метою досліджень було визначення напружено-деформованого стану (ширини розкриття тріщин та прогинів конструкцій), порівняння отриманих результатів з фактичними даними та надання рекомендацій щодо ремонтних заходів.

Аналізуючи можливі причини виникнення дефектів та дійсних прогинів балок авторами було зроблено припущення, що підпірні стойки опалубки ригелів були зняті до бетонування парапетів та набору міцності бетону, а проектну міцність бетон набрав після отримання прогинів та утворення тріщин.

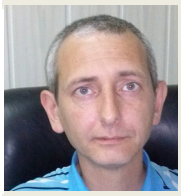
Отримані розрахункові результати звірені з фактичними даними та підтверджують наведену вище гіпотезу і дозволяють визначити необхідні місця установки елементів підсилення із вуглепластикових ламелей.

Виходячи із аналізу напружено-деформованого стану (ширини розкриття тріщин та прогинів конструкцій) авторами статті

Володимир Чирва
Інженер
к.т.н., доцент

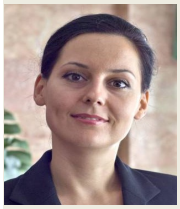
Тетяна Чирва
доцент кафедри архітектури
к.т.н., доцент

Олександр Панченко
Директор ТОВ «Сіка Україна»,
асистент кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій
к.т.н.



Андрій Савченко

Головний інженер



Катерина Романенко
старший викладач кафедри
прикладної механіки та загальноінженерних дисциплін
к.т.н.

рекомендовано виконати посилення розтягнених зон балок, колони та парапетів наклеюванням вуглепластикових ламелей із попереднім надійним закриттям тріщин методом ін'єктування тиксотропними епоксидними смолами.

Ключові слова. Обстеження, руйнування, моделювання, розрахунок, підсилення.

ВСТУП

В конструктивних елементах нетипового архітектурного рішення багатоповерхового житлового будинку (див. рис. 1) у вигляді залізобетонних консольних перехресних балок на стадії будівництва виникли дефекти і пошкодження. З'ясуванню причин виникнення тріщин в бетоні, а також чисельне моделюванню багатьох процесів, які до цього призводять присвячені роботи багатьох науковців світу [1-16]. Виявлені авторами представленої статті дефекти в подальшому впливатимуть на міцність і довговічність будівельної конструкції - саме тому актуальність питання їх усунення не викликає сумнівів.

Пошкодження представлені у вигляді нормальних і похилих тріщин локалізованих більшою мірою в розтягненій зоні конструкції (див. рис. 2-3), а також поверхневого розтріскування на конструкціях парапетів.

Слід зауважити, що причина виникнення тріщин не була з'ясована забудовником. Тому актуальним постає питання виявлення факторів, які цьому сприяли а також надання рекомендацій щодо підсилення балок.

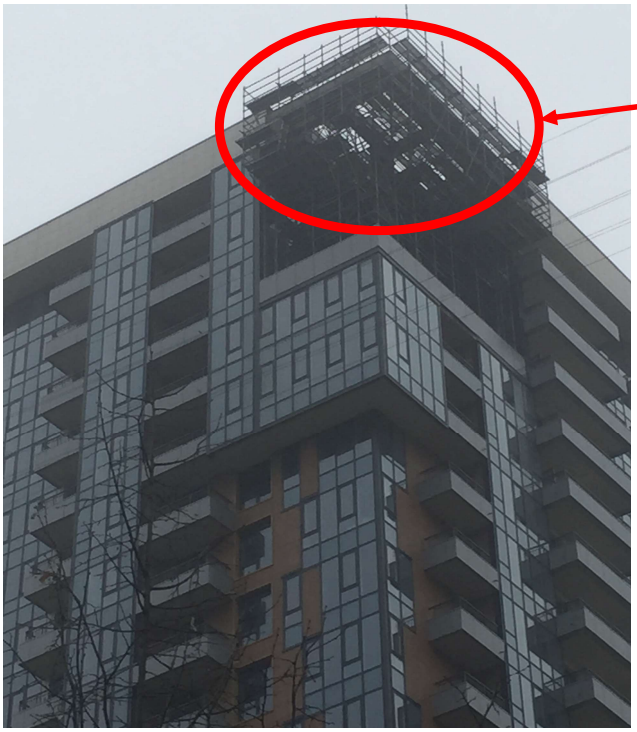


Рис. 1. Загальний вигляд ділянки обстеження.
Fig. 1. General view of the survey area.

Рис. 2. Поверхневе розтріскування залізобетонної балки.
Fig. 2. Surface cracking of reinforced concrete beam.

Рис. 3. Вертикальні та похилі тріщини в консольних балках.
Fig. 3. Vertical and inclined cracks in cantilever beams.

МЕТА І МЕТОДИ

Метою досліджень було визначення напружено-деформованого стану (ширини розкриття тріщин та прогинів конструкцій), порівняння отриманих результатів з фактичними даними та надання рекомендацій щодо ремонтних заходів. Напружено-деформований стан визначався в комплексі “ЛИРА 2013” та як цей багатофункціональний програмний комплекс, орієнтований на проектування й розрахунок будівельних конструкцій різного призначення на статичні й динамічні навантаження, надає візуалізацію на кожному етапі розрахунку.

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПОЯСНЕННЯ

Авторами представленої статті виконаний аналіз причин виникнення дефектів і пошкоджень та висунуті наступні гіпотези щодо їх появи:

- передчасне зняття опалубки до набрання бетоном нормативної міцності;
- передчасне зняття тимчасових підтримуючих стойок;
- навантаження конструкції консольних балок конструкціями монолітного парапету до набрання ними проектної міцності;
- порушення технології бетонування в зимових умовах;

- недостатня жорсткість (висота поперечного перетину консольних балок) під фактичне навантаження.

Аналізуючи можливі причини виникнення дефектів, дійсних прогинів балок зроблено припущення, що підпірні стойки опалубки ригелів були зняті до бетонування парапетів та набору міцності бетону, а проектну міцність бетон набрав після отримання прогинів та утворення тріщин. Швидкість набору міцності та швидкість росту модуля пружності бетону однакові, але на момент утворення тріщин та надлишкових прогинів міцність та, відповідно, значення модуля пружності невідоме. Для подальшого моделювання з метою визначення напружено-деформованого стану прийнято 15% значення модуля пружності від нормативного.

В результаті розрахунку отримані наступні значення переміщень.

Край балки №36 Δверт= -14.2727 мм.

Край балки №37 Δверт= -8.27138 мм.

Отримані результати підтверджують наведену вище гіпотезу і дозволяють визначити необхідні місця установки елементів підсилення із вуглепластикових ламелей.

Розрахункова модель приведена на рис. 4.

Напруження в елементах конструкцій архітектурних деталей показані на рисунках 5÷10.

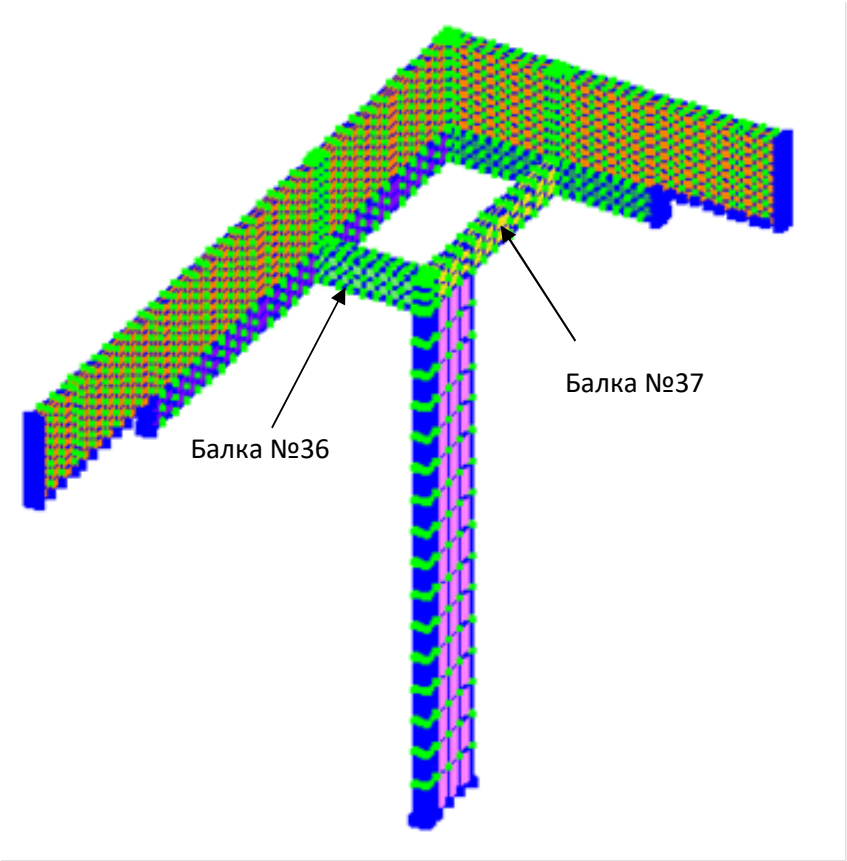


Рис. 4. Розташуван ня елементів при моделюванні.
Fig. 4. The location of the elements in the simulation.

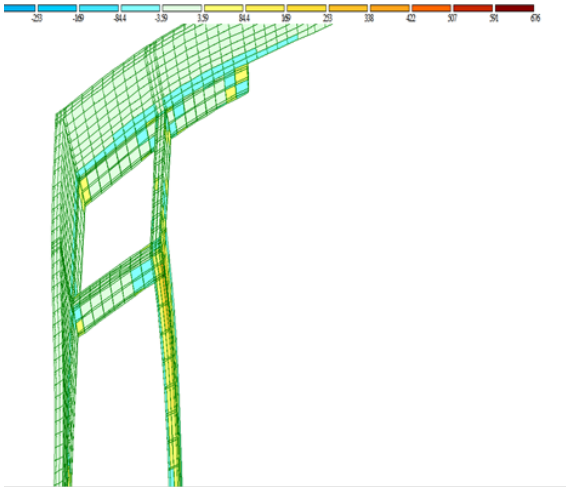


Рис. 5. Нормальні напруження колоні по осі Z (коротка сторона).
Fig. 5. Normal stress in the column axis Z (short side).

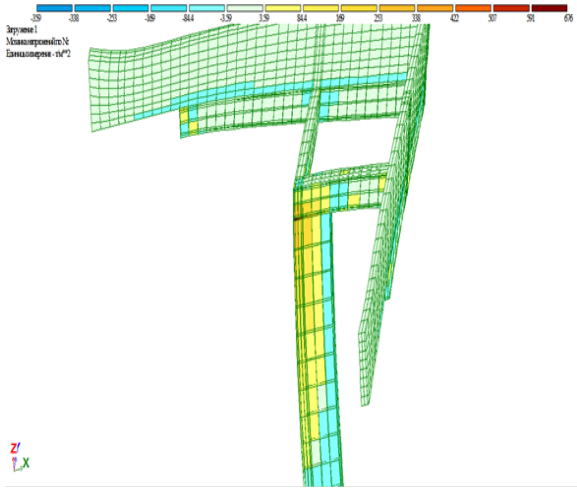


Рис. 6. Нормальні напруження колоні по осі Z (**довга сторона).**
Fig. 6. Normal stress in the column axis Z (long side).

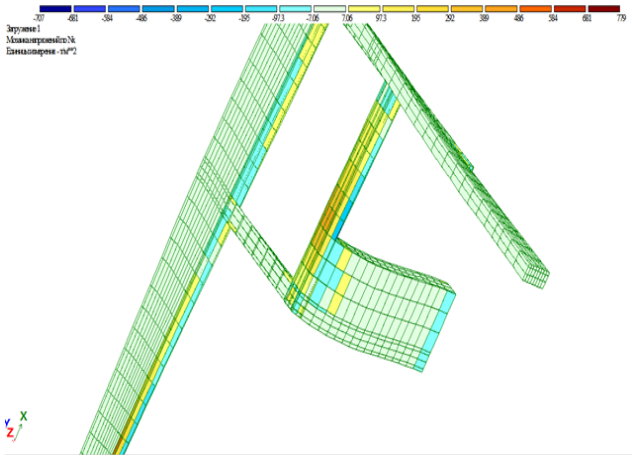


Рис. 7. Нормальні напруження в балці Б37 по осі X (верх балки).
Fig. 7. Normal stresses in the beam B37 along the X axis (upper beams).

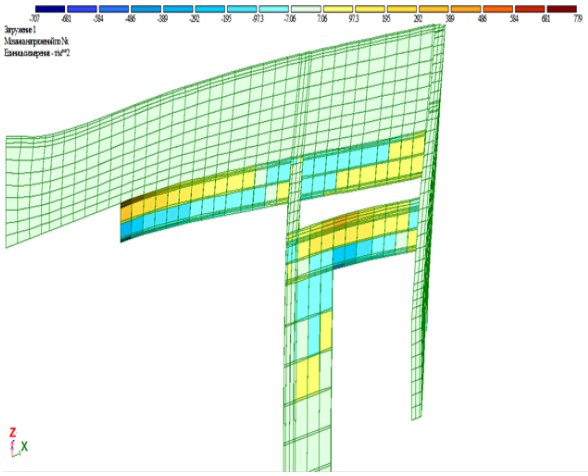


Рис. 8. Нормальні напруження в балці Б37 по осі X (бокова сторона балки).
Fig. 8. Normal stresses in the beam B37 along the X axis (side of the beam).

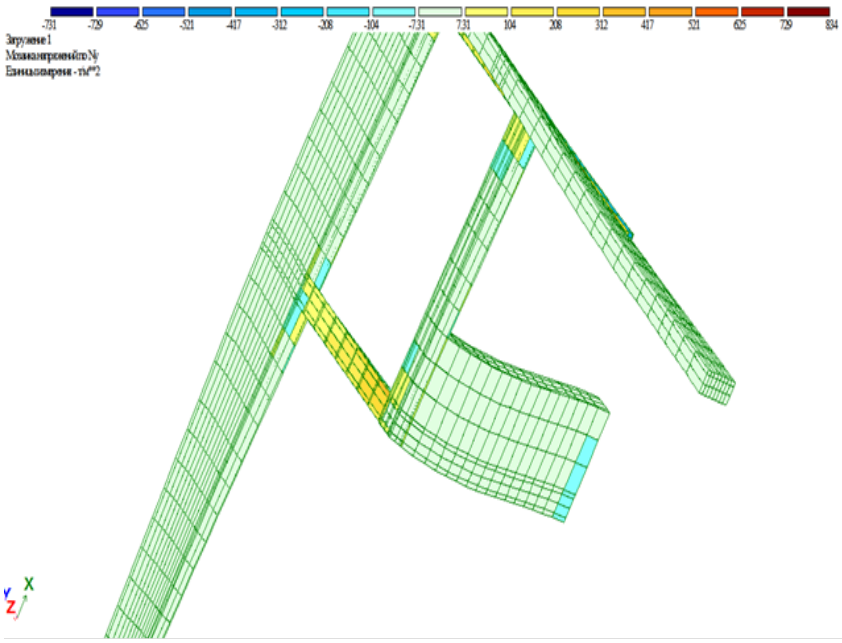


Рис. 9. Нормальні напруження в балці Б36 по осі Y (верх балки).
Fig. 9. Normal stresses in the beam B36 along the Y axis (upper beams).

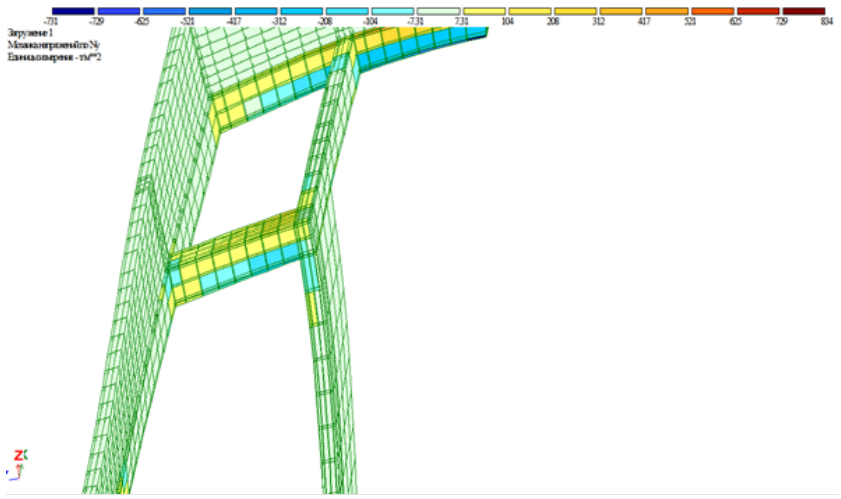


Рис. 10. Нормальні напруження в балці Б36 по осі Y (бічна сторона балки).
Fig. 10. Normal stresses in the beam B36 along the Y axis (side of the beam).

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Виходячи із аналізу напружено-деформованого стану (ширини розкриття тріщин та прогинів конструкцій) рекомендується виконати посилення розтягнених зон балок, колони та парапетів наклеюванням вуглепластикових ламелей із попереднім надійним закриттям тріщин методом ін’єктування тиксотропними епоксидними смолами.

Подальшою роботою авторів представленої статті має бути розробка проекту підсилення досліджуваної конструкції.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Lee Y, Kim J-K**., (2009). Numerical analysis of the early age behavior of concrete structures with a hydration based micro plane model. *Comput Struct. Vol. 87. № 17- 18. Pp. 1085–1101.*
2. **Wu S., Huang D., Lin F.-B., Zhao H., Wang P.,** (2011). Estimation of cracking risk of concrete at early age based on thermal stress analysis. *J Therm Anal Calorim. Vol. 105. Pp. 171–186.*
3. **Cui W., Chen W., Wang N**., (2015) Thermo-hydro-mechanical coupling analysis of early-age concrete with behavioral changes considered and its application. *China Civil Engineering Journal. Vol 48. № 2. Pp. 44–53.*
4. **Holt E., Leivo M.,** (2004). Cracking risks associated with early age shrinkage. *Cement and Concrete Composites. Vol. 26. № 5. Pp. 521–530.*
5. **Yuan Y., Wan Z.L.,** (2002). Prediction of cracking within early-age concrete due to thermal, drying and creep behaviour. *Cement and Concrete Composites. Vol. 32. № 7. Pp. 1053–1059.*
6. **Van Breugel K., Koenders E**., (2001) Effect on solar radiation on the risk of cracking in young concrete. *Delft University of Technology. BE96-3843. 180 p.*
7. **De Schutter G**., (2002). Finite element simulation of thermal cracking in massive hardening concrete elements using degree of hydration based material laws. *Comput. Struct. Vol. 80. Pp. 2035–2042.*
8. **Klemczak B., Batog M., Pilch M., Zmij A**., (2017). Analysis of Cracking Risk in Early Age Mass Concrete with Different Aggregate Types. *International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures AMCM 2017. Vol. 193. Pp. 234–241.*
9. **Sprince A., Pakrastinsh L**., (2013). Case study on early age shrinkage of cement-based composites. *Vide. Tehnologija. Resursi - Environment, Technology, Resources.. № 2. Pp. 79–84.*
10. **Sprince A., Pakrastinsh L., Vatin N.,** (2016). Crack Formation in Cement-Based Composites. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. Vol. 123(1). art. no. 012050. DOI: 10.1088/1757-899X/123/1/012050.*
11. **Rahimi A, Noorzaei J.,** (2011). Thermal and Structural Analysis of Roller Compacted Concrete *Dams by Finite Element Code. Australian Journal of Basic and Applied Sciences. Vol. 5. № 12. Pp. 2761–2767.*
12 **Noorzaei J., Bayagoob K.H., Abdulrazeg A.A., Jaafar M.S., Mohammed T.A.,** (2009). Three dimensional nonlinear temperature and structural analysis of roller compacted concrete dam. *CMES. Vol. 47. № 1. Pp. 43–60.*
13. **Zhou M.R., Shen Q.F., Zhang Z.N., Li H.S., Guo Z.Y., Li Z.B.,** (2013). Based on MIDAS/CIVIL the Anchorage of Mass Concrete *Temperature Field and Stress Field Simulation Analysis. Advanced Materials Research. Vol. 724- 725. Pp. 1482–1488.*
14. **Nguyen D.H., Dao V., Lura P.,** (2016). Early-age thermal cracking in concrete structures – the role of zero-stress temperature. *ADM-1 Analytical and Design Methods.. Vol.1. Pp. 692–698.*
15. **Nguyen Q.H.,** (2009). Stress analysis of roller compacted concrete in the process of construction. *Journal of Water Resources and Environmental Sciences. Vol. 22. № 7. Pp. 23–28.*
16. **Ho Ngoc Khoa, Vu Chi Cong.,** (2012). Analysis of temperature and heat stress in mass concrete structures by finite element method. *Journal of Building Science and Technology. Vol. 14. № 12. Pp. 17–27.*

REFERENCES

1. **Lee Y, Kim J-K**., (2009). Numerical analysis of the early age behavior of concrete structures with a hydration based micro plane model. *Comput Struct. Vol. 87. № 17- 18. Pp. 1085–1101.*
2. **Wu S., Huang D., Lin F.-B., Zhao H., Wang P**., (2011). Estimation of cracking risk of concrete at early age based on thermal stress analysis. *J Therm Anal Calorim. Vol. 105. Pp. 171–186.*
3. **Cui W., Chen W., Wang N**., (2015) Thermo-hydro-mechanical coupling analysis of early-age concrete with behavioral changes considered and its application. *China Civil Engineering Journal. Vol 48. № 2. Pp. 44–53.*
4. **Holt E., Leivo M.**, (2004). Cracking risks associated with early age shrinkage. *Cement and Concrete Composites. Vol. 26. № 5. Pp. 521–530.*
5. **Yuan Y., Wan Z.L.,** (2002). Prediction of cracking within early-age concrete due to thermal, drying and creep behaviour. *Cement and*

Concrete Composites. Vol. 32. № 7. Pp. 1053–1059.

6. **Van Breugel K., Koenders E.,** (2001) Effect on solar radiation on the risk of cracking in young concrete. *Delft University of Technology. BE96-3843. 180 p.*
7. **De Schutter G.,** (2002). Finite element simulation of thermal cracking in massive hardening concrete elements using degree of hydration based material laws. *Comput. Struct. Vol. 80. Pp. 2035–2042.*
8. **Klemczak B., Batog M., Pilch M., Zmij A**., (2017). Analysis of Cracking Risk in Early Age Mass Concrete with Different Aggregate Types. International Conference on Analytical Models and *New Concepts in Concrete and Masonry Structures AMCM 2017. Vol. 193. Pp. 234–241.*
9. **Sprince A., Pakrastinsh L.,** (2013). Case study on early age shrinkage of cement-based composites. *Vide. Tehnologija. Resursi - Environment, Technology, Resources.. № 2. Pp. 79–84.*
10. **Sprince A., Pakrastinsh L., Vatin N.,** (2016). Crack Formation in Cement-Based Composites. IOP Conference Series: Materials Science and *Engineering. Vol. 123(1). art. no. 012050. DOI: 10.1088/1757-899X/123/1/012050.*
11. **Rahimi A, Noorzaei J.,** (2011). Thermal and Structural Analysis of Roller Compacted Concrete *Dams by Finite Element Code. Australian Journal of Basic and Applied Sciences. Vol. 5. № 12. Pp. 2761–2767.*
12. **Noorzaei J., Bayagoob K.H., Abdulrazeg A.A**., Jaafar M.S., Mohammed T.A., (2009). Three dimensional nonlinear temperature and structural analysis of roller compacted concrete dam. *CMES. Vol. 47. № 1. Pp. 43–60.*
13. **Zhou M.R., Shen Q.F., Zhang Z.N., Li H.S., Guo Z.Y., Li Z.B.,** (2013). Based on MIDAS/CIVIL the Anchorage of Mass Concrete *Temperature Field and Stress Field Simulation Analysis. Advanced Materials Research. Vol. 724- 725. Pp. 1482–1488.*
14. **Nguyen D.H., Dao V., Lura P.,** (2016). Early-age thermal cracking in concrete structures – the role of zero-stress temperature. *ADM-1 Analytical and Design Methods.. Vol.1. Pp. 692–698.*
15. **Nguyen Q.H.,** (2009). Stress analysis of roller compacted concrete in the process of construction. *Journal of Water Resources and Environmental Sciences. Vol. 22. № 7. Pp. 23–28.*
16. **Ho Ngoc Khoa, Vu Chi Cong**., (2012). Analysis of temperature and heat stress in mass concrete structures by finite element method. *Journal of Building Science and Technology. Vol. 14. № 12. Pp. 17–27.*

NUMERICAL SIMULATION OF THE PROCESS OF DESTRUCTION OF REINFORCED CONCRETE BEAMS OF MONOLITHIC FENCING AND ITS REINFORCEMENT BY CARBON MATERIALS

Volodymyr Chyrva, Tatyana Chyrva, Alexander Panchenko, Andriy Savchenko, Kate Romanenko

Summary. At the stage of construction of a multi-story building in Kiev, concrete walls of the monolithic fencing were cracking cracks. The reason for their occurrence was not determined by the developer. Therefore, some of the assumptions about their appearance were put forward and simulated in the program complex "LIRA 2013".

The purpose of the research was to determine the stress-strain state (width of the crack opening and structural deflection), compare the results with actual data and provide recommendations for repair measures.

By analyzing the possible causes of defects and actual deflection of beams, the authors assumed that the retaining posts of the formwork of the bolts were removed to the concrete concreting of the parapets and the strength of the concrete, and the design strength of the concrete was collected after receiving deflections and the formation of trishin.

The estimated results obtained with the actual data are confirmed and confirm the above hypothesis and allow us to determine the necessary places for installing reinforcement elements from carbon fiber lamellae.

Based on the analysis of the stress-strain state (width of the crack opening and deflection of structures), the authors of the article recommended to increase the stretched zones of beams, columns and parapets by gluing the carbon-fiber lamellae with the preliminary reliable cracking of the cracks by the injection method with thixotropic epoxy resins.

Keywords. Inspection; demolition; modeling; calculation; reinforcement.

Спрощена розрахункова оцінка сейсмостійкості будівель з використанням положень методу спектру несучої здатності

Денис Хохлін

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
den_a_khokh@meta.ua, http://orcid.org/0000-0002-0128-8515

DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.42-46

Анотація. Згідно діючих ДБН передбачено можливість застосування нелінійного статичного розрахунку на основі методу спектру несучої здатності. Даний розрахунок визначається суттєвою спрощеністю у порівнянні з прямим динамічним методом, а також можливістю застосування у якості його альтернативи, враховуючи необхідність застосування прямого динамічного методу також й для будівель(споруд) класу відповідальності СС2.

В той же час повноцінний нелінійний статичний розрахунок є також достатньо трудомістким та чутливим до можливих помилок у моделюванні, адже потребує створення нелінійної моделі всієї будівлі.

Сукупні положення розрахунків на сейсмічні впливи спектральним методом та нелінійним статичним розрахунком на основі (на основі методу спектру несучої здатності) згідно діючих ДБН дозволяє виконати другий (нелінійний статичний розрахунок) з обгрунтованими спрощеннями щодо побудови графіку спектру несучої здатності конструктивної системи на основі результатів умовно лінійного спектрального розрахунку. В статті представлено пропонована методика такого розрахунку з відповідними поясненнями та обгрунтуваннями.

Ключові слова: будівля, сейсмостійкість, спрощена оцінка, метод спектру несучої здатності

Хохлін Денис
доцент кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій
к.т.н., с.н.с.

.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Згідно діючих ДБН [1] введено застосування т.з. нелінійного статичного розрахунку на основі методу спектру несучої здатності (СНЗ). Його цінність для прикладних завдань визначається суттєвою спрощеністю у порівнянні з прямим динамічним методом, а також можливістю застосування у якості його альтернативи згідно ДБН [1]. Останній пункт стає ще більш цінним, враховуючи необхідність застосування прямого динамічного методу також й для будівель(споруд) класу відповідальності СС2 (важливе нововведення у [1] порівняно з минулими нормами). В той же час повноцінний нелінійний статичний розрахунок є також достатньо трудомістким та чутливим до можливих помилок у моделюванні, адже потребує створення нелінійної моделі всієї будівлі(споруди). Таким чином, актуальним є пошук обгрунтованих спрощень такого розрахунку, які дозволили би робити попередні оцінки сейсмостійкості конструктивних систем, оцінювати адекватність повноцінних нелінійних розрахунків методом спектру несучої здатності (СНЗ) тощо.

Отже, метою дослідження є формулювання та обгрунтування положень спроще-

ної розрахункової оцінки сейсмостійкості конструктивних систем будівель на основі методу спектру несучої здатності (СНЗ).

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Сейсмічні розрахунки з застосуванням методу СНЗ (детально див. [2]) розглянуті у багатьох джерелах [3-8]. Даний метод дозволяє значно розширювати коло розглядуваних навантажень і впливів, що можуть діяти разом [9-13] або послідовно [14-17] з сейсмічними. Але в цих випадках якщо й розглядається метод СНЗ, то передбачено застосування повноцінно нелінійних моделей будівель, що суттєво ускладнює розрахунки для широкого прикладного застосування, яке передбачено діючими ДБН [1].

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Аналіз положень нелінійного статичного розрахунку на основі методу СНЗ, приведеного у ДБН [1], показує, що ключовими для такого розрахунку є основні параметри дволінійного (еквівалентного до криволінійного) графіку СНЗ конструктивної системи будівлі (точніше її еквівалентної одномасової системи ЕОМС), а саме 2 точки: межі текучості (R_T, d_T) та граничної точки (R_T, d_m), див. рис. 1. Значення d_m може варіюватися в залежності від прийнятих допустимого ступеню пошкодження конструктивної системи в результаті землетрусу.

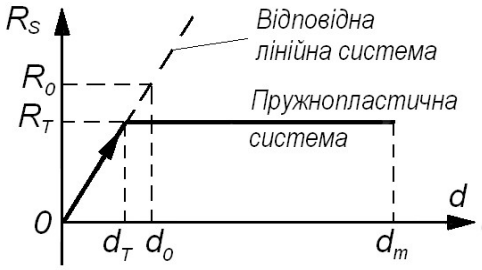


Рис.1. Залежності «навантаження - переміщення» пружно-пластичної системи і відповідної їй лінійної системи

Fig.1. The «load-displacement» dependencies of an elastic plastic system and its corresponding linear system

Щодо значення межі текучості R_T, то воно може бути визначено на основі лінійного спектрального методу розрахунку з застосуванням коефіцієнтів допустимих деформацій. Щодо загальних горизонтальних переміщень конструктивної системи (узагальнено представлених значенням d_T), то вони можуть бути визначені при розрахунку скінчено-елементної моделі даної системи тим же спектральним методом. При цьому мають бути застосовані зменшені модулі деформацій конструктивних елементів, які інтегровано відображають нелінійний характер їх деформацій в умовах сейсмічного навантаження. Наприклад, для кам'яної кладки рекомендується застосовувати величину такого модуля деформацій $0{,}8E_0$, де E_0 – модуль пружності кладки [18].

Слід відмітити, що для суміщення графіків СНЗ та впливу застосовують єдину систему координат спектральне прискорення – спектральне переміщення S_a-S_d з застосуванням формул (все параметри для яких можна визначити з скінчено-елементних моделей для розрахунку спектральним методом) [1]:

$$S_{dj} = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i \cdot d_{ij}^2}{\sum_{i=1}^{n} S_{ij} \cdot d_{ij}} S_{aj} \qquad (1)$$

$$S_{aj} = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i \cdot d_{ij}^2}{(\sum_{i=1}^{n} m_i \cdot d_{ij})^2} \sum_{i=1}^{n} S_{ij} \qquad (2)$$

де m_i – маса, зосереджена в i-му рівні (поверсі) розрахункової моделі;

d_{ij} – горизонтальне нелінійне переміщення i-го рівня (поверху) розрахункової моделі при дії інерційних навантажень S_{ij} за j-ою формою коливань.

Отже, отримавши значення переміщення та загальні навантаження від сейсміки, а також значення загальних мас на кожному рівні моделі конструктивної системи при спектральному розрахунку, отримуємо точку – межу пружності системи в координатах S_a-S_d . Для отримання другої точки $S_{d,m}$ достатньо знати переміщення на межі пружності $S_{d,T}$ та коефіцієнт пластичності (податливості) μ:

$$S_{d,m} = \mu \cdot S_{d,T} \qquad (3)$$

Коефіцієнт податливості μ може бути визначений на основі загально прийнятих

та відомих параметрів конструктивних систем, залежних від їх особливостей: коефіцієнту $k_l = 1/R_\mu$ з таблиці 6.3 ДБН [1] та граничних значень нелінійних перекосів поверхів з табл. 6.8 ДБН [1], що детально розглянуто у роботах [15-17].

Узагальнюючи наведене вище, можна запропонувати наступну послідовність при виконанні спрощеного варіанту нелінійного статичного розрахунку на основі методу СНЗ:

1. Лінійний розрахунок конструктивної системи спектральним методом з використанням зменшених модулів деформації матеріалів несучих конструкцій, що враховують їх нелінійну роботу та наявні(або) потенційні пошкодження. Результат – точка (R_T, d_T) на рис. 1 в координатах S_a-S_d, з застосуванням формул (1) та (2) з ДБН для ЕОМС. Обов'язково слід перевірити (чи підібрати) перерізи несучих конструкцій за результатами даного розрахунку з врахуванням положень ДБН [1].

2. Визначаємо положення точки (R_T, d_M) в тих же координатах S_a-S_d, використовуючи значення коефіцієнтів допустимих деформацій $k_l = 1/R_\mu$ (з таблиці 6.3 ДБН [1]) та граничних значень нелінійних перекосів поверхів (з табл. 6.8 ДБН [1]) для відповідної конструктивної системи у ДБН (детально розглянуто у роботах [15-17]).

3. Будуємо на тому ж графіку спектр впливу згідно ДБН, обираючи відповідний графік з врахуванням актуального значення коефіцієнту редукції R_μ та відповідного коефіцієнту пластичності μ, що не повинні перевищувати для даної конструктивної системи, виходячи з коефіцієнту k_l та граничних значень нелінійних перекосів поверхів (див. вище).

4. Визначаємо місце перетину графіку впливу та СНЗ.

В залежності від точки місця розташування точки впливу формулюємо висновок за результатами розрахунку:

- перетин на лінії пружності на суттєвій відстані від точки текучості (орієнтовно не менше 5-10% нижче даної точки): 1 категорія технічного стану (КТС) конструктивної системи щодо сейсмостійкості, необхідність у суттєвому ремонту після землетрусу не очікується.

- перетин на лінії пружності близько точки текучості (орієнтовно менше 5-10% від даної точки): 2 КТС конструктивної системи щодо сейсмостійкості, очікується необхідність у суттєвому або капітальному ремонту після землетрусу.

- перетин на лінії пластичності в допустимих межах (згідно коефіцієнтів допустимих деформацій та граничних значень нелінійних перекосів поверхів): 2-2/3 [19] КТС конструктивної системи щодо сейсмостійкості, очікується необхідність у капітальному ремонту після землетрусу.

- перетин на лінії пластичності за допустимими межами (згідно коефіцієнтів допустимих деформацій та граничних значень нелінійних перекосів поверхів), але в границях максимальної межі d_m (відповідний до максимально можливого для даної конструктивної системи коефіцієнту допустимих деформацій в табл. 6.8 ДБН [1]): 3-3/4 [19] КТС конструктивної системи щодо сейсмостійкості, очікується стан близький до аварійного на час землетрусу та необхідність розбирання будівлі після.

- відсутність перетину графіків: 4 КТС конструктивної системи щодо сейсмостійкості, наявна велика ймовірність руйнування будівлі при землетрусі, на який розраховується.

Використання запропонованої межі 5-10% пов'язано з наявними коефіцієнтами надійності більшості основних видів матеріалів несучих конструкцій [18, 20, 21].

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

На основі вищенаведеного можливо зробити наступні висновки. Сукупні положення розрахунків на сейсмічні впливи спектральним методом та нелінійним статичним розрахунком на основі (на основі методу спектру несучої здатності) згідно діючих ДБН [1] дозволяє виконати 2-й (нелінійний статичний розрахунок) з обгрунтованими спрощеннями щодо побудови графіку спектру несучої здатності конструктивної системи на основі результатів умовно лінійного спектрального розрахунку. В статті представлено пропонована методика такого розрахунку з відповідними поясненнями та обгрунтуваннями.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України [На заміну ДБН В.1.1-12:2006; Чинні від 2014-10-01]. Офіц. вид. Київ : Укрархбудінформ: Мінрегіон України, 2014. 110 с.
2. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости : монография / Ю.И. Немчинов, Н.Г. Марьенков, А.К. Хавкин, К.Н. Бабик. Київ : Гудименко С.В., 2012. 384 с.
3. Paulay T., Priestley M.J.N., 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York, *A Wiley Interscience Publication*, 744.
4. Anil K. Chopra A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings / Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel // *Earthquake engineering and structural dynamics*. – 2002; 31. – P.: 561-582.
5. R. Hasan, L. Xu, D.E. Grierson, 2002. Pushover analysis for performance-based seismic design. *Computers and Structures* 80, 2483–2493.
6. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Volume 1 and 2 Applied Technology Council. Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA. – November 1996.
7. EN 1998-3. Eurocode 8: Design of structures for Earthquake resistance – Part 3 : Assessment and retrofittinq of buildings. - Ref. EN 1998- 3: 2005. E. – 89 p.
8. Chopra A. K. Capacity-demand diagram methods based on inelastic design spectrum. / Chopra A. K., Goel R. K. – 12WCEE-2000/1612. – P. 1-8.
9. Сапожников А.И. Основы конструирования и обеспечения карсто-сейсмоустойчивости многоэтажных зданий: Учебное пособие для вузов. Астрахань : АИСИ, 2001. 108 с.
10. Кусбекова М.Б. Особенности проектирования объектов в сейсмических районах на просадочных грунтах : *Подготовка инженерных кадров в контексте глобальных вызовов XXI века*: Труды Междунар. науч.-практ. конф. (IV том), Алматы, 2013. С. 27-30.
11. Матвеев И.В., Кравченко В.И. Сочетание воздействий просадки оснований и сейсмики в расчетах зданий. *Строительная механика и расчет сооружений*, 1990. №4/1990. С. 28-32.
12. Хохлін Д. О. Конструктивний захист житлових будинків масових серій, що експлуатуються в умовах просідаючих грунтів сейсмонебезпечних територій : дис. ...канд. техн. наук : 05.23.01. – Київ, 2009. 204 с.
13. Барашиков А.Я., Хохлін Д.О. Проблеми експлуатаційного стану будівель і споруд при сумісній дії сейсмічного навантаження та нерівномірних деформацій основи. *Ресурсоекономні матеріали, їх властивості та технології виготовлення*. Рівне, 2011. Вип. 21. С. 413-419.
14. Khokhlin D.O. Building protection in conditions of simultaneous availability of soil base substantial differential settlements and seismic hazard origins. *Міжнародний науково-виробничий журнал «Підводні технології»*. Київ, 2017. Вип. 05/2017. С. 54-60.
15. Хохлін Д.О. Розрахунок конструктивних систем будівель на основі методу спектру несучої здатності. *Науково-технічний збірник «Містобудування та територіальне планування»*. Київ, 2016. Вип. 61 (спеціальний). С. 386-387.
16. Khokhlin D.O. Influence of base substantial differential settlements on structural systems seismic stability level. *Proceedings of National Aviation University*, 2016. № 3 (68). P. 54-61.
17. Khokhlin D.O. Features of base substantial differential settlements influence on structural system seismic stability *Motrol: kom. Mot. Energ. Roln.*, OL PAN, Vol.18, №10, 65-73.
18. ДСТУ Б В.2.6-207:2015 Розрахунок і конструювання кам`яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд [Чинний від 2016-04-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2015. 356 с.
19. Хохлін Денис Розвиток системи категорій технічного стану будівель і споруд та їх конструкцій : *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. Київ, 2019. Вип. № 5. С. 8-14.
20. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення [На заміну СНиП 2.03.01-84*; Чинні від 2011-07-01]. Офіц. вид. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
21. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування [На заміну ДСТУ Б В.2.6-194:2013 та ДБН В.2.6-163:2010 у частині розділу 1; Чинні від 2015-01-01]. Офіц. вид. Київ : Мінрегіон України, 2014. 199 с.

REFERENCES

1. Budivnytstvo u seismichnykh raionakh Ukrainy: DBN V.1.1-12:2014, *2014. Kyiv, Minrehion Ukrainy, 110 (in Ukrainian).*
2. Nemchinov Ju.I., Mar'enkov N.G., Havkin A.K., Babik K.N., 2012. Proektirovanie zdaniy s zadannyim urovnem obespecheniya seysmostoykosti: *monografiya. Kyiv, Gudimenko S.V., 384 (in Russian).*
3. Paulay T., Priestley M.J.N., 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. *New York, A Wiley Interscience Publica-*

tion, 744.
4. Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel, 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engng Struct. Dyn., 561–582.*
5. R. Hasan, L. Xu, D.E. Grierson, 2002. Pushover analysis for performance-based seismic design. *Computers and Structures 80, 2483–2493.*
6. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Volume 1 and 2 Applied Technology Council. *Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA. – November 1996.*
7. EN 1998-3. Eurocode 8: Design of structures for Earthquake resistance – *Part 3 : Assessment and retrofittinq of buildings. - Ref. EN 1998- 3: 2005. E. – 89 p.*
8. Chopra A. K. Capacity-demand diagram methods based on inelastic design spectrum. / *Chopra A. K., Goel R. K. – 12WCEE-2000/1612. – P. 1-8.*
9. Sapozhnikov A.I., 2001. Osnovyi konstruirovaniya i obespecheniya karsto-seysmoustoychivosti mnogoetazhnyih zdaniy: Uchebnoe posobie dlya vuzov. *Astrakhan, AISI, 108 (in Russian).*
10. Kusbekova M. B., 2013. Osobennosti proektirovaniya ob'ektov v seysmicheskih rayonah na prosadochnyih gruntah. Podgotovka inzhenernyih kadrov v kontekste globalnyih vyizovov XXI veka: *Trudyi Mezhdunar. nauch.-prakt. konf. (IV tom), Almaty, KazNTU named after K.I. Satpaev, Vol. IV, 27-30 (in Russian).*
11. Matveev I.V., Kravchenko V.I., 1990. Sochetanie vozdeystviy prosadki osnovaniy i seysmiki v raschetah zdaniy. *Stroitelnaya mehanika i raschet sooruzheniy, Moscow, Strojizdat, Vol. 4/1990, 28-32 (in Russian).*
12. Khokhlin D.O., 2009. Konstruktyvnyi zakhyst zhytlovykh budynkiv masovykh serii, shcho ekspluatuiutsia v umovakh prosidaiuchykh hruntiv seismonebezpechnykh terytorii. *Dissertation Ph. D. in Engineering sciences, Candidate of Sciences in Engineering sciences: 05.23.01, Kyiv, KNUCA, 204 (In Ukrainian).*
13. Barashykov A.Ya., Khokhlin D.O., 2011. Problemy ekspluatatsiinoho stanu budivel i sporud pry sumisnii dii seismichnoho navantazhennia ta nerivnomirnykh deformatsii osnovy. Resursoekonomni materialy, yikh vlastyvosti ta tekhnolohii vyhotovlennia, Rivne, NUVHP, Vol. 21, 413-419 (In Ukrainian).
14. Khokhlin D.O., 2017. Building protection in conditions of simultaneous availability of soil base substantial differential settlements and seismic hazard origins. *Underwater Technologies, Vol. 05, 54-60.*
15. Khokhlin D.O., 2016. Rozrakhunok konstruktyvnykh system budivel na osnovi metodu spektru nesuchoi zdatnosti. *Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk «Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia», Vol. 61, 386-387 (In Ukrainian).*
16. Khokhlin D.O., 2016. Influence of base substantial differential settlements on structural systems seismic stability level. Proceedings of *National Aviation University, Vol. 3(68), 54-61.*
17. Khokhlin D.O., 2016. Features of base substantial differential settlements influence on structural system seismic stability Motrol: kom. *Mot. Energ. Roln., OL PAN, Vol.18, №10, 65-73.*
18. Rozrakhunok i konstruiuvannia kam`ianykh ta armokamianykh konstruktsii budivel ta sporud: *DSTU B V.2.6-207:2015, 2015. Kyiv, Minrehion Ukrainy, 356 (in Ukrainian).*
19. Khokhlin Denys, 2019. Rozvytok systemy katehorii tekhnichnoho stanu budivel i sporud ta yikh konstruktsii : Budivelni konstruktsii. *Teoriia i praktyka, Vol. № 5, 8-14 (in Ukrainian).*
20. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia: DBN V.2.6-98:2009, 2011. Kyiv, Minrehionbud Ukrainy, 71 (in Ukrainian).
21. Stalevi konstruktsii. Normy proektuvannia: DBN *V.2.6-198:2014, 2014. Minrehion Ukrainy, 199 (in Ukrainian).*

SIMPLIFIED ANALYSIS OF BUILDING SEISMIC STABILITY USING PRINCIPLES OF SPECTRUM CAPACITY METHOD

Denys Khokhlin

Summary. According to the current DBN, it is possible to apply the nonlinear static analysis based on the load-bearing capacity spectrum method. This analysis is allocated by essential simplicity in comparison with the direct dynamic method and also possibility of application as its alternative, considering necessity of application of a direct dynamic method also for buildings (constructions) of the responsibility class SS2.

At the same time the complete nonlinear static analysis is also enough complex and sensitive to possible errors in modelling, after all it needs creation of nonlinear model of entire building.

Aggregate points of analysis on seismic influences by the spectral method and the nonlinear static analysis (on the basis of the method of bearing capacity spectrum) according to the current DBN allow to execute the last (nonlinear static analysis) with proved simplifications regarding creation of spectrum load-bearing capacity diagram for constructive system on the basis of results conditionally linear spectral analysis.

Keywords: building; seismic stability; simplified analysis; spectrum capacity method.

Моделювання процесу горіння деревини методом кінцевих елементів

Богдан Демчина[1], Андрій Пелех[2], Роман Козак[3], Михайло Сурмай.[4]

[1,2,3,4]Національний університет «Львівська Політехніка»
вул. Карпінського, 6, Львів, Україна, 79013
[1]bogdan195809@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-3498-1519
[2]andriypele@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-0390-0915
[3]roman.p.kozak@lpnu.ua, http://orcid.org/0000-0001-9617-5128
[4]mychajlo_surmaj@ukr.net, http://orcid.org/0000-0002-5381-6500

DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.47-54

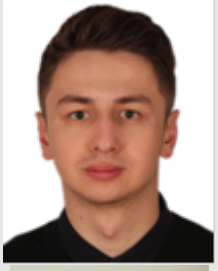
Анотація. Поняття лабораторних або натурних досліджень все частіше замінюється комп'ютерними симуляціями. Уже буденним для кожного інженера є моделювання статичної та динамічної роботи конструкції методом скінченних елементів. Інше питання постає при моделюванні аварійних впливів, таких як пожежа. Якщо для матеріалів, які мають здатність тривалий час зберігати свої геометричні характеристики, рішення реалізоване, то для такого матеріалу як деревина, для якої під час пожежі характерне вигорання та змінна перерізу, реалізація симуляції такої розрахункової ситуації за допомогою методу скінченних елементів є досить складним завданням.

У даній статті представлено результати моделювання та розрахунку завантаженої дерев'яної колони методом скінченних елементів, а також теоретичні розрахунки колони при односторонньому локальному пошкодженні перерізу внаслідок пожежі. Метою роботи є порівняти результати розрахунків теоретичним методом згідно із ДСТУ-Н-П Б В.2.6-157:2010 з результатами, отриманими методом скінченних елементів. Розрахунок конструкції методом скінченних елементів реалізовані у програмному комплексі «Ліра». Розрахунок виконано у плоскій постановці. Отримано результати розрахунку та сформовано висновки про доцільність використання методу скінчених елементів для розрахунку задач, для яких властиво зменшення перерізу конструкції в часі.

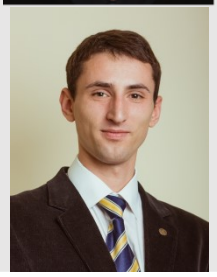
Ключові слова: деревина; високі температури; розрахункова модель; метод скінченних елементів

Богдан Демчина
д.т.н., професор кафедри будівельних конструкції і мостів

Андрій Пелех
асистент кафедри будівельних конструкцій та мостів



Роман Козак
аспірант кафедри будівельних конструкцій та мостів



Михайло Сурмай
к.т.н., доцент кафедри будівельних конструкцій та мостів

ВСТУП

Одним із найважливіших критеріїв надійності споруд є забезпечення міцності

під час аварійних ситуацій, перш за все у випадку пожежі. Ризик обвалу під час пожежі напряму залежить від матеріалу споруди, так як для дерев'яних конструкцій характерне горіння і дерево може стати паливом для прогресуючої пожежі, тому важливим є проектування дерев'яних споруд із урахуванням цього фактору [1]. У той час коли для нового будівництва всебічно застосовують сучасні норми проектування із урахуванням необхідного пожежного опору, то для дерев'яних споруд минулого століття є чималий ризик виникнення аварійної ситуації. Як наслідок – чимало пожеж, які майже повністю знищили споруди історичної спадщини [2,3]. Таким чином аналіз дерев'яних споруд під час пожежі є актуальним як і для сучасного будівництва, так і для аналізу ризиків руйнування уже існуючих споруд.

У свою чергу моделювання та аналіз поведінки конструкцій, які зазнають впливів під час аварійних ситуацій, є популярною тематикою досліджень. Аналіз поведінки конструкції під час впливу високих температур дає можливість визначити проблемні місця в елементах при аварійних ситуаціях, для яких виконані розрахунки без зміни геометричних характеристик перерізу [4] та реалізувати розрахунки і моделювання з врахуванням пожежі на споруди, які зазнають впливу другого порядку [5].

Як уже було згадано вище, для дерев'яних конструкцій характерним є зміна геометричних характеристик перерізу під час дії температурних впливів, так званий піроліз. Під явищем піролізу, згідно з [6], розуміють частину незворотного хімічного розкладу, спричиненого винятково зростанням температури. Піроліз деревини супроводжується перетворенням її на деревне вугілля та гази і зниженням щільності матеріалу. Полум'яне горіння деревини під час піролізу зумовлене виходом з її поверхні достатньої кількості кисню та зростанням температури. Деревне вугілля під впливом газів, які вивільнились, горить тлінням, внаслідок чого відбувається його механічний розпад, його маса зменшується або відбувається абляція зовнішнього шару вугілля.

Швидкість обвуглювання - це комплексний процес, який залежить від характеру взаємодії між піролізом деревини та генерацією тепла. Він є функцією багатьох чинників, таких як порода деревини, її щільність, вміст вологи,, проникність та теплофізичні характеристики [7].

Межа розподілу між обвугленою та необвугленою деревиною має порівняно різкий температурний градієнт. Положення та розташування фронту обвуглювання звичайно оцінюють температурою межі поділу – 300 °С. Температуру основи деревного вугілля можна прийняти 288 °С [7].

Обвуглювання дерев'яних конструкцій було об'єктом інтенсивних досліджень упродовж багатьох років. В перших дослідженнях обвуглювання деревини описували втратою маси (г/с), пізніше швидкістю просування фронту обвуглювання від початкової поверхні (мм/с). Останнє визначення ширше застосовують, оскільки воно придатне для визначення робочого залишкового перерізу, який використовують для розрахунку дерев'яних конструкцій на вогнестійкість.

МЕТА ТА МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою дослідження є виконати розрахунок дерев'яної колони яка зазнає впливу високих температур під дією навантаження у часі методом скінченних елементів; проаналізувати та порівняти теоретичний розрахунок згідно із діючими нормами та результати отримані в наслідок розрахунку плоскої та об'ємної задачі методом скінченних елементів.

За основу теоретичного розрахунку було прийнято методику розрахунку центрально-стиснутого перерізу згідно із [8,9]. В рекомендаціях прийнято два різних види розрахунку: 1) метод приведеного поперечного перерізу (п.4.2.2 [9]); 2) метод приведених характеристик (п.4.2.3 [9]). У даній публікації теоретичний розрахунок та моделювання роботи конструкції методом

скінченних елементів виконується згідно методу приведеного перерізу.

Для розрахунку була обрана дерев'яна колона перерізом 100х100мм, завдовжки 1000мм. Колона завантажена зосередженим навантаженням величиною 90 кН.

Ділянка, яка зазнає пошкодження знаходиться по середині висоти колони із розміром 10 см по висоті.

Матеріал був обраний такий, який відповідав деревині класу С30 (табл.Б.1 [8]) із наступними характеристиками:

- Густина: $\rho_k = 400\ \frac{кг}{м^3}$;
- Модуль пружності вздовж волокон: $E_{0,mean}{}^{a,b} = 12000\ \frac{Н}{мм^2}$.

Метод приведеного перерізу (п.4.2.2 [9]) ґрунтується на зменшенні початкового січення поперечного перерізу на робочу глибину обвуглювання d_{ef} (рис.1):

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0, \qquad (1)$$

де, d_0 –товщина шару поверхні з міцністю та жорсткістю, що дорівнюють нулю, приймають рівною 7 мм;

$d_{char,n}$ – умовна глибина обвуглювання;

k_0 –безрозмірний коефіцієнт, який залежить від тривалості горіння та наявності захисту поверхні.

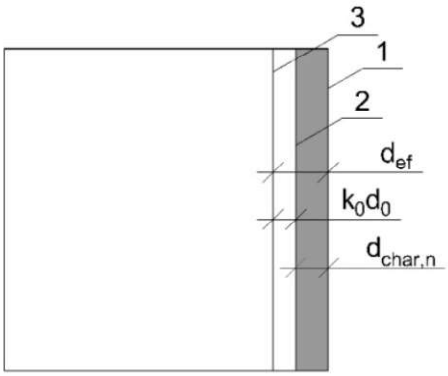


Рис.1. Визначення залишкового і робочого поперечного перерізу:
1 – початкова поверхня елементу; 2 – межа залишкового перерізу; 3 – межа робочого поперечного перерізу.
Fig.1. Definition of residual cross-section and effective cross-section:
1 – initial surface of member; 2 – border of residual cross-section; 3 – border of effective cross-section.

Коефіцієнт k_0 (рис.2) залежить від часу, який відповідає початку обвуглювання t_{ch}, та наявності додаткового захисту поверхні деревини.

Умовна глибина обвуглювання $d_{char,n}$ визначається згідно із п.3.4.2 [9], та залежить від швидкості обвуглювання деревини.

Розрахунок виконуємо як для стиснутого перерізу згідно із розділом 9 [8], але із урахуванням постійної зміни поперечного перерізу, розрахункові характеристики при цьому приймають із коефіцієнтом $k_{mod,fi} = 1{,}0$ (п.4.2.2.5 [9]).

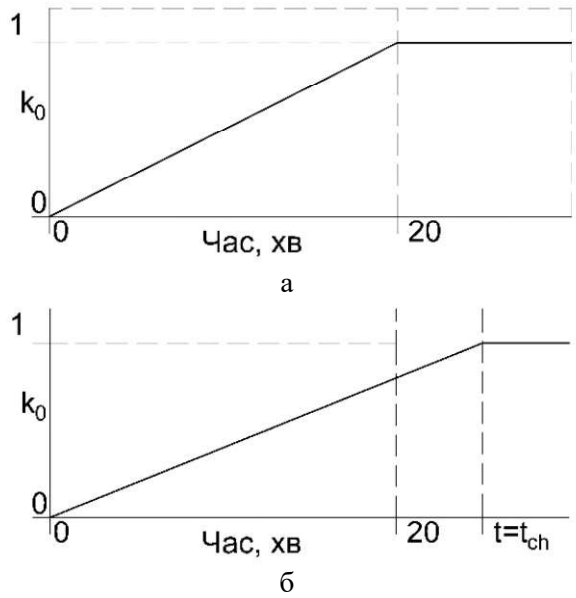


Рис.2. Залежність коефіцієнту k_0 із плином часу, для:
а) – для незахищених елементів та захищених при $t_{ch} \leq 20$ хв; б) – для захищених елементів при $t_{ch} \geq 20$ хв.
Fig.2. Variation of k_0:
a) – for unprotected members and protected members where $t_{ch} \leq 20$ min; б) – for protected members where $t_{ch} \geq 20$ min.

Розрахункове сумарне нормальне напруження, яке виникає в перерізі знаходимо із п.9.6.1 [8]:

при $\lambda_{rel,y} \leq 0{,}3$:

$$\sigma_{max} = \sigma_{c,0,d}{}^2 + \sigma_{m,y,d} \qquad (2)$$

при $\lambda_{rel,y} > 0{,}3$:

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}} + \sigma_{m,y,d} \qquad (3)$$

де

$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{net}}$ –розрахункове напруження стиску вздовж волокон;

$N_d = 90$ кН –розрахункове зусилля стиску вздовж волокон;

A_{net} –розрахункова площа перерізу елемента із урахуванням пошкодження;

$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,net}}$ –розрахункові напруження при згині із урахуванням деформованої схеми;

$M_{y,d} = N_d \cdot \frac{d_{ef}}{2}$ –розрахунковий момент, який виникає внаслідок ексцентриситету при послабленні перерізу;

$W_{y,net}$ –момент опору перерізу із пошкодженням;

$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$ –коефіцієнт повздовжнього згину;

$k_y = 0{,}5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0{,}3) + \lambda_{rel,y}^2$ – безрозмірний коефіцієнт;

$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi}\sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$ –приведена гнучкість елементу;

$\beta_c = 0{,}2$ –безрозмірний коефіцієнт для цільної деревини;

$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i}$ –гнучкість елементу;

$f_{c,0,k} = 23$ МПа –характерестичне значення міцності деревини при стиску вздовж волокон для деревини С30;

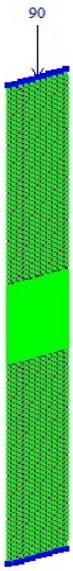
$E_{0,05} = 8000$ МПа –пятивідсотковий квантиль модуля пружності вздовж волокон для деревини С30;

$l_{ef} = l$ –розрахункова довжина колони;

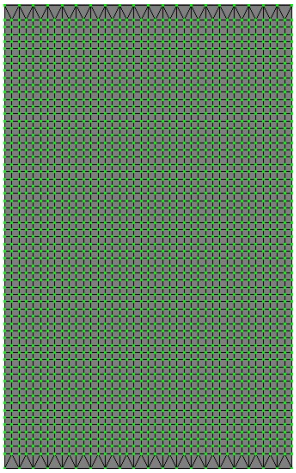
i –радіус інерції перерізу.

Для розрахунку конструкції методом скінченних елементів використано програмний комплекс «ЛІРА».

Розрахункова модель – пластинчата плоска конструкція із різним розміром кінцевих елементів (рис.3). Сітка кінцевих елементів у місці пошкодження перерізу згущена до розміру кінцевого елемента 0.025 м.



а



б

Рис.3. МСЕ модель колони:
а) загальний вид розрахункової схеми; б) фрагмент згущення сітки кінцевих елементів.
Fig.3. Column FEM model:
а) general view; б) finite mesh fragment.

Моделювання пошкодження перерізу деревини під час горіння використано інструмент «Монтаж (рис.4). Поетапно із моделі вилучалися кінцеві елементи відповідного розміру, тим самим змінюючи переріз колони.

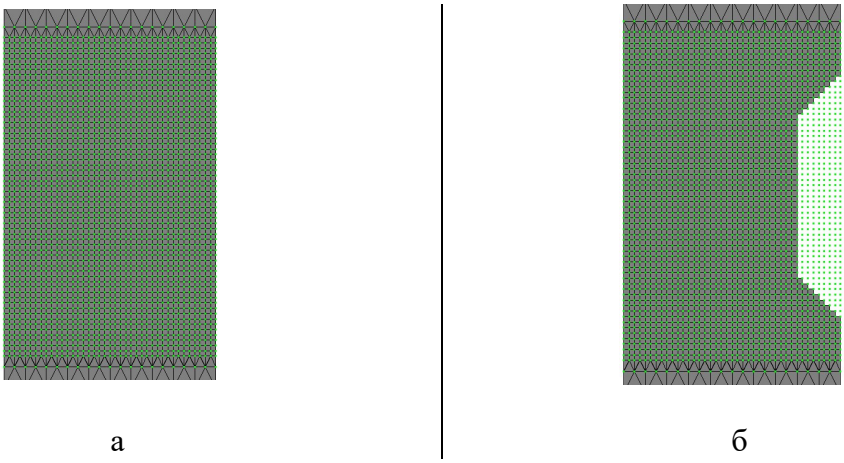


Рис.4. Вилучення скінченних елементів у інструменті «Монтаж»:
а елемент без пошкодження;
б моделювання пошкодження глибиною 2 см.
Fig.4. Removal of finite elements in the "Montazh" tool:
a element without damage;
b simulation of a 2 mm damage
.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Виконано розрахунок стиснутої дерев'яної колони методом приведеного перерізу та методом скінчених елементів.

За результатами теоретичних досліджень сформована таблиця (табл.1) розрахунку напруження на кожному етапі послаблення перерізу, визначено час дії високої температури, та побудовано графіки залежності максимальних напружень в перерізі протягом часу дії високої температури (рис.5).

Табл.1. Результати розрахунку напружень колони під впливом пошкодження від дії високих температур методом приведеного перерізу.
Tabl.1. Results of calculation of stresses of a column under the influence of damage from high temperatures by the method of the effective cross-section.

d_{ef} [мм]	t [хв]	λ_y	$\lambda_{rel,y}$	k_y	$k_{c,y}$	$\sigma_{c,0,d}$ [МПа]	$\sigma_{m,y,d}$ [МПа]	σ_{max} [МПа]
0,00	0,00	34,64	0,59	0,70	0,92	9,00	0,00	9,00
2,50	2,78	35,53	0,61	0,71	0,92	9,23	0,75	10,83
5,00	5,56	36,46	0,62	0,73	0,91	9,47	1,67	12,08
7,50	8,33	37,45	0,64	0,74	0,90	9,73	2,80	13,58
10,00	11,11	38,49	0,66	0,75	0,90	10,00	4,22	15,38
12,50	13,89	39,59	0,68	0,77	0,89	10,29	6,00	17,59
15,00	16,67	40,75	0,70	0,78	0,88	10,59	8,27	20,31
17,50	19,44	41,99	0,72	0,80	0,87	10,91	11,18	23,73
20,00	23,64	43,30	0,74	0,82	0,86	11,25	15,00	28,11

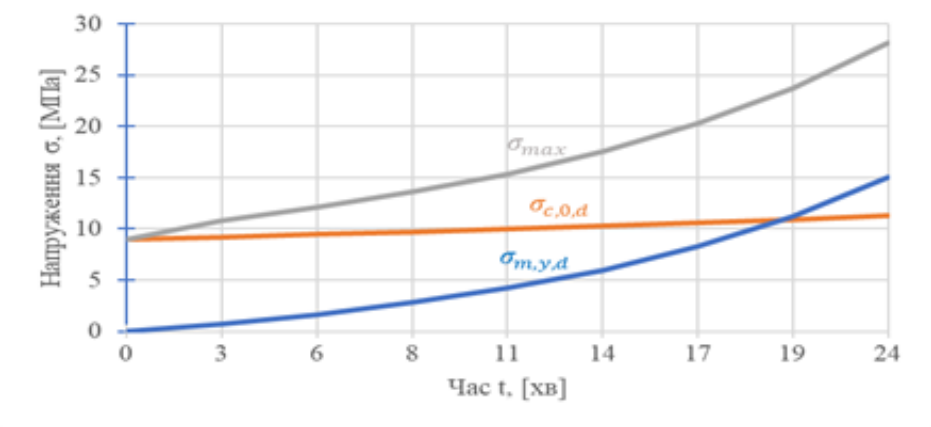


Рис.5. Графік залежності напружень σ обчислених методом приведеного перерізу від часу t.
Fig.5. Stress dependency diagram from time calculated by method of effective cross-section.

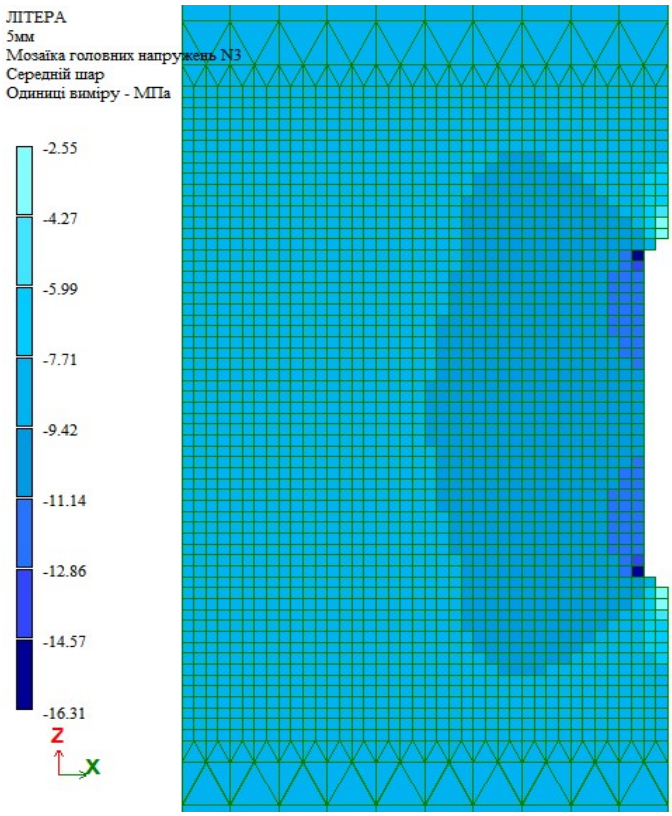


Рис.6. Ізополя головних напружень.
Fig.6. Maps of principal stresses.

Розрахунок методом скінчених елементів виконаний у ПК «Ліра» у лінійній постановці. Для аналізу та порівняння напружень використовуємо інструмент «Літера», тобто розрахунок головних напружень.

Як видно із рис.6. на краях локального пошкодження помітні концентратори напружень, тому розглядаємо два перерізи:

- переріз всередині пошкодження - σ_{mid}^{FEM};

переріз в місці концентратора напружень

- - σ_{ext}^{FEM} (враховуємо середнє значення в районі концентратора);

Результати внесені у табл.2., виконано порівняння отриманих напружень методом скінчених елементів із напруженнями отриманими теоретичним шляхом.

Побудовано графік залежності напружень від часу (рис.7).

Табл.2. Результати розрахунку напружень колони під впливом пошкодження від високих температур методом скінченних елементів.
Tabl.2. Results of calculation of stresses of a column under the influence of damage from high temperatures by the finite elements method.

d_{ef} [мм]	t [хв]	σ_{max} [МПа]	σ_{mid}^{FEM} [МПа]	Похибка[%]	σ_{ext}^{FEM} [МПа]	Похибка[%]
0,00	0,00	9,00	9	0,0	9	0,0
2,50	2,78	10,83	10,03	7,4	10,74	0,8
5,00	5,56	12,08	11,11	8,1	12,25	1,4
7,50	8,33	13,58	12,2	10,2	13,75	1,3
10,00	11,11	15,38	13,4	12,9	15,28	0,7
12,50	13,89	17,59	14,71	16,4	18	2,4
15,00	16,67	20,31	16,14	20,5	19,9	2,0
17,50	19,44	23,73	17,71	25,4	24,51	3,3
20,00	23,64	28,11	19,09	32,1	27,03	3,8

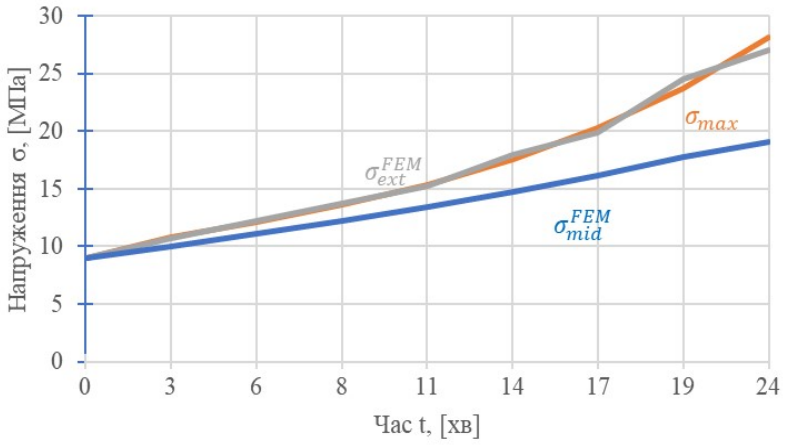


Рис.7. Графік залежності напружень σ обчислених методом скінченних елементів від часу t.
Fig.7. Stress dependency diagram from time calculated by the finite elements method

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Після порівняння результатів розрахунку, отриманих методом приведеного перерізу, та результатів розрахунку, отриманих методом скінчених елементів, можемо зробити наступні висновки:

- значення нормальних напружень у зоні концентраторів, отриманих методом скінченних елементів, відповідають значенням, отриманим за допомого методу приведених перерізів.

моделювання локального пошкодження під впливом температури за допомогою

- методу скінченних елементів відповідає вимогам діючих норм.

Оскільки розрахунок аварійної ситуації методом скінчених елементів показав себе із позитивної сторони, буде продовжено його використання в симуляціях аварійних ситуацій для дерев'яних конструкцій.

ЛІТЕРАТУРА

1. Brandon D. et al. Engineering methods for structural fire design of wood buildings-structural integrity during a full natural fire BRANDFORSK 2018:2 PROJECT TECHNICAL PANEL. 2018. 40 p.
2. Heyman J. The Fire at Notre-Dame: Roof // Curr. Trends Civ. Struct. Eng. Iris Publishers LLC, 2019. Vol. 2, № 5.
3. Brown C. York Minster after the fire //

Structural Survey. 1989. Vol. 7, № 3. P. 328–333.
4. Maraveas C., Swailes T., Wang Y. A detailed methodology for the finite element analysis of asymmetric slim floor beams in fire // Steel Constr. Wiley-Blackwell, 2012. Vol. 5, № 3. P. 191–198.
5. Guo Q., Jeffers A.E. Finite-element reliability analysis of structures subjected to fire // J. Struct. Eng. (United States). American Society of Civil Engineers (ASCE), 2015. Vol. 141, № 4.
6. Шналь Т. Вогнестійкість та вогнезахист дерев'яних конструкцій: Навч. Посібник. Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка, 2006.
7. Ройтман М. Противопожарное нормирование в строительстве. 2-е изд., Москва: Стройиздат, 1985. 590 р.
8. ДБН В.2.6-161:2017 Дерев'яні конструкції. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2017. Р. 115.
9. ДСТУ-Н-П Б В.2.6-157:2010 Конструкції будинків і споруд. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1995-1-2:2004, MOD). Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. Р. 65.

REFERNCES

1. Brandon D. et al. Engineering methods for structural fire design of wood buildings-structural integrity during a full natural fire BRANDFORSK 2018:2 PROJECT TECHNICAL PANEL. 2018. 40 p.
2. Heyman J. The Fire at Notre-Dame: Roof // Curr. Trends Civ. Struct. Eng. Iris Publishers LLC, 2019. Vol. 2, № 5.
3. Brown C. York Minster after the fire // Structural Survey. 1989. Vol. 7, № 3. P. 328–333.
4. Maraveas C., Swailes T., Wang Y. A detailed methodology for the finite element analysis of asymmetric slim floor beams in fire // Steel Constr. Wiley-Blackwell, 2012. Vol. 5, № 3. P. 191–198.
5. Guo Q., Jeffers A.E. Finite-element reliability analysis of structures subjected to fire // J. Struct. Eng. (United States). American Society of Civil Engineers (ASCE), 2015. Vol. 141, № 4.
6. Shnal T. Vohnestiikist ta vohnezakhyst derevianykh konstruktsii: Navch. Posibnyk. Lviv: Vydavnytstvo Natsionalnoho universytetu "Lvivska politekhnika, 2006.
7. Roitman M. Protyvopozharnoe normyrovanye v stroytelstve. 2nd-ed. Moskva: Stroiyzdat, 1985. 590 p.
8. DBN V.2.6-161:2017 Dereviani konstruktsii. Osnovni polozhennia. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2017. P. 115.
9. DSTU-N-P B V.2.6-157:2010 Konstruktsii budynkiv i sporud. Proektuvannia derevianykh konstruktsii. Chastyna 1-2. Zahalni polozhennia. Rozrakhunok konstruktsii na vohnestiikist (EN 1995-1-2:2004, MOD). Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2011. P. 65.

SIMULATION OF WOOD BURNING PROCESS BY FINITE ELEMENT METHOD

Bohdan Demchyna, Andrii Pelekh, Roman Kozak, Mykhailo Surmai

Abstract. The concept of laboratory or field research is increasingly being replaced by computer simulations. It is already common for every engineer to simulate the static and dynamic operation of a structure using the finite element method. Another question arises in the simulation of emergency effects such as fire. If for materials which possess ability to keep the geometrical characteristics for a long time the decision is realized, then for such material as wood for which during a fire burnout and variable section is characteristic, realization of simulation of such settlement situation by means of a method of final elements is a difficult enough task.
This article presents the results of modeling and calculation of the loaded wooden column by the finite element method, as well as theoretical calculations of the column in case of one-sided local damage of the section as a result of fire. The aim of the work is to compare the results of calculations by the theoretical method of DSTU-N-P B V.2.6-157: 2010 with the results obtained by the finite element method. Calculation of a design by a method of finite elements are realised in software complex "Lira". The calculation is done in a flat production. The results of calculation are obtained and conclusions about expediency of using the finite element method for calculation of tasks, for which reduction of construction cross-section in time is characteristic.

Keywords: wood; high temperatures; calculation model; finite element method.

Вплив корозійних пошкоджень на експлуатаційні якості залізобетонних конструкцій

Людмила Афанасьєва[1], Марина Добровінська[2]

[1,2]Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ,Україна, 03037
[1]afanasieva2709@gmail.com, orcid.org/0000-0001-6237-2609
[2]marynadobrovinska@ukr.net, orcid.org/0000-0002-0410-0362

DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.55-63

Анотація. Оцінка безпеки будівельних конструкцій є однією із основних задач оцінки їх експлуатаційних якостей. При довготривалому терміні експлуатації та при тривалій дії навантаження та агресивних факторів середовища конструкції можуть зазнавати руйнувань та пошкоджень.

Одним із найбільш небезпечних та поширених пошкоджень є корозія будівельних матеріалів. Наслідком корозії для залізобетонних конструкції можуть бути зменшення перерізів арматури та бетону, зниження щеплення арматури з бетоном, розтріскування бетону під дією тиску від продуктів корозії арматури , зменшення плеча внутрішньої пари сил перерізу, збільшення висоти стиснутої зони, загроза крихкого руйнування бетону для згинальних елементів.

Ці фактори негативно впливають на міцнісні та деформативні характеристики конструкцій і становлять загрозу для їх безпечної експлуатації.

В статті розглянуто, наскільки небезпечними, можуть бути різні корозійні пошкодження на основі досліджень різних авторів. Виконано аналіз результатів розрахунків та експериментальних даних. Проведені чисельні дослідження моделей колон з використанням ПК ЛІРА САПР для оцінки впливу корозійного пошкодження на напружено-деформований стан стику збірних колон і можливості їх подальшої експлуатації.

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

Марина Добровінська,
студент, магістр.

Ключові слова: корозія; корозійні пошкодження; корозія арматури; корозія залізобетонного перерізу.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Оцінка залишкового ресурсу конструкцій з корозійними пошкодженнями потребує знань про розвиток корозійних процесів в конструкції, а також прогнозування їх розвитку.

З цією метою проведені чисельні дослідження напружено-деформованого стану збірних залізобетонних колон будівлі, конструкції якої ушкоджені корозією.

Для оцінки експлуатаційних якостей залізобетонних конструкцій, що мають внутрішні дефекти, проведені експериментальні дослідження [1,2,3,4,5,7] потребують подальшого розвитку. Наведені чисельні дослідження дозволять розробити рекомендації щодо прогнозування придатності конструкцій до безпечної експлуатації.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

За результатами попередніх досліджень [1,2] встановлено, що найбільший вплив корозійних пошкоджень на міцність та деформативність залізобетонних конструкцій пов'язаний зі зменшенням поперечного перерізу стержнів робочої арматури.

Для реалізації математичної моделі в процесі чисельних досліджень враховані наступні припущення для певного періоду часу: агресивність середовища по відношенню до арматури і дифузна проникність бетону захисного шару залишаються незмінними; механічні характеристики арматурної сталі, а також щеплення арматури з бетоном приймають постійними.

Моделювання втрати площі перерізу арматури і накопичення продуктів корозії на підставі проведених досліджень [1] наведені на рис.1.

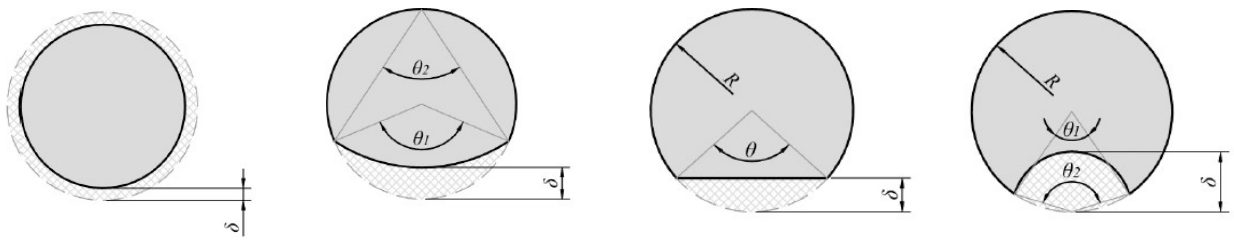


Рис.1. Моделі корозійного зносу арматурної сталі в залізобетонних конструкціях
Fig.1.Models of corrosion wear of reinforcing steel in reinforced concrete structures.

Дані досліджень [1,2] свідчать, що третя модель на рис.1 найбільше відповідає дослідним даним і є найбільш зручною у використанні, тому що визначення зменшеної площі перерізу арматури залежить від глибини ушкодженого шару бетону δ, а також радіусу стержня R.

В цьому випадку втрачена площа перерізу арматурного стержня ΔA_s^0 визначається за формулою:

$$\Delta A_s^0 = R^2 arc\cos\left(1 - \frac{\delta}{R}\right) - (R - -\delta)\sqrt{2R} \quad (1)$$

На підставі досліджень [1] встановлено, що периметр арматури періодичного профілю більше круглого до 15,0%, а величина втраченої площі арматури серповидного профілю при однаковій глибині корозії для періодичного профілю перевищує ΔA_s^0 до 20,0%.

Таким чином, запропоновано визначати втрачену площу поперечного перерізу ΔA_s в залежності від класу арматури з урахуванням коефіцієнта γ_s за формулою:

$$\Delta A_s = \Delta A_s^0 \cdot \gamma_s \quad (2)$$

де

γ_s - коефіцієнт, що враховує клас арматури і приймається рівним: 1,0 – для арматури гладкого профілю; 1,2 – для арматури періодичного профілю. Через втрату площі арматурного стержня в розрахунковому перерізі відбувається зміщення центру його ваги. За результатами експериментальних досліджень [1,6] для балок з робочою арматурою ∅6 та ∅8 мм, за умови втрати площі арматури відповідно до 5,0% та 20,0%, найбільше значення зменшення робочої висоти перерізу складає 0,82%; при пошкодженні до 20,0% більшого діаметра арматури зменшення граничного моменту становить до 0,9%. Такі значення є надзвичайно малими, тому при визначені міцності перерізів елементів такими втратами можна знехтувати.

Зазначені зміни площі перерізу арматури можуть бути використані при визначенні оцінки напружено-деформованого стану

залізобетонних елементів з корозійними пошкодженнями.

Глибина шару корозійних пошкоджень може бути визначена за формулою з урахуванням терміну t дії корозії:

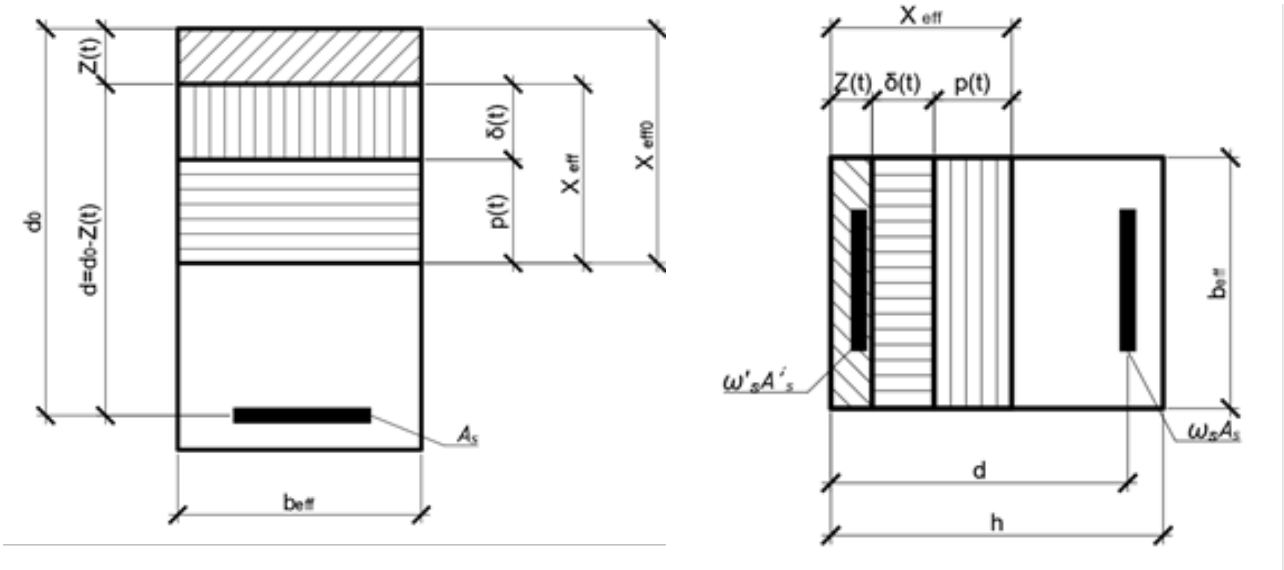
$$\delta = \frac{k}{\sqrt{a}} \cdot t^n \qquad (3)$$

де k і n – емпіричні коефіцієнти, a - величина захисного шару, м.

Коефіцієнт k визначає вплив на поширення корозії постійних параметрів: склад агресивного середовища, концентрація агресивних компонентів, температуро вологісний режим експлуатації елемента та дифузна проникність бетону.

Коефіцієнт n враховує зміну швидкості корозії з часом, який варто приймати в діапазоні $0 < n < 1$.

На підставі проведених досліджень [1,2] значення коефіцієнтів в формулі (3) дорівнюють: k=2.12; n=0.64 для стержнів ∅8 мм; n=0.72 для стержнів ∅6 мм, за умови використання яких аналітична глибина корозії відрізняється від експериментальної величини в межах 5,0%.



а *б*

Рис.2. Схеми поперечного перерізу елемента:
а– схема перерізу згинального елемента; б – схема перерізу стиснутого елемента
Fig.2. Cross-sectional diagrams of the element:
a – cross-sectional diagram of the bending element; б– schematic diagram of the compressed element

за наявності корозійних пошкоджень бетонний переріз розглядають [1,2,4,6,7] як складений переріз (рис.2), де $Z(t)$ – ділянка повністю зруйнованого корозією стиснутого бетону, $\delta(t)$– ділянка частково пошкодженого стиснутого бетону, $p(t)$ – ділянка непошкодженої частини стиснутого бетону, X_{eff} – висота стиснутої зони, d - робоча висота перерізу, ω_s та ω'_s – коефіцієнти, що враховують зміну міцності опору пошкодженої корозією арматури.

Фізико-механічні характеристики шарів перерізу – відповідно напруження стиснутого бетону, міцність, модуль деформацій визначають з використанням залежностей В.М. Бондаренко [3,4,7]:

$$\sigma^*(t,z) = K^*(t,z)\sigma(z) \quad (3)$$

$$R^*(t,z) = K^*(t,z)R(t) \quad (4)$$

$$E^*(t,z) = K^*(t,z)E(t,t_0) \quad (5)$$

Функція $K^*(t,z)$ в наведених формулах по своїй фізичній суті описує деградацію напружень стиснутого бетона $\sigma(z)$, а також тимчасового модуля деформації $E(t,t_0)$, та міцності $R(t)$. Характер зміни функції $K^*(t)$ наведений на рис.3.

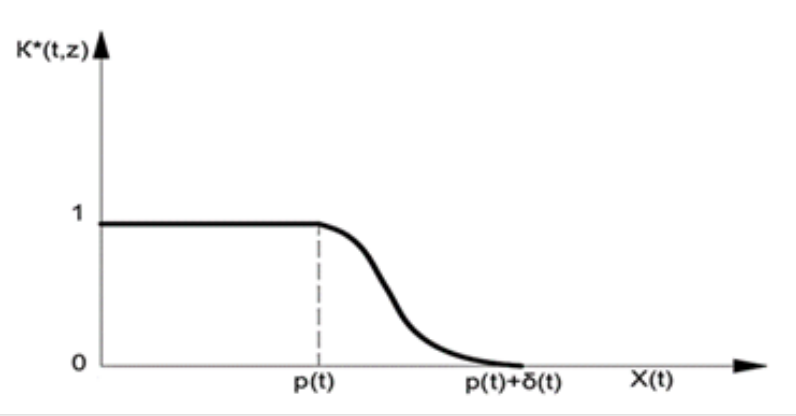


Рис.3. Графік функції $K^*(t)$ в стиснутій зоні
Fig.3. Function graph $K^*(t)$in the compression area

Табл. 1. Зв'язок між ступенем корозії та міцністю зв'язку
Table 1. Relationship between corrosion degree and bond strength

Рівень корозії, %	Міцність зв’язку, МПа
1	2
0	6,23
20	1,70
40	0,55

Проведені експериментальні дослідження [8] свідчать, що щеплення арматури з бетоном не має значного впливу на деформації розрахункового залізобетонного елемента (див.рис.3).

Міцність зв'язку арматури з бетоном залежно від рівня корозії робочої арматури в середині прольоту наведені в табл.1.

Вплив наявності та відсутності зв'язку між бетоном та арматурою в залізобетонному елементі на переміщення елемента в цілому під дією навантаження різного рівня наведений на рис. 4

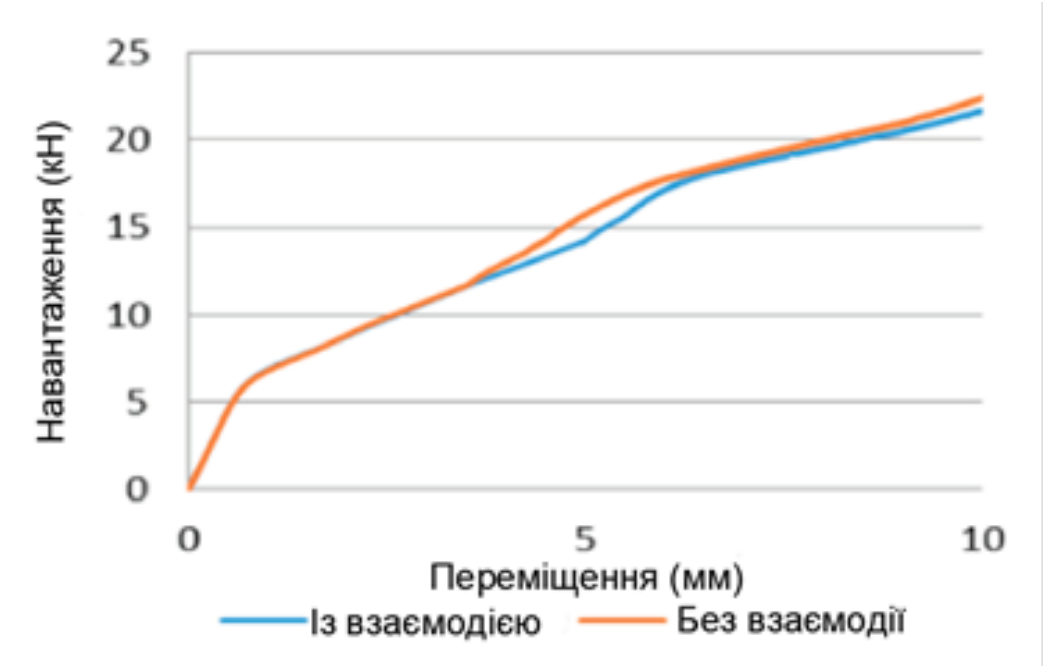


Рис.4. Вплив наявності та відсутності взаємодії між бетоном і арматурою
Fig.4. The influence of the presence and the absence of the interface

Аналіз наведених графіків свідчить про незначний вплив взаємодії між бетоном і арматурою на деформативність залізобетонного елемента в цілому.

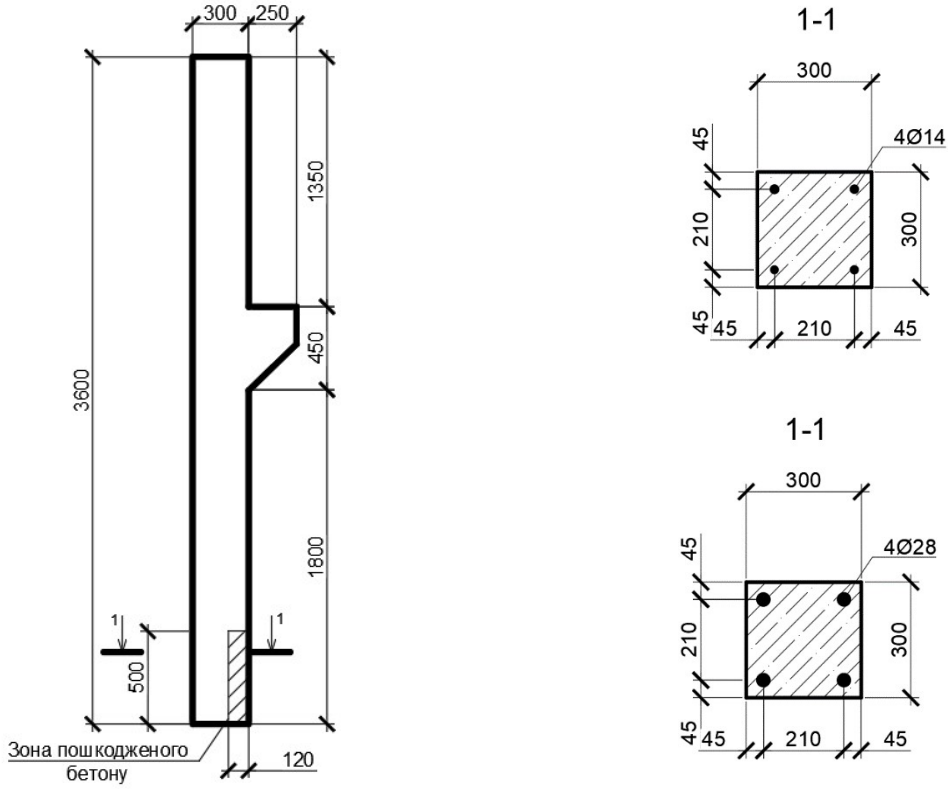
ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Вище наведений аналіз досліджень свідчить, що значний вплив на якісні характеристики роботи залізобетонних елементів мають корозійні пошкодження бетонного перерізу та корозія стержнів робочої арматури.

З використанням ПК ЛІРА-САПР виконані чисельні дослідження моделей збірних залізобетонних колон будівлі, що мають пошкодження в місці з'єднання. Зазначенні пошкодження виявлені в результаті натурних обстежень конструкцій. , які армовані стержнями різних діаметрів. Схема армування дослідної колони та прийняті перерізи елемента наведені на рис.5.

При розрахунку прийняті наступні передумови: корозія поширюється рівномірно по всьому периметру стержня, товщина корозійного шару становить 1,0мм.

За таких умов втрата площі перерізу арматури для арматурних стержнів ∅14мм, становить 32,0%, для стержнів ∅28мм – до 17,0%.



а *б*

Рис.5. Схема армування колони: а)-загальний вигляд б)-армування перерізів, відповідно, ∅14мм, ∅28мм.

Fig.5. Column reinforcement scheme: a)-general view b)-reinforcement of sections, respectively, ∅14мм, ∅28мм.

Характер зміни граничного повздовжнього зусилля в арматурних стержнях при різній глибині корозійних пошкоджень стержнів наведені на рис.6.

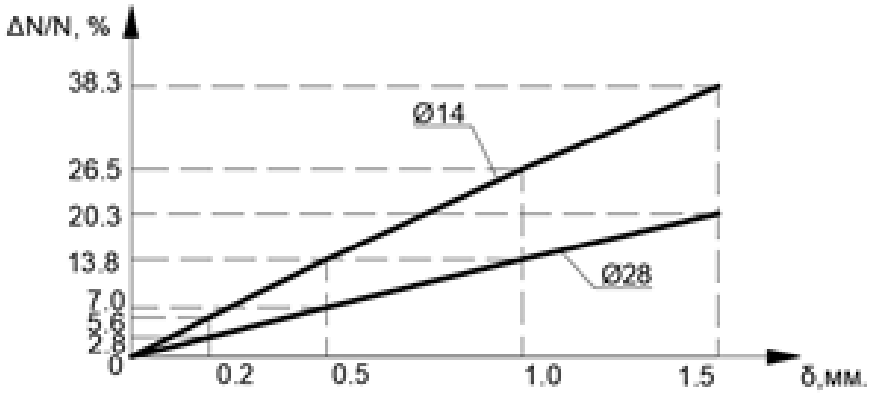


Рис.6. Графік залежності граничного повздовжнього зусилля в арматурних стержнях різного діаметру від глибини корозії

Fig. 6. Graph of the dependence of the ultimate longitudinal force in reinforcing bars of different diameter on the depth of corrosion

За результатами збору навантажень чисельні дослідження колон-близнюків – звичайної і пошкодженої корозією – виконані на дію розрахункового навантаження: повздовжня сила **N**= 500кН , та згинальний момент **M**=60кНм.

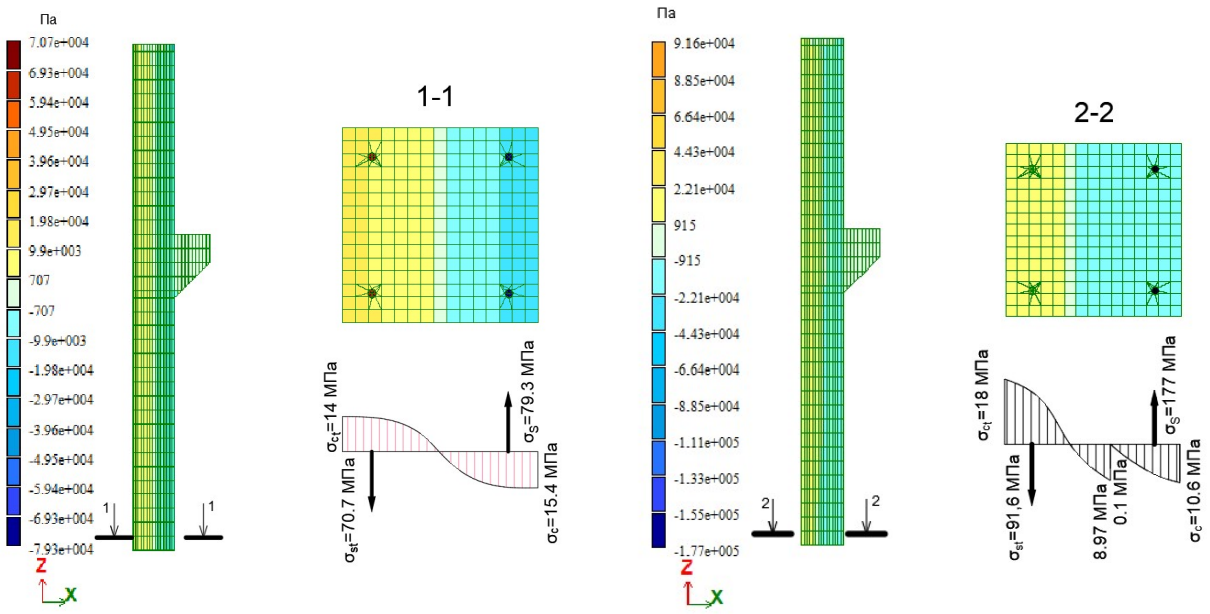
Корозійні пошкодження є причиною збільшення висоти стиснутої зони в дефектному перерізі. В даній розрахунковій ситуації вона збільшилась до 30,0%.
Має місце перерозподіл напружень та зусиль, що сприймає елемент.

Напруження в стиснутій арматурі σ_s, збільшилось практично в два рази.

Напруження в розтягнутій арматурі σ_{st} – до 30,0%. Такі зміни загрожують крихким руйнуванням стиснутого бетону та втратою міцності арматурного стержня через значну динаміку початкових та кінцевих значень параметрів перерізу. Перекіс колони в площині рами збільшився до 20,0%.

На рис. 7 наведені результати розрахунку моделі колони, армованої стержнями ∅14 мм.

Аналогічні процеси спостерігались і для другої колони, крім того, що значення відносних змін порівнюваних параметрів елемента зменшились, порівняно з першим зразком.



а *б*

Рис.7. Результати розрахунку елемента:
а – результати розрахунку колони без пошкоджень;
б – результати розрахунку колони з пошкодженнями бетону та арматури.
Fig.7. Elemental calculation results:
а– the results of the calculation of the column without damage;
в – the results of the calculation of the concrete and reinforcement column.

Висота стиснутої зони збільшилась до 20,0%. Напруження в робочій стиснутій арматурі σ_s, збільшилось до 90,0%. Напруження в розтягнутій арматурі σ_{st} – зменшились до 20,0%. Перекіс колони в площині рами збільшився на 14,0%.

Такі результати розрахунку отримані за умови дії однакового навантаження дослідних конструкцій.

Результати розрахунків дослідних елементів наведені в таблиці 2.

Табл. 2. Результати розрахунків дослідних колон.
Table 2. The results of calculations of the research columns

Показник	Колона армована 4∅14, без корозійних пошкоджень.	Колона армована 4∅14, з корозійними пошкодженнями.	Зміна кінцевого параметру порівняно із початковим, %.	Колона армована 4∅28, без корозійних пошкоджень.	Колона армована 4∅28, з корозійними пошкодженнями.	Зміна кінцевого параметру порівняно із початковим, %.
2	3	4	5	6	7	8
Напруження стиску бетону σ_c, МПа	15,4	10,6	68,8	13,3	8,13	61
Напруження розтягу бетону. σ_{ct}, МПа	14	18	28,6	11,8	14,5	23
Напруження стиску арматури. σ_s, МПа	79,3	177	123	75,2	139	85
Напруження розтягу арматури. σ_{st}, МПа	70,7	91,6	29,6	68,5	80	17
Переміщення вздовж осі X, мм.	20,5	24,6	20	18	20,6	14
Переміщення вздовж осі Z, мм.	2,65	3,23	22	-2,33	-2,7	16

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Згідно результатів розрахунку пошкодження стику колон є небезпечним явищем, що впливає на експлуатаційні якості конструкції. В ушкодженому корозією перерізі відбувається перерозподіл напружень і зусиль. Збільшується висота стиснутої зони бетону, зростають переміщення конструкції, що може негативно позначитись на роботі усієї будівлі, призвести до виникнення таких реакцій суміжних конструкцій, на дію яких вони не були розраховані, і в результаті до руйнування усієї будівлі.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Дронов А.В**. Особенности развития питтинговой коррозии стальной арматуры железобетонных изгибаемых элементов / Дронов А.В. // *Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. — 2017. — №3. — С. 32-36*
2. **Смоляго Г.А., Дронов А.В., Фролов Н.В**. Моделирование величины коррозионных повреждений арматуры железобетонных конструкций в условиях хлоридной агрессивной среды // *Известия Юго-Западного государственного университета. 2017. Т. 21, № 1(70). С. 43–49.*
3. **Бондаренко В.М**. Износ, повреждения и безопасность железобетонных сооружений / *В.М. Бондаренко, А.В. Боровских. — М.: ИД Русанова, 2000.— 144 с.*
4. **Бондаренко В.М.** Специфика силового сопротивления поврежденных коррозией железобетонных конструкций и новые факторы разрушения // *Строительная механика ин-*

женерных конструкций и сооружений. 2009. №4

5. **Тамразян А. Г., Попов Д. С.** Напряженно-деформированное состояние коррозионно-поврежденных железобетонных элементов при динамическом нагружении // *Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 2. С. 19-26.*
6. **Ларионова Е.А.** Несущая способность изгибаемого железобетонного элемента при коррозионных повреждениях // *Вестник МГСУ. 2014. № 7. С. 51—63*
7. **Бондаренко В.М., Иванов А.И., Пискунов А.В**. Определение коррозионных потерь несущей способности сжатых железобетонных элементов при решении по СНиП. // *Бетон и железобетон. №5. 2011. С. 26-29.*
8. **Hamidun Mohd Nohl, Nur'ain Idris, Nurazuwa MdNoor, Norliana Sarpin, Rozlin Zainal1, and Narimah Kasim.** Structural Effects of Reinforced Concrete Beam. *.E3S Webof Conferences 34, CENVIRON 2017. 2018.*

REFERENCES

1. **Dronov A.V**. Osobennosti razvitia pittingovoy corrozii stalnoy armatury zhelezobetonnyh izgibaemyh elementov *//Vestnik Belgorodskogogosudarstvennogo universiteta im. V.G. Shuhova. — 2017. — №3. — S. 32-36*
2. **Smolyago G.A., Dronov A.V., Frolov N.V**. Modelirovanie velichinyi korrozionnyih povrezhdeniy armaturyi zhelezobetonnyih konstruktsiy v usloviyah hloridnoy agres-sivnoy sredyi // *Izvestiya Yugo-Zapadnogo gosudarstvennogo universiteta. 2017. T. 21, № 1(70). S. 43–49.*
3. **Bondarenko V.M**. Iznos, povrezhdeniya i bezopasnost zhelezobetonnyih sooruzheniy / *V.M. Bondarenko, A.V. Borovskih. — M.: ID Rusanova, 2000.— 144 s.*
4. **BondarenkoV.M. V.M.** Spetsifika silovogo soprotivleniya povrezhdennyih korroziey zhelezobetonnyih konstruktsiy i novyie faktoryi razrusheniya // *Stroitelnaya mehanika inzhenernyih konstruktsiy i sooruzheniy. 2009. №4*
5. **Tamrazyan A. G., Popov D. S**. Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie korrozionno-povrezhdennyih zhelezobetonnyih elementov pri dinamicheskom nagruzhenii // *Promyishlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo. 2019. № 2. S. 19-26.*
6. **LarionovaE.A.** Nesuschaya sposobnost izgibaemogo zhelezobetonnogo elementa pri korrozionnyih povrezhdeniyah // *Vestnik MGSU. 2014. № 7. S. 51—63*
7. **Bondarenko V.M., Ivanov A.I., Piskunov A.V.** Opredelenie koroziynyih poter ne-suschey sposobnosti szhatyih zhelezobetnnyih elementov pri reshenii po SNiP. // *Beton i zhelezobeton. №5. 2011. S. 26-29.*
8. **Hamidun Mohd Nohl, Nur'ain Idris, Nurazuwa MdNoor, Norliana Sarpinl, Rozlin Zainall, and Narimah Kasim.** Structural Effects of Reinforced Concrete Beam. *E3S Webof Conferences 34, CENVIRON 2017. 2018.*

IMPACT OF THE CORROSION DAMAGES ON THE OPERATIONAL QUALITIES OF REINFORCED-CONCRETE STRUCTURES

Lyudmyla Afanasieva,
Maryna Dobrovinska

Summary. Appraisal of safety of building constructions is one of the main tasks of their performance evaluation. During longterm operation period and permanently acting load together with corrosive medium constructions can sustain damage and failure. Of the most dangerous and widespread damage is construction corrosion.

The consequence of the corrosion for reinforced concrete constructions can be the decrease of reinforcement cross and concrete section, distress in concrete under the pressure of corrosion products, decrease of the inner couple forces section arm, increase of the cramped zone height, danger of brickly concrete damage for bended elements.

These factors negatively influence on solidity and strain characteristics of the structure and pose a threat to their safe operation.

The article considers how dangerous different corrosion damage can be based on studies of different authors. The analysis of calculation results and experimental data is performed.

Calculations of the column models were performed using PC LIRA CAD to asses the impact of corrosion damage on the stress-stain state of the joint collective columns and the possibility of their further operation.

Keywords: corrosion; corrosion damage; reinforcement corrosion; corrosion of reinforced-concrete section.

Застосування вдавлюваних трубобетонних паль, при реконструкції інженерно-лабораторного корпусу ПАТ “Хмельницькобленерго”

Богдан Демчина[1], Юрій Кунанець[2], Євген Главацький[3], Михайло Сурмай[4]

[1,2,3,4]Національний університет «Львівська політехніка», Інститут будівництва та інженерних систем
79013, Україна, м. Львів, вул. С. Бандери 12
[1]bogdan195809@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-3498-1519
[2]kunanets.yura@gmail.com, http://orcid.org/0000-0003-3171-5394
[3]glavatskyeugene@gmail.com, http://orcid.org/0000-0003-4444-6269
[4]mykhailo.i.surmai@lpnu.ua, http://orcid.org/0000-0002-5381-6500

DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.64-71

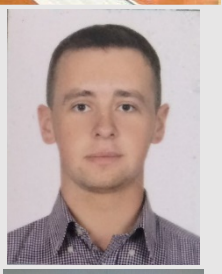
Анотація. При реконструкції споруди часто є необхідність підсилення фундаментів, а якщо добавляються нові конструктивні елементи такі як діафрагма чи колона, то завдання суттєво ускладнюється. Складність полягає в тому, що нові фундаменти, підсилені та існуючі працюють в різних умовах і потрібно щоб їх осадки в процесі експлуатації були однаковими.

Було виконано підсилення фундаментів існуючого будинку на об’єкті: «Інженерно-лабораторний корпус ПАТ "Хмельницькобленерго" по вул. І. Франка, 24/1 в м. Хмельницькому», реконструкція якого відбувалася з надбудовою ще одного поверху та прибудовою додаткової сходової клітки і ліфтової шахти.

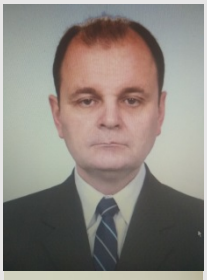
В даній статті описано конструктивні рішення по підсиленню стовпчастих фундаментів під двома колонами, між які заводилась з/б діафрагма. Також представлено конструкцію фундаменту та методику його виконання, в якому поєднано палі двох видів: буронабивні з розширеною п’ятою та вдавлювані трубобетонні. В обох випадках спочатку виготовлявся монолітний ростверк з отворами через які пізніше вдавлювалися багатосекційні трубобетонні мікропалі. Після вдавлювання, палі з’єднювалися з ростверком за допомогою приварювання до закладних деталей. Далі простір між палею та закладною деталлю заповнювався бетоном.

Проведено серію випробувань, щоб перевірити несучу здатність паль та їх осадку при розрахунковому навантаженні.

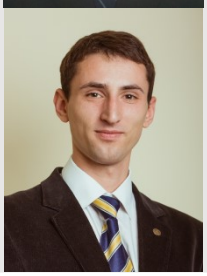
Богдан Демчина
д.т.н., професор кафедри будівельних конструкції та мостів



Юрій Кунанець
аспірант кафедри будівельних конструкцій та мостів



Євген Главацький
с.н.с. кафедри будівельних конструкцій та мостів



Михайло Сурмай
к.т.н., доцент кафедри будівельних конструкцій та мостів

Статичне вдавлювання проводилось за допомогою силового стенду, який кріпився до арматурних анкерних стержнів, що були попередньо забетоновані в монолітний ростверк.

Проведено аналіз ефективності та надійності впроваджених рішень.

Розроблена методика виконання фундаментів з використанням багатосекційних вдавлюваних паль яка дозволила справитись з поставленими завданнями без додаткових фінансових затрат.

Ключові слова: підсилення; мікропалі; вдавлювання; реконструкція; фундаменти; ростверк.

ВСТУП

На сучасному етапі розвитку будівельної галузі України існує тенденція до збільшення обсягів робіт із будівництва та реконструкції в умовах щільної міської забудови [1] та освоєння територій із складними інженерно-геологічними умовами. При реконструкції часто виникає потреба виконання додаткових елементів жорсткості, щоб привести конструктивну схему споруди у відповідність до діючих норм [2,3], в таких випадках часто необхідно підсилювати існуючі або добавляти нові фундаменти.

Одним з таких випадків була реконструкція Інженерно-лабораторного корпусу ПАТ "Хмельницькобленерго" по вул. І. Франка, 24/1 в м. Хмельницькому. Було поставлено два завдання: 1) виконати підсилення фундаментів під двома колонами, між які заводилась з/б діафрагма; 2) виконати нові три фундаменти під прибудовану ліфтову шахту та сходову клітку. Особливі вимоги до даних фундаментів – мінімізувати різницю осідань нових та існуючих фундаментів після прибудови та надбудови (реконструкції). Була необхідність в розробці комплексної методики підсилення фундаментів в складних умовах. Необхідними властивостями володіють вдавлювані мікропалі [4,5], тому було прийнято рішення застосувати їх як основний елемент в даній роботі.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Дослідженнями ефективних підсилень фундаментів в складних умовах присвячені роботи [6-9].

Вагомим вкладом у дослідження роботи мікропаль є також робота [10], у якій була розроблена та досліджена раціональна конструкція наконечника палі, встановлено величину максимального зусилля вдавлювання, а також виявлено, що несуча здатність вдавлених паль по ґрунту збільшується із часом їх відпочинку, а саме через 5років до 17%.

МЕТА І ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою дослідження є розробити методику виконання фундаментів під нові конструктивні елементи існуючої споруди, та оцінити ефективність впроваджених рішень.

Всі роботи повинні виконуватися малогабаритним обладнанням без застосування динамічних навантажень.

Виконати випробування серії паль статичним навантаженням.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Враховуючи вище наведені умови було прийнято рішення застосувати вдавлювані багатосекційні трубобетонні палі ∅159мм.

У першому завданні фундамент під з/б діафрагму виконали шляхом підсилення двох існуючих стовпчастих фундаментів, об’єднавши їх в один з/б ростверк з отворами із закладних деталей.

Через ці отвори після набору бетоном ростверку відповідної міцності вдавлювалися мікропалі та з’єднювалися з ним. (рис.1,2).

Вдавлююча установка кріпилася до арматурних анкерних стержнів які попередньо монтувались у з/б ростверк, таким чином що реактивне зусилля від установки підчас вдавлювання сприймалося вагою споруди .

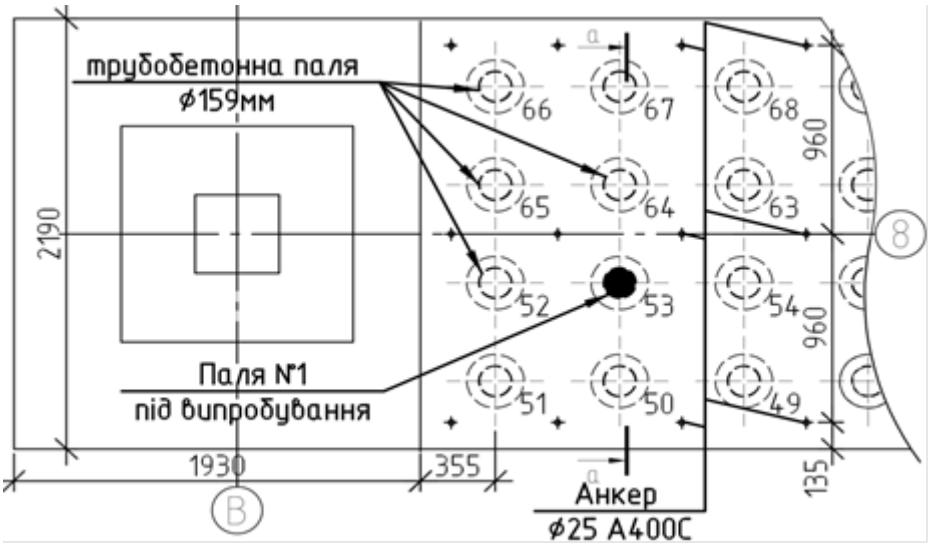


Рис. 1. Фрагмент схеми фундаменту під діафрагму
Fig . 1. Fragment of scheme of the foundation under the diaphragm

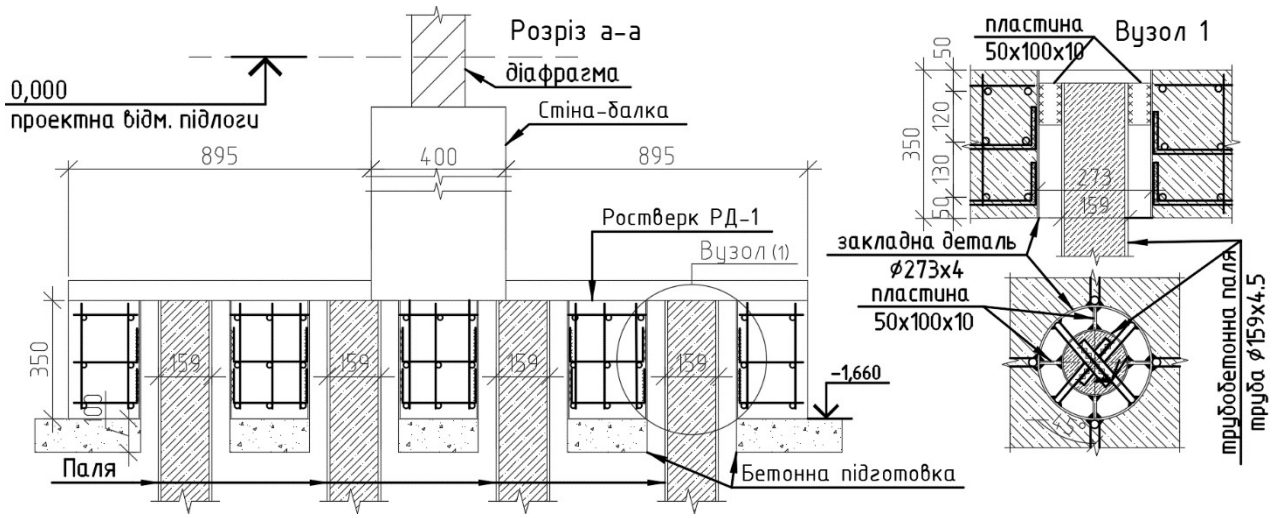


Рис. 2. Влаштування паль у фундаменті під діафрагму
Fig. 2. Arrangement of piles in the foundation under the diaphragm

У другому, як і в першому завданні фундаменти під зовнішню прибудову потрібно було робити палевими щоб осадка була мінімальною не більшою 8мм. Враховуючи складні геологічні умови, палі повинні бути буроін'єкційними з обсадною трубою, або вдавлювані. Економічно більш вигідно було виконання вдавлюваних трубобетонних паль.

По аналогії із першим завданням було виконано з/б ростверк з отворами. Але щоб сприйняти реактивне зусилля від вдавлюючої установки було розроблено спеціальну комбіновану конструкцію з/б ростверку: були попередньо забурені буронабивні анкерні палі з розширеною п'ятою які анкерилися в ростверк та через які реактивне зусилля передавалося на ґрунти основи.

Після вдавлювання трубобетонних паль усі вони з'єднувалися з ростверком «під навантаженням» шляхом зварювання через закладні деталі, для включення їх в сумісну роботу із ростверком (рис.3,4).

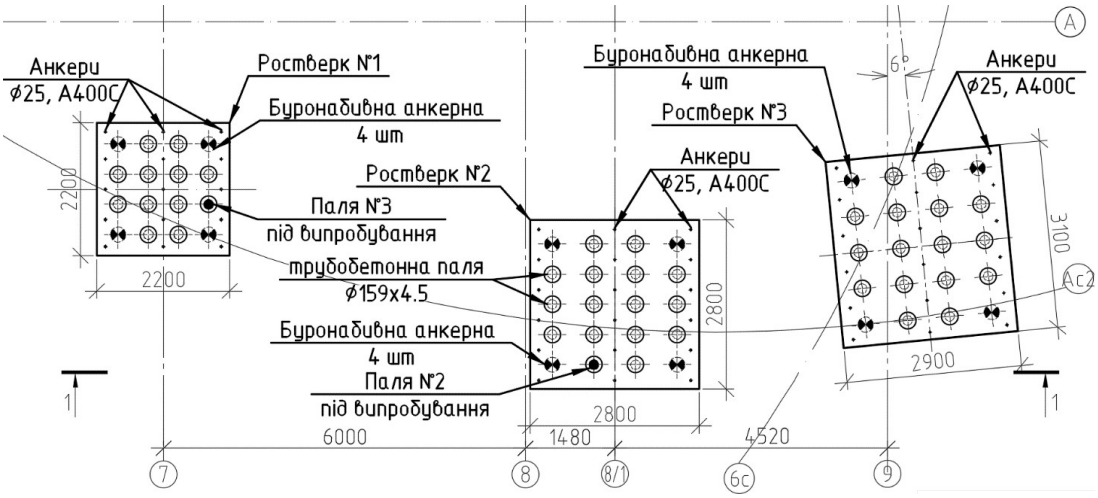


Рис. 3. Схема фундаментів під прибудовану частину будівлі
Fig. 3. Scheme of foundations for the attached part of the building

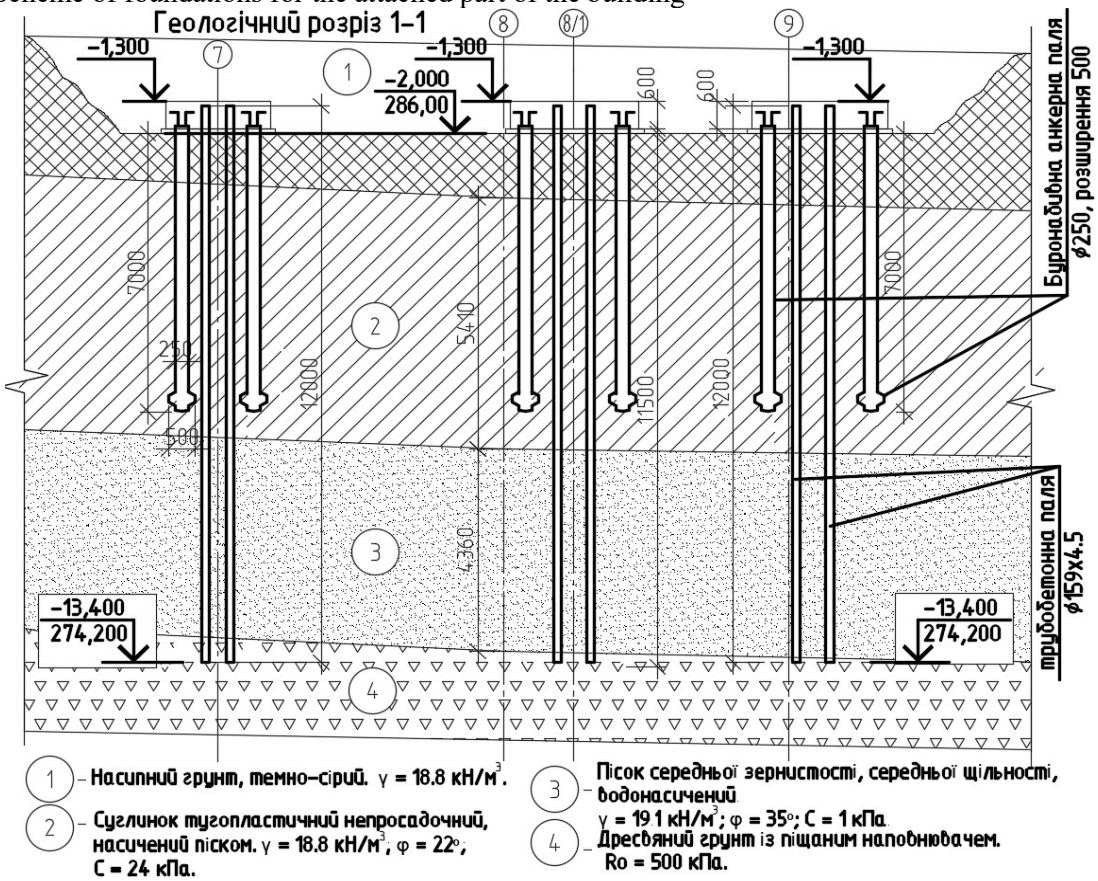


Рис. 4 Посадка на геологію фундаментів під прибудовану частину будівлі
Fig. 4. Landing on the geology of the foundations for the attached part of the building

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ВИПРОБУВАНЬ

Метою випробувань було перевірити несучу здатність паль та їх осадку при розрахунковому навантаженні 250 kH.

Статичне вдавлювання виконувалось за допомогою силового стенду, який кріпився до арматурних анкерних стержнів Ø25, що були попередньо забетоновані в монолітний ростверк.

Завантаження мікропалі здійснювали окремими ступенями центрально прикладеним навантаженням від гідравлічного домкрата. Величину ступеня навантаження приймали 30 kH відповідно до вимог [11], що відповідало 1/10 величини граничного передбачуваного програмою досліджень навантаження 300 kH. На кожній ступені навантаження витримували до умовної стабілізації осідання, яке згідно з вимогами [11] для даних ґрунтових умов становило 0,1 мм за останні 60 хв спостережень. Осідання мікропалі вимірювалось двома прогиномірами системи Аістова (ПА-1, ПА-2) розташованими у двох діаметрально протилежних точках перерізу палі у верхньому її кінці (рис.5,6).

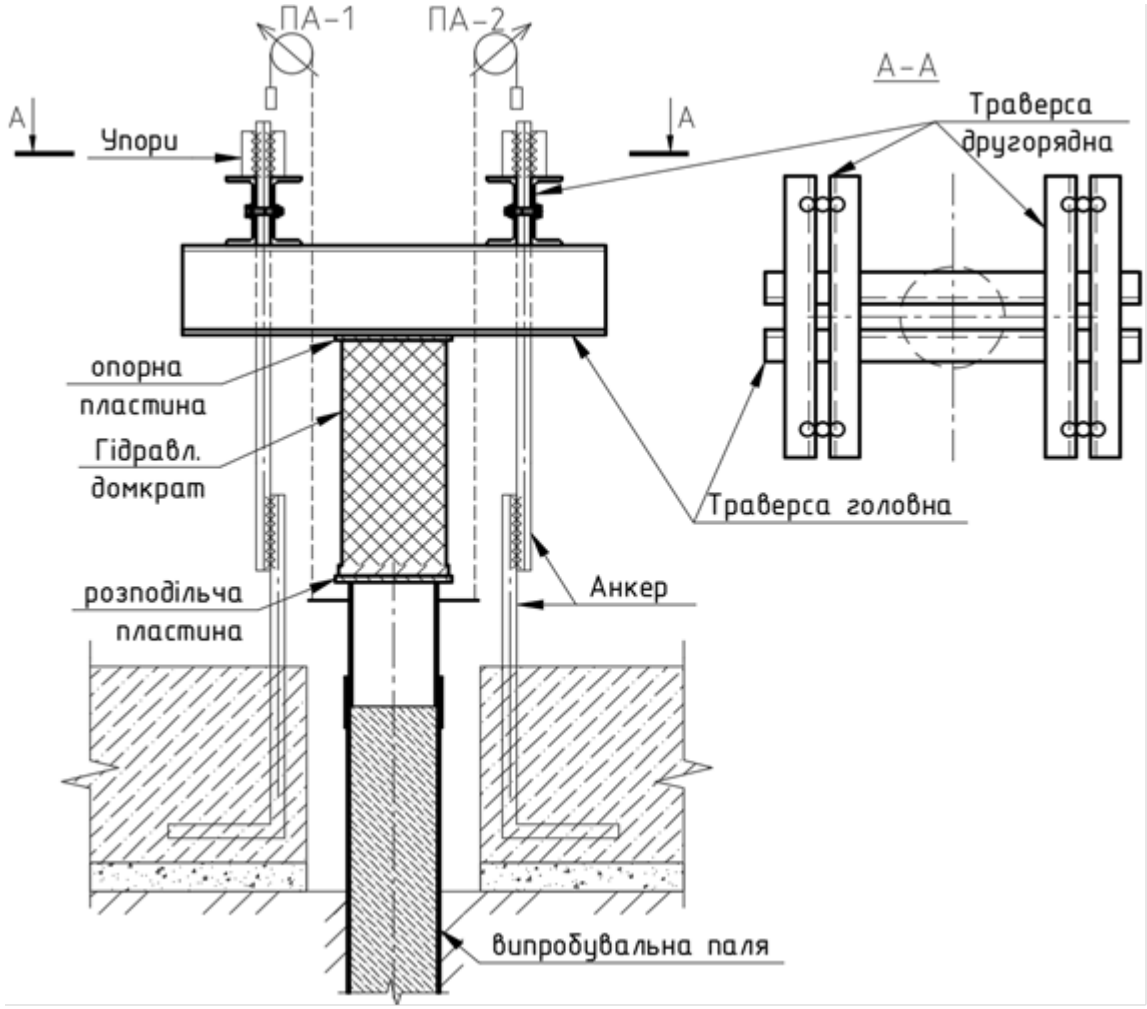


Рис. 5. Схема випробування палі
Fig. 5. Pile test scheme

Результати випробувань палі представлені у вигляді графіків залежності «навантаження - осідання» на (рис. 7). Навантаження палі статичним вертикальним навантаженням було завершено при досягнені навантаження F_d=250×1,2=300 kH. при стабілізованих по двох приладах переміщеннях випробуваної палі - 7,8 мм .

Рис.6. Процес випробування.
Fig. 6. Test process

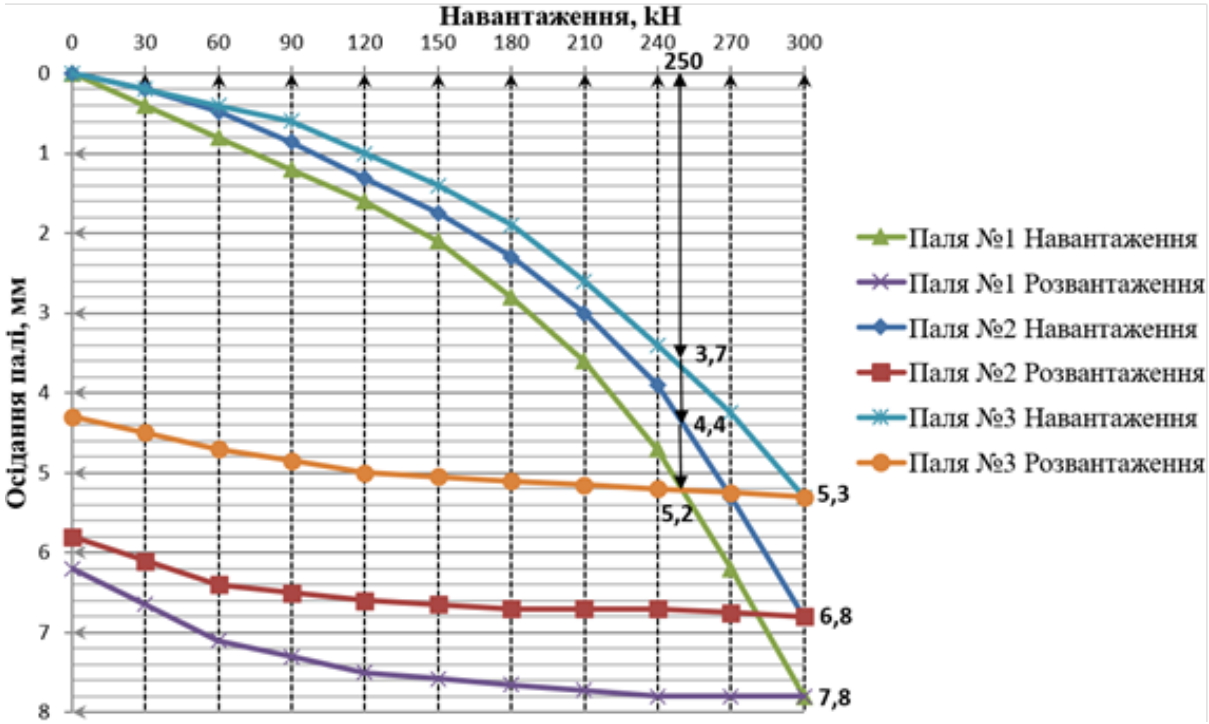


Рис .7 Графік залежності осідання від навантаження.
Fig. 7. Graphs of sediment dependence on load

ВИСНОВКИ

Розроблено методику виконання фундаментів під нові конструктивні елементи існуючої споруди на основі багатосекційних вдавлюваних трубобетонних паль в тому числі з використанням буронабивних анкерних паль з розширеною п'ятою. В результаті впроваджених пропонованих проектних рішень отримано економічний ефект в розмірі 42.3 тис. грн. у порівнянні з можливим використанням буроін'єкційних паль з обсадною трубою

Результати випробування паль показали максимальне їх осідання 5.2 мм при розрахунковому навантаженні 250 kH , що нижче допустимих 8 мм. З графіків видно, що максимальна різниця осідань між палями складає 1,5мм, при навантаженні 250 kH. Отримані результати підтверджують ефективність застосування вдавлюваних мікропаль при реконструкції даної споруди.

Мікропалі , які працюють як палі-стійки потребують подальших досліджень їх несучої здатності в різних ґрунтових умовах та в різних варіантах виконання.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.1.2-12-2008**. Будівництво в умовах ущільненої забудови. *К.: Мінрегіонбуд України, 2008. 44 с.*
2. **ДБН В.1.1-12:2014.** Будівництво в сейсмічних районах України. *К.: Мінрегіон України, 2014. 110 с*
3. **ДБН В.2.1-10-2018**. Основи і фундаменти будівель та споруд. *Основні положення. К.: Мінрегіон України, 2018. 36 с.*
4. **ВБН В.2.1–36-2-2002.** Підсилення фундаментів будівель та споруд багатосекційними вдавлюваними палями. *ЗАТ "Укргідроспецбудпроект". Київ: Укрмонтажспецбуд, 2003. 38 с.*
5. Micropile Design and Construction. Report No. FHWA-NHI-05-039, *United States Department of Transportation, 2005*
6. **Лебеда О.Ф., Корнієнко М.В., Мовчан В.О., Воронюк О.А.** Дослідження несучої здатності багатосекційної вдавлюваної палі невеликого діаметру в ґрунтових умовах київського лесового плато. Основи і фундаменти. *Київ. 2008. Вип. 31. С. 47-57.*
7. **Лебеда О.Ф., Корнієнко М.В., Літнарович Є.В., Мовчан В.О.** Особливості підсилення фундаментів пам'ятки архітектури – контори цукрозаводчика *Харитоненка в м. Суми. Світ геотехніки. Запоріжжя. 2016. Вип. 31. С. 30-33.*
8. **Демчина Б.Г., Моркляник Б.В., Базилевич Я.О., Пелех Т.Б.** Підсилення фундаментів будинків під час їх реконструкції у м. Львові. *Архітектурний вісник. Львів. 2001. Вип. 1. С.34-35.*
9. **Ониськів Б.М., Демчина Б.Г., Сорока Я.В., Канюк В.М.** Підсилення фундаментів залізобетонними буронабивними мікропалями під час реконструкції будинків в умовах суцільної забудови. *Теорія і практика будівництва. Львів. 2004. Вип. 520. С.209-213.*
10. **Моркляник Б.В.** Підсилення фундаментів існуючих будинків на слабких ґрунтах методом вдавлювання паль: *дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій. Київ, 2005. 140 с.*
11. **ДСТУ Б В.2.1-1-95**. Грунти. Методи польових випробувань палями. *– К.: Держкоммістобудування України, 1996. 63с.*

REFERENCES

1. **DBN B.1.2-12-2008**. Budivnictvo v umovah ushilnenoyi zabudovi. *K.: Minregionbud Ukrayiny, 2008. 44 p.*
2. **DBN V.1.1-12:2014**. Budivnytstvo v seismichnykh raionakh Ukrainy. *K.: Minrehion Ukrainy, 2014. 110 p*
3. ***DBN V.2.1-10-2018**. Osnovy i fundamenty budivel ta sporud. Osnovni polozhennia. K.: Minrehion Ukrainy, 2018. 36 p.*
4. **VBN V.2.1–36-2-2002**. Pidsylennia fundamentiv budivel ta sporud bahatosektsiinymy vdavliuvanymy paliamy. ZAT "Ukrhidrospetsbudproekt". *Kyiv: Ukrmontazhspetsbud, 2003. 38 p.*
5. **Micropile Design and Construction**. *Report No. FHWA-NHI-05-039, United States Department of Transportation, 2005*
6. **Lebeda O.F., Korniienko M.V., Movchan V.O., Voroniuk O.A.** Doslidzhennia nesuchoi zdatnosti bahatosektsiinoi vdavliuvanoi pali nevelykoho diametru v gruntovykh umovakh kyivskoho lesovoho plato. *Osnovy i fundamenty. Kyiv. 2008. Vyp. 31. pp. 47-57.*

7. **Lebeda O.F., Korniienko M.V., Litnarovych Ye.V., Movchan V.O.** Osoblyvosti pidsylennia fundamentiv pamiatky arkhitektury – *kontory tsukrozavodchyka Kharytonenka v m.Sumy. Svit heotekhniky. Zaporizhzhia. 2016. Vyp. 31. pp. 30-33.*
8. **Demchyna B.H., Morklianyk B.V., Bazylevych Ya.O., Pelekh T.B.** Pidsylennia fundamentiv budynkiv pid chas yikh rekonstruktsii *u m. Lvovi. Arkhitekturnyi visnyk. Lviv. 2001. Vyp. 1. pp. 34-35.*
9. **Onyskiv B.M., Demchyna B.H., Soroka Ya.V., Kaniuk V.M.** Pidsylennia fundamentiv zalizobetonnymy buronabyvnymy mikropaliamy pid chas rekonstruktsii budynkiv v umovakh sutsilnoi zabudovy. *Teoriia i praktyka budivnytstva. Lviv. 2004. Vyp. 520. pp. 209-213.*
10. **Morklianyk B.V.** Pidsylennia fundamentiv isnuiuchykh budynkiv na slabkykh gruntakh metodom vdavliuvannia pal: *dys. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.02. Naukovo-doslidnyi instytut budivelnykh konstruktsii. Kyiv. 2005. 140 p.*
11. **DSTU B V.2.1-1-95.** *Hrunty. Metody polovykh vyprobuvan paliamy. – K.: Derzhkommistobuduvannia Ukrainy, 1996. 63 p.*

APPLICATION OF PRESSED PIPE-CONCRETE PILES, AT RECONSTRUCTION OF THE ENGINEERING AND LABORATORY CASE PAT "KHMELNYTSKOBLENERGO"

Bohdan Demchyna, Yurii Kunanets, Yevhen Hlavatskyi, Mykhailo Surmai

Abstract. During the reconstruction of a building, it is often necessary to strengthen the foundations, and if new structural elements such as a diaphragm or a column are added, the task becomes much more complicated.

The difficulty is that the new foundations, reinforced and existing, work in different conditions and require that their sedimentations during operation were the same.

Foundations of the existing building were reinforced at the facility: “Engineering and laboratory building of PAT“ Khmelnytskoblenergo ” I. Franka street , 24/1 in Khmelnytskyi ”, the reconstruction of which took place with the annex of another floor and extension of an additional stairwell and elevator shaft.

This article describes the design solutions for strengthening columnar foundations under two columns, between which a reinforced diaphragm was arranged.

The construction of the foundation and the method of its execution are also presented, which combines piles of two types: bored with an extended heel and pressed pipe-concrete piles.

In both cases, a monolithic grille with holes was first made, through which multi-section pipe-concrete micropiles were later pressed.

After pressing, the piles were connected to the grille by welding to the embedded parts. Then the space between the pile and the embedded part was filled with concrete.

A series of tests was performed to check the bearing capacity of the piles and their sediment at the design load. Static indentation was performed using a power stand that was attached to the reinforcing anchor rods, which were pre-concreted into a monolithic grille.

The analysis of efficiency and reliability of the implemented decisions is carried out.

The developed technique of execution of the bases with use of multi-section pressed piles allowed to cope with the set tasks without additional financial expenses.

Keywords: reinforcement; micropile; pressing; reconstruction; foundation; grille.

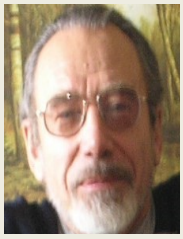
Універсальний призматичний скінчений елемент загального типу для фізично і геометрично нелінійних задач деформування призматичних тіл

Олександр Гуляр[1], Юрій Максим'юк[2], Андрій Козак [3], Олександр Максим'юк [4]

[1,2,3,4]Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
[1]agulyar@ukr.net, http://orcid.org/0000-0003-1255-9437
[2]maksymiuk.iuv@knuba.edu.ua, http://orcid.org/0000-0002-5814-6227
[3]kozak.aa@knuba.edu.ua, http:// orcid.org/ 0000-0002-3192-1430
[4]sashamaksymiuk@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-2367-3086

DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.72-84

Анотація. При розробці нових скінчених елементів (СЕ) в рамках напіваналітичного методу скінчених елементів (НМСЕ), визначальним фактором для досягнення високої ефективності їх застосування є вибір системи координатних функцій і методика виведення матриці жорсткості. Апроксимація переміщення уздовж координати розкладу здійснювалася змішаною системою координатних функцій, перші два члена якої належать поліномами Лагранжа, інші - Міхліна. На основі високо ефективної моментної схеми скінчених елементів (МССЕ) побудовані розв'язувальні співвідношення для універсального призматичного СЕ загального типу, який дозволяє визначати напружено-деформований стан (НДС) для фізично і геометрично нелійних задач призматичних тіл.



Олександр Гуляр
д.т.н., проф.

Юрій Максим'юк
д.т.н., проф.,
професор кафедри будівельної механіки
.

Андрій Козак
асистент кафедри будівельної механіки

Олександр Максим'юк
Студент КНУБА

Об'єкти виділеного класу використовуються в якості природних конструкцій, вузлів і деталей в будівництві і різних галузях машинобудування. Наприклад, до них відносяться фундаменти промислових і цивільних будівель, елементи перекриттів і покриттів, арочні греблі, кронштейни, різці, зуби косозубих коліс та ін.

Деформування розглянутих конструкцій відбувається під дією силових і температурних факторів, причому, через наявність істотних перепадів температур можлива зміна фізико-механічних характеристик матеріалу. На сучасному рівні розвитку техніки і технології в окремих елементах конструкцій допускається виникнення пластичних деформацій. Для ряду деталей в процесі експлуатації і виготовлення розвиток пластичних деформацій супроводжується істотною зміною первісної форми. Це характерно для процесів обробки металів тиском, наприклад, при виготовленні штампових кубиків, протяжці смуг. Подальше вдосконалення конструктивних рішень при розробці відповідальних вузлів і технологічних процесів багато в чому залежить від повноти та достовірності інформації про особливості зміни карти-

ни напружено-деформованого стану в процесі навантаження. У зв'язку з цим розробка методів дослідження виділеного класу об'єктів є актуальною проблемою.

Ключові слова: напіваналітичний метод скінчених елементів; моментна схема скінчених елементів; універсальний призматичний скінчений елемент загального типу; геометрична нелінійність; фізична нелінійність; термов'язкопружнопластичне деформування; напружено-деформований стан.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Серед просторових конструкцій, які широко застосовуються в різних областях техніки, значне місце займають призматичні тіла, геометричні і фізико-механічні характеристики яких змінні за всіма трьома напрямками.

В рамках цієї роботи будуть отримані розв'язувальні співвідношення, які дозволять розглядати тривимірні об'єкти довільного, що не обов'язково однозв'язного, поперечного перерізу з деякими обмеженнями на характер зміни геометрії уздовж однієї з координат, а саме, об'єкт можна представити як результат руху точок поперечного перетину уздовж деяких просторових кусочно-гладких кривих. У розглянутих тілах можуть бути також передбачені вирізи і отвори, контури яких паралельні координатним поверхням.

Такі просторові тіла будемо надалі іменувати криволінійними призматичними, а при наявності неоднорідності фізико-механічних властивостей матеріалу - криволінійними неоднорідними призматичними тілами.

Необхідність вивчення напружено-деформованого стану криволінійних неоднорідних призматичних тіл призводить до вирішення складних просторових задач термопружності та термопластичности як при малих, так і при великих пластичних деформаціях. Метою даної роботи є отримання розрахункових співвідношень МССЕ універсального призматичного СЕ загального типу для фізично і геометрично нелінійних задач деформування криволінійних призматичних тіл.

УНІВЕРСАЛЬНИЙ ПРИЗМАТИЧНИЙ СКІНЧЕННИЙ ЕЛЕМЕНТ ЗАГАЛЬНОГО ТИПУ

Для дослідження призматичних тіл зі змінними геометричними і фізичними характеристиками розроблений скінчений елемент у вигляді криволінійної призми (рис. 1).

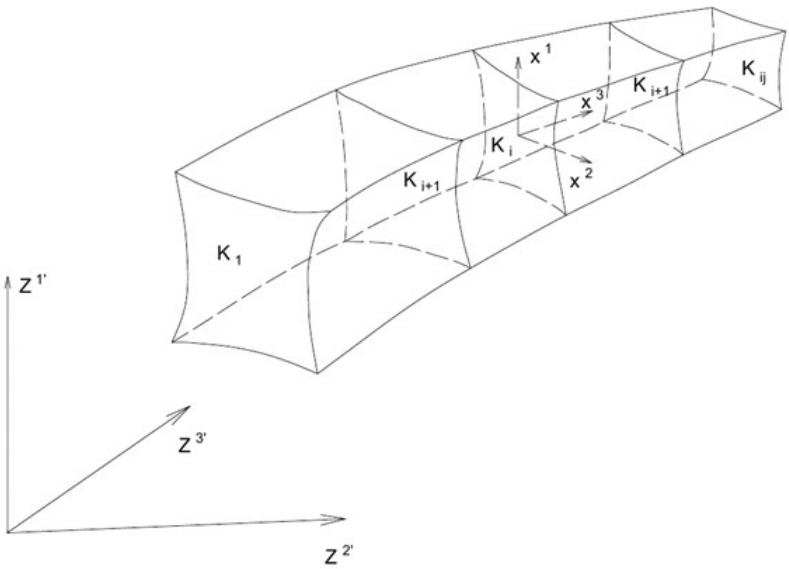


Рис.1. Універсальний призматичний скінчений елемент загального типу.
Fig.1. Universal prismatic finite element of general type

У місцевій системі координат елемент являє собою прямокутний паралелепіпед, поперечний переріз якого - квадрат з одиничними сторонами, а довжина дорівнює двом. Уздовж осі елемента x^3 розташована деяка кількість точок інтегрування K_i (i=1,2…L), положення яких визначено відповідно до вимог формули інтегрування Гауса. Значення координат вузлів задаються в базисній системі координат для перерізів, які при переході до місцевої системи відображаються на площині x^i=const, що проходять через K_i.

У площині поперечного перерізу елемента переміщення розподіляються згідно білінійну закону:

$$u_{m'} = \sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} u_{m'}\left(S_1S_2\right)\left(\frac{1}{2}S_1x^1+\frac{1}{2}S_2x^2+S_1S_2x^1x^2+\frac{1}{4}\right) \tag{1}$$

де $u_{m'}\left(S_1S_2\right)$ - значення вузлових компонент вектора переміщень;

S_1 і S_2 - подвоєні координати вузлів в напрямках x^1 і x^2.

У відповідності з прийнятим законом (1), знаходимо переміщення і їх похідні в центрі елемента:

$$\dot{u}_{m'} = \frac{1}{4}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} u_{m'}\left(S_1S_2\right),\ \dot{u}_{m'},\alpha = \frac{1}{2}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} u_{m'}\left(S_1S_2\right)S_\alpha,$$
$$\dot{u}_{m'},3 = \frac{1}{4}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} u_{m'}\left(S_1S_2\right),3,\ \dot{u}_{m'},12 = \sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} u_{m'}\left(S_1S_2\right)S_1S_2, \tag{2}$$
$$\dot{u}_{m'},3\alpha = \frac{1}{2}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} u_{m'}\left(S_1S_2\right),3S_\alpha,$$

В напрямку x^3 вузлові переміщення апроксимуються розкладум виду:

$$u_{m'}\left(s_1s_2\right) = \sum_{l=0}^{L} u_{m'l}\left(s_1s_2\right)\varphi^l, \tag{3}$$

де через $u_{m'l}\left(s_1s_2\right)$ позначені коефіцієнти розкладу переміщень в ряд по координатним функціям φ^l. Для температур також прийнято білінійний закон розподілу в межах поперечного перерізу елемента:

$$T = \sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} T\left(S_1S_2\right)\left(\frac{1}{2}S_1x^1+\frac{1}{2}S_2x^2+S_1S_2x^1x^2+\frac{1}{4}\right) \tag{4}$$

Значення температури і їх похідні в центрі перерізу отримуємо аналогічно (2).

$$\dot{T} = \frac{1}{4}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} T\left(S_1S_2\right), \qquad \dot{T},\alpha = \frac{1}{2}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} T\left(S_1S_2\right)S_\alpha, \tag{5}$$

Компоненти тензора пружних постійних і визначника матриці, складеного з компонентів матричного тензора, мало змінюються в межах поперечного перерізу елемента і прийняті рівними їх значенням в центрі перерізу:

$$c^{ijmn} \approx \dot{c}^{ijmn}, g \approx \dot{g} \ , \qquad (6)$$

де $g = det[g], \dot{g} = det[\dot{g}]$.

Таке припущення дозволяє скоротити об'єм розрахунків, не зменшуючи точність рішення [8].

Виходячи з основних положень моментної схеми кінцевих елементів [9], представимо складові тензора повної деформації відрізками ряда Маклорена:

$$\varepsilon_{\alpha(\alpha)} = \dot{\varepsilon}_{\alpha(\alpha)} + \dot{\varepsilon}_{\alpha(\alpha),(3-\alpha)} x^{(3-\alpha)}, \quad \varepsilon_{12} = \dot{\varepsilon}_{12},$$
$$\varepsilon_{3\alpha} = \dot{\varepsilon}_{3\alpha} + \dot{\varepsilon}_{3\alpha,(3-\alpha)} x^{(3-\alpha)}, \quad \varepsilon_{33} = \dot{\varepsilon}_{33} + \dot{\varepsilon}_{33,(\alpha)} x^{(\alpha)}, \qquad (7)$$

де

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}\Big|_{x^\alpha=0}, \varepsilon_{ij.\alpha} = \frac{d\varepsilon_{ij}}{dx^\alpha}\Big| x^\alpha = 0 \qquad (\alpha \neq i, j).$$

Коефіцієнтом розкладу $\frac{d^2\varepsilon_{33}}{dx' dx^2}$, нехтуємо, як величиною вищого порядку малості.

Враховуючи введені раніше припущення про постійність компонент тензора пружних констант і визначника матриці, складеного із компонент матричного тензора, можна представити напруження через коефіцієнти розкладу їх в ряд Маклорена

$$\sigma^{\alpha(\alpha)} = \dot{\sigma}^{\alpha(\alpha)} + \dot{\sigma}^{\alpha(\alpha)}_{,(3-\alpha)} x^{(3-\alpha)}, \qquad \sigma^{12} = \dot{\sigma}^{12},$$
$$\sigma^{3\alpha} = \dot{\sigma}^{3\alpha} + \dot{\sigma}^{3(\alpha)}_{,(3-\alpha)} x^{(3-\alpha)}, \quad \sigma^{33} = \dot{\sigma}^{33} + \dot{\sigma}^{33}_{,(\alpha)} x^{(\alpha)}. \qquad (8)$$

Членом $\dot{\sigma}^{\alpha(\alpha)}_{,\alpha}$ нехтуємо, оскільки він не дає внесок в енергію деформації елемента.

Коефіцієнти розкладу компонент тензора повної деформації в ряд Маклорена виразимо через умовні значення вектора переміщень в центрі елемента:

$$\dot{\varepsilon}_{\alpha(\alpha)} = \dot{z}^{m'}_{,\alpha} \dot{u}_{m'},\alpha, \qquad \dot{\varepsilon}_{\alpha(\alpha),(3-\alpha)} = \dot{z}^{m'}_{,12} \dot{u}_{m'},\alpha + \dot{z}^{m'}_{,\alpha} \dot{u}_{m'},12, \qquad \dot{\varepsilon}_{12} = \frac{1}{2}\left(\dot{z}^{m'}_{,1} \dot{u}_{m'},2 + \dot{z}^{m'}_{,2} \dot{u}_{m'},1\right),$$
$$\dot{\varepsilon}_{3\alpha} = \frac{1}{2}\left(\dot{z}^{m'}_{,\alpha} \dot{u}_{m'},3 + \dot{z}^{m'}_{,3} \dot{u}_{m'},\alpha\right),$$
$$\dot{\varepsilon}_{3\alpha,(3-\alpha)} = \frac{1}{2}\left(\dot{z}^{m'}_{,12} \dot{u}_{m'},3 + \dot{z}^{m'}_{,\alpha} \dot{u}_{m'},3(3-\alpha) + \dot{z}^{m'}_{,3} \dot{u}_{m'},\alpha(3-\alpha) + \dot{z}^{m'}_{,3(3-\alpha)} \dot{u}_{m'},\alpha\right), \qquad (9)$$
$$\dot{\varepsilon}_{33} = \dot{z}^{m'}_{,3} \dot{u}_{m'},3, \qquad \dot{\varepsilon}_{33,\alpha} = \dot{z}^{m'}_{,3\alpha} \dot{u}_{m'},3 + \dot{z}^{m'}_{,3} \dot{u}_{m'},3\alpha,$$

де $\dot{z}^{m'}_{,j} = z^{m'}_{,j}\Big|_{x^\alpha=0}, \dot{z}^{m'}_{,j} = \frac{d\dot{z}^{m'}_{,i}}{dx^j}\Big|_{x^\alpha=0} \quad (\alpha \neq i, j).$

Взявши до уваги те, що переміщення і їх похідні в центрі поперечного перерізу елемента знаходяться відповідно (2), відношення (9) запишемо через вузлові значення вектора переміщень:

$$\dot{\varepsilon}_{\alpha(\alpha)} = \frac{1}{2} \sum_{S_1=\pm1} \sum_{S_2=\pm1} u_{m'}(S_1 S_2)^{S_\alpha} \dot{z}^{m'}_{,\alpha},$$
$$\dot{\varepsilon}_{\alpha(\alpha).(3-\alpha)} = \frac{1}{2} \sum_{S_1=\pm1} \sum_{S_2=\pm1} u_{m'}(S_1 S_2)\left(2 S_1 S_2 \dot{z}^{m'}_{,\alpha} + S_\alpha \dot{z}^{m'}_{,12}\right), \qquad (10)$$

$$\dot{\varepsilon}_{12} = \frac{1}{4}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} u_{m'}\left(S_1S_2\right)\left(S_1\dot{z}^{m'}_{,2} + S_2\dot{z}^{m'}_{,1}\right),$$

$$\dot{\varepsilon}_{3\alpha} = \frac{1}{8}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} 2u_{m'}\left(S_1S_2\right)S_\alpha\dot{z}^{m'}_{,3} + u_{m'}\left(S_1S_2\right)_{,3}\dot{z}^{m'}_{,3},$$

$$\dot{\varepsilon}_{3\alpha.(3-\alpha)} = \frac{1}{8}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} 2u_{m'}\left(S_1S_2\right)\left(2\dot{z}^{m'}_{,3}S_1S_2 + S_\alpha\dot{z}^{m'}_{3(3-\alpha)}\right) + u_{m'}\left(S_1S_2\right)_{,3}\left(2S_{(3-\alpha)}\dot{z}^{m'}_{.\alpha} + \dot{z}^{m'}_{.12}\right),$$

$$\dot{\varepsilon}_{33} = \frac{1}{4}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} u_{m'}\left(S_1S_2\right)_{.3}\dot{z}^{m'}_{,3}, \qquad \dot{\varepsilon}_{33.\alpha} = \frac{1}{4}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1} u_{m'}\left(S_1S_2\right)_{.3}(\dot{z}^{m'}_{,3\alpha} + 2S\dot{z}^{m'}_{,3}).$$

Використовуючи розклад вузлових переміщень в напрямках x^3 в ряд по координатним функціям (3), отримуємо наступні формули для коефіцієнтів розкладу повних деформацій в ряд Маклорена:

$$\dot{\varepsilon}_{\alpha(\alpha)} = \frac{1}{2}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1}\sum_{l=0}^{4} u_{m'^l}\left(s_1s_2\right)\varphi^l S_\alpha\dot{z}^{m'}_{,\alpha},$$

$$\dot{\varepsilon}_{\alpha(\alpha).(3-\alpha)} = \frac{1}{2}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1}\sum_{l=0}^{4} u_{m'^l}\left(s_1s_2\right)\varphi^l \times\left(2S_1S_2\dot{z}^{m'}_{,\alpha} + S_\alpha\dot{z}^{m'}_{,12}\right),$$

$$\dot{\varepsilon}_{12} = \frac{1}{4}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1}\sum_{l=0}^{4} 2u_{m'^l}\left(s1s_2\right)\varphi^l\left(S_1\dot{z}^{m'}_{,2} + S_2\dot{z}^{m'}_{,1}\right),$$

$$\dot{\varepsilon}_{3\alpha} = \frac{1}{8}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1}\sum_{l=0}^{4} 2u_{m'^l}\left(s_1s_2\right)\varphi^l \times S_\alpha\dot{z}^{m'}_{,3} + u_{m'^l}\left(s_1s_2\right)\varphi^l_{,3}\dot{z}^{m'}_{,\alpha}, \tag{11}$$

$$\dot{\varepsilon}_{\alpha(\alpha).(3-\alpha)} = \frac{1}{8}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1}\sum_{l=0}^{4} 2u_{m'^l}\left(s_1s_2\right)\varphi^l \times\left(2\dot{z}^{m'}_{,3}S_1S_2 + S_\alpha\dot{z}^{m'}_{,3(3-\alpha)}\right) + u_{m'^l}\left(s_1s_2\right)\varphi^l_{,3}$$

$$\dot{\varepsilon}_{33} = \frac{1}{4}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1}\sum_{l=0}^{4} u_{m'^l}\left(s_1s_2\right)\varphi^l_{,3}\dot{z}^{m'}_{,3}, \quad \dot{\varepsilon}_{33,\alpha} = \frac{1}{4}\sum_{S_1=\pm1}\sum_{S_2=\pm1}\sum_{l=0}^{4} u_{m'^l}\left(s_1s_2\right)\varphi^l_{,3}\times(\dot{z}^{m'}_{,3} + 2S_\alpha\dot{z}^{m'}_{,3}),$$

де $\varphi^l_{,3} = \dfrac{d\varphi^2}{dx^3}$.

ВИВЕДЕННЯ РІВНЯНЬ РІВНОВАГИ І МАТРИЦІ ЖОРСТКОСТІ СЕ

Процес деформування просторових тіл описується у відповідності з варіаційним принципом можливих переміщень. Об'єкт апроксимується системою із M кінцевих елементів, рівняння рівноваги якої має вигляд:

$$\sum_{m=1}^{M}\delta W_m - \delta A_m = 0. \tag{12}$$

Запишемо вираз варіації енергії деформації одного скінченого елемента:

$$\delta W = \int_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}}\int_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}}\int_{x^3=-1}^{x^3=1}\sigma^{ij}\delta\varepsilon_{ij}\sqrt{g}\,dx^1dx^2dx^3. \tag{13}$$

Використовуючи представлення компонент тензорів напружень і деформацій виразами Маклорена (7), (8), отримаємо:

$$\delta W = \int\limits_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}} \int\limits_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}} \int\limits_{x^3=-1}^{x^3=1} \left(\dot{\sigma}^{\alpha(\alpha)} + \dot{\sigma}^{\alpha(\alpha)}_{,(3-\alpha)} x^{(3-\alpha)}\right) \times \delta\left(\dot{\varepsilon}_{\alpha(\alpha)} + \dot{\varepsilon}_{\alpha(\alpha),(3-\alpha)} x^{(3-\alpha)}\right) + \left(\dot{\sigma}^{33} + \dot{\varepsilon}_{33,(\alpha)} x^{(\alpha)}\right) +$$
$$+2\left(\dot{\sigma}^{3\alpha} + \dot{\sigma}^{3\alpha}_{,(3-\alpha)} x^{(3-\alpha)}\right) \delta\left(\dot{\varepsilon}_{3\alpha} + \dot{\varepsilon}_{3\alpha,(3-\alpha)} x^{(3-\alpha)}\right) + 2\dot{\sigma}^{12} \delta\dot{\varepsilon}_{12} \sqrt{g}\, dx^1 dx^2 dx^3. \tag{14}$$

Проінтегруємо вираз (14) в області поперечного перерізу згідно з формулами:

$$\int\limits_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}} \int\limits_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}} dx^1 dx^2 = 1, \quad \int\limits_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}} \int\limits_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}} x^\alpha dx^1 dx^2 = 0,$$
$$\int\limits_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}} \int\limits_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}} x^\alpha x^\beta dx^1 dx^2 = \begin{cases} 0, \alpha = \beta \\ \frac{1}{12}, \alpha = \beta \end{cases} \tag{15}$$

Після інтегрування маємо:

$$\delta W = \int\limits_{-1}^{1} (\dot{\sigma}^{ij} \delta\dot{\varepsilon}_{ij} + \frac{1}{12} \sum_{\alpha=1}^{2} \left(\dot{\sigma}^{\alpha(\alpha)}_{,(3-\alpha)} \delta\dot{\varepsilon}_{\alpha(\alpha),(3-\alpha)} + \dot{\sigma}^{33}_{,(\alpha)} \delta\dot{\varepsilon}_{33,(\alpha)} + 2\dot{\sigma}^{3(\alpha)}_{,(3-\alpha)} \delta\dot{\varepsilon}_{3\alpha,(3-\alpha)}\right)) \sqrt{g}\, dx^3 \tag{16}$$

Для зручності подальших записів перейдемо до матричної форми запису:

$$\delta W = \int\limits_{-1}^{1} ((\delta\{\dot{\varepsilon}\}^T)\{\dot{\sigma}\} + \frac{1}{12} \sum_{\alpha=1}^{2} \left(\delta\{\dot{\varepsilon}\}^T_{,\alpha}\right)\{\dot{\sigma}\}_{,\alpha} \sqrt{g}\, dx^3, \tag{17}$$

де

$$\{\dot{\varepsilon}\}^T = \{\dot{\varepsilon}_{11}\dot{\varepsilon}_{12}\dot{\varepsilon}_{22}\dot{\varepsilon}_{23}\dot{\varepsilon}_{31}\dot{\varepsilon}_{33}\}^T, \ \{\dot{\varepsilon}\}^T_{,1} = \{\dot{\varepsilon}_{22,1}\dot{\varepsilon}_{23,1}\dot{\varepsilon}_{33,1}\}^T, \ \{\dot{\varepsilon}\}^T_{,2} = \{\dot{\varepsilon}_{11,2}\dot{\varepsilon}_{31,2}\dot{\varepsilon}_{33,2}\}^T, \tag{18}$$

$$\{\dot{\sigma}\}^T = \{\dot{\sigma}^{11}\dot{\sigma}^{12}\dot{\sigma}^{22}\dot{\sigma}^{23}\dot{\sigma}^{31}\dot{\sigma}^{33}\}^T, \ \{\dot{\sigma}\}^T_{,1} = \{\sigma^{22}_{.1}\sigma^{23}_{.1}\sigma^{33}_{.1}\}^T, \ \{\dot{\sigma}\}^T_{,2} = \{\sigma^{22}_{.2}\sigma^{23}_{.2}\sigma^{33}_{.2}\}^T, \tag{19}$$

Запишемо компоненти векторів $\{\dot{\varepsilon}\}$ і $\{\dot{\varepsilon}\}_{,\alpha}$ через компоненти вектора коефіцієнтів розкладу вузлових переміщень по координатним функціям $\{u_l\}$, згідно (11):

$$\{\dot{\varepsilon}\} = \sum_{l=0}^{4} \left([E]\varphi^{(l)} + [F]\varphi^{(l)}_{,3}\right)\{u_l\}, \quad \{\dot{\varepsilon}\}^T_{,\alpha} = \sum_{l=0}^{4} \left([E]\varphi^{(l)} + [F]_{,\alpha}\varphi^{(l)}_{,3}\right)\{u_l\}, \tag{20}$$

де

$$\{u_l\}^T = \left\{\left\{u_{m'}(-1,-1)\right\}\left\{u_{m'}(-1,1)\right\} \times \left\{u_{m'}(1,-1)\right\}\left\{u_{m'}(1,1)\right\}\right\}^T \tag{21}$$

$m = 1,2,3$

Компоненти матриць $[E]$, $[F]$, $[E]_{,\alpha}$, $[F]_{,\alpha}$ знаходяться відповідно відношенням (11).

Варіацію енергії деформації скінченого елемента (17) зобразимо з врахуванням (20):

$$\delta W = \int_{-1}^{1} \sum_{l=0}^{l} (\delta\{u_l\}^T ([E]^T \varphi^{(l)} + [F]^T \varphi_{,3}^{(l)} \{\dot{\delta}\} + \\ + \frac{1}{12}\sum_{\alpha=1}^{2} \delta\{u_l\}^T \varphi^{(l)} ([E]_{,\alpha}^T \varphi^{(l)} + \varphi^{(l)} ([E]_{,\alpha}^T \varphi^{(l)} + [F]_{,\alpha}^T \varphi_{,3}^{(l)}) \{\dot{\sigma}\}_{,\alpha}) \sqrt{g} dx^3 \quad (22)$$

Інтегрування по x^3 виконаємо чисельно, використовуючи формулу Гауса, в результаті отримаємо:

$$\delta W = \sum_{\alpha=1}^{2} [F]_{,\alpha}^T \sum_{l=0}^{4} \delta\{u_l\}^T \{r_l\}, \quad (23)$$

де

$\{r_l\}$ - вектор амплітудних значень вузлових реакцій:

$$\{r_l\} = \sum_{k=1}^{N} ((([E]^T \{\dot{\sigma}\} + \frac{1}{12}\sum_{\alpha=1}^{2} [E]_{\alpha}^T) \varphi^{(l)} + [F]^T \{\sigma\} + \frac{1}{12}\sum_{\alpha=1}^{2} [F]_{,\alpha}^T \{\dot{\sigma}\}_{,\alpha}) \varphi^{(l)} \sqrt{g})_k H_k. \quad (24)$$

Компоненти векторів $\{\dot{\sigma}\}$, $\{\dot{\sigma}\}_{,\alpha}$, що входять до виразу (24), є вільними функціями координати x^3; через H_k позначені залежні функції.

Для виводу лініарізованої матриці жорсткості універсального призматичного СЕ запишемо рівняння рівноваги в приростах:

$$\delta(\Delta W) - \delta(\Delta A) = 0. \quad (25)$$

Варіація приросту енергії деформованого СЕ розраховується за формулою:

$$\delta(\Delta W) = \sum_{l=0}^{L} \sum_{k=1}^{N} \delta\{u_l\}^T (((([LE]^T \delta\{u_l\}^T + \frac{1}{12}\sum_{\alpha=1}^{2} [E]_{,\alpha}^T \{\Delta\dot{\sigma}\}_{,\alpha} \varphi^{(l)} + ([F]^T \{\Delta\dot{\sigma}\} + \sum_{\alpha=1}^{2} [F]_{,\alpha}^T \{\Delta\dot{\sigma}\}_{,\alpha} \varphi_{,3}^{(l)} \sqrt{g}_k H_k. \quad (26)$$

Коефіцієнти розкладу приростів напружень пов'язані з коефіцієнтами розкладу приростів деформацій:

$$\{\Delta\dot{\sigma}\} = [D]\{\Delta\dot{\varepsilon}\}, \quad \{\Delta\dot{\sigma}\}_{,\alpha} = [D]_{,\alpha} \{\Delta\dot{\varepsilon}\}_{,\alpha} \quad (27)$$

Компоненти матриць $[D]$ і $[D]_{,\alpha}$ обчислюються з врахуванням залежності фізико-механічних параметрів матеріалу від температури і рівня розвитку пластичних деформацій [2].

Запишемо коефіцієнти розкладу приросту деформацій в ряд Маклорена, які входять в (27) через приріст переміщень. Тоді вираз (26) можна записати в наступному вигляді:

$$\delta(\Delta W) = \sum_{l=0}^{L} \sum_{p=0}^{L} \delta\{u_l\}^T [K_{lp}^{\wedge}] \{{}_{\Delta}u_p\} \quad (28)$$

Через $[K_{lp}^{\wedge}]$ позначена амплітудна лінеарізована матриця жорсткості:

$$[K_{lp}^{\wedge}] = \sum_{k=1}^{N} \Big(([E]^T [B][E] \varphi^{(l)} \varphi^{(p)} + [E]^T [D][F] \varphi^{(l)} \varphi_{,3}^{(p)} + [F]^T [D][E] \varphi_{,3}^{(l)} \varphi^{(p)} + \\ + [F]^T [D][F] \varphi_{,3}^{(l)} \varphi_{,3}^{(p)} + \frac{1}{12}\sum_{\alpha=1}^{2} [E]_{,\alpha}^T [D]_{,\alpha} [E]_{,\alpha} \varphi^{(l)} \varphi^{(p)} + \\ + [E]_{,\alpha}^T [D]_{,\alpha} [F]_{,\alpha} \varphi^{(l)} \varphi_{,3}^{(p)} + [F]_{,\alpha}^T [D]_{,\alpha} [E]_{,\alpha} \varphi_{,3}^{(l)} \varphi^{(p)} + [E]_{,\alpha}^T [D]_{,\alpha} [F]_{,\alpha} \varphi_{,3}^{(l)} \varphi_{,3}^{(p)} \Big) \sqrt{g} \Big)_k H_k \quad (29)$$

При побудові лінеарізованої матриці жорсткості компоненти матриці жорсткості компоненти матриць зв'язку приросту напружень з приростами деформацій є змінними і відображають зміну характеристик матеріалу в пластичній області напруження. Однак, в роботі [1] показано, що в задачах пластичності доцільно використовувати початкову матрицю жорсткості, отриману на першому пружному кроці.

Приймемо, що зв'язок між коефіцієнтами розкладу приростів деформацій і напружень здійснюється по лінійному закону. Тоді в виразі (27) замість матриць $[D]$, $[D]_{,\alpha}$ увійдуть матриці $[C]$, $[C]_{,\alpha}$, сформовані компонентами тензора пружніх постійних.

Враховуючи введені пропозиції отримаємо вираз для початкової матриці жорсткості скінченого елемента:

$$\begin{aligned}\left[K_{lp}\right]=\sum_{k=1}^{N}\Bigg(\Big(&\left[E\right]^{T}\left[C\right]\left[E\right]\varphi^{(l)}\varphi^{(p)}+\left[E\right]^{T}\left[C\right]\left[F\right]\varphi^{(l)}\varphi_{,3}^{(p)}+\left[F\right]^{T}\left[C\right]\left[E\right]\varphi_{,3}^{(l)}\varphi^{(p)}+\\&+\left[F\right]^{T}\left[C\right]\left[F\right]\varphi_{,3}^{(l)}\varphi_{,3}^{(p)}+\frac{1}{12}\sum_{\alpha=1}^{2}\left[E\right]_{,\alpha}^{T}\left[C\right]_{,\alpha}\left[E\right]_{,\alpha}\varphi^{(l)}\varphi^{(p)}+\\&+\left[E\right]_{,\alpha}^{T}\left[C\right]_{,\alpha}\left[F\right]_{,\alpha}\varphi^{(l)}\varphi_{,3}^{(p)}+\left[F\right]_{,\alpha}^{T}\left[C\right]_{,\alpha}\left[E\right]_{,\alpha}\varphi_{,3}^{(l)}\varphi^{(p)}+\left[E\right]_{,\alpha}^{T}\left[C\right]_{,\alpha}\left[F\right]_{,\alpha}\varphi_{,3}^{(l)}\varphi_{,3}^{(p)}\Big)\sqrt{g}\Bigg)_{k}H_{k}\end{aligned}\tag{30}$$

Важливим частковим випадком даної методики, яка дозволяє значно скоротити об'єм розрахунків, є розгляд тіл, геометричні характеристики яких постійні вздовж координати розкладу, а змінюються тільки фізичні параметри.

Для тіл, геометрія яких не змінилася вздовж $z^{3'}$ відрізняються від нуля тільки наступні компоненти тензора перетворень:

$$z_{.i}^{i'}\neq 0,\quad z_{.2}^{1'}=z_{.1}^{2'}\neq 0\tag{31}$$

Тоді, використовуючи $g_{ij}=z_{,i}^{m'}z_{,j}^{n'}g_{mn}$, отримаємо, що компоненти g_{13} і g_{23} метричного тензора рівні нулю:

$$g_{13}=g_{23}=0\tag{32}$$

В цьому випадку достатньо обчислити матриці, які встановлюють зв'язок між коефіцієнтами розкладу деформацій в ряд Маклорена з коефіцієнтами розкладу вузлових переміщень в ряд по координатним функціям в одному із перерізів. Оскільки ненульові елементи матриць для даного випадку є постійними вздовж координати розкладу, то вираз для вектора амплітудних значень вузлових реакцій (24) спроститься наступним чином:

$$\{r_l\}=\left(\left(\left[E\right]^{T}\cdot I_1^{(l)}+\left[F\right]^{T}\cdot I_2^{(l)}\right)+\frac{1}{12}\sum_{\alpha=1}^{2}\left[E\right]_{,\alpha}^{T}\cdot I_1^{(l)}+\left[F\right]^{T}\cdot I_2^{(l)}\right)\sqrt{g},\tag{33}$$

де

$$\begin{aligned}&I_1^{(l)}=\sum_{k=1}^{N}\left(\{\dot{\sigma}\}\varphi^{(l)}\right)\sqrt{g}_{k}H_k,\quad J_1^{(l)}=\sum_{k=1}^{N}\left(\{\dot{\sigma}\},\alpha\varphi^{(l)}\right)_{k}H_k,\\&I_2^{(l)}=\sum_{k=1}^{N}\left(\{\dot{\sigma}\}\varphi_{,3}^{(l)}\right)_{k}H_k,\quad J_2^{(l)}=\sum_{k=1}^{N}\left(\{\dot{\sigma}\},\alpha\varphi_{,3}^{(l)}\right)_{k}H_k,\end{aligned}\tag{34}$$

Компоненти матриць, встановлюючи зв'язок коефіцієнтів розкладу деформацій і напружень в ряд Маклорена $[C]$ і $[C]$ обчислюються згідно

$$C^{ijmn} = \lambda g^{mn} g^{ij} + \mu (g^{mi} g^{nj} + g^{mj} g^{ni})$$

через компоненти метричного тензора і величини $\lambda(z3')$ і $\mu(z3')$, які змінюються вздовж координати розкладу. Як наслідок, компоненти матриць $[C]$ і $[C],\alpha$ також є змінними величинами, але їх можна записати, виділяючи окремо постійні і змінні вздовж координати розкладу фрагменти:

$$[C] = \lambda(z3')[C],\alpha + \mu(z3')[C]\mu, \qquad (35)$$

Тоді матриці $[C]\alpha$, $[C]\mu$, $[C],\alpha\lambda$, $[C],\alpha\mu$ достатньо визначити в одному з перерізів тіла, а чисельне інтегрування проводити, враховуючи тільки величини, залежні від $z^{3\prime}$.

Для компактності запису виразів для коефіцієнтів матриці жорсткості універсального призматичного СЕ загального типу з змінними фізико-механічними параметрами введемо наступні позначення:

$$[C] = \lambda(z3')[C],\alpha + \mu(z3')[C]\mu,$$

$$\begin{aligned}
J_1^{lp} &= \sum_{k=1}^{N} \left(\alpha\varphi^{(l)}\varphi^{(p)}\right)_k H_k, & J_2^{lp} &= \sum_{k=1}^{N} \left(\alpha\varphi^{(l)}\varphi_{,3}^{(p)}\right)_k H_k,\\
J_3^{lp} &= \sum_{k=1}^{N} \left(\alpha\varphi_{,3}^{(l)}\varphi^{(p)}\right)_k H_k, & J_4^{lp} &= \sum_{k=1}^{N} \left(\alpha\varphi_{,3}^{(l)}\varphi_{,3}^{(p)}\right)_k H_k,\\
I_1^{lp} &= \sum_{k=1}^{N} \left(\mu\varphi^{(l)}\varphi^{(p)}\right)_k H_k, & I_2^{lp} &= \sum_{k=1}^{N} \left(\mu\varphi^{(l)}\varphi_{,3}^{(p)}\right)_k H_k,\\
I_3^{lp} &= \sum_{k=1}^{N} \left(\mu\varphi_{,3}^{(l)}\varphi^{(p)}\right)_k H_k, & I_4^{lp} &= \sum_{k=1}^{N} \left(\mu\varphi_{,3}^{(l)}\varphi_{,3}^{(p)}\right)_k H_k.
\end{aligned} \qquad (36)$$

Тоді матриця жорсткості СЕ зі змінними фізичними параметрами визначається за формулою:

$$\begin{aligned}
[K]_{lp} = {} & [E]^T [C_1]_{lp} [E] + [E]^T [C_2]_{lp} [F] + [F]^T [C_3]_{lp} [E] + [F]^T [C_4]_{lp} [F] + \frac{1}{12}\sum_{\alpha=1}^{2} [E]_{,\alpha}^T [C_1]_{,\alpha lp} [E]_{,\alpha} + \\
& + [E]_{,\alpha}^T [C_2]_{,\alpha lp} [F]_{,\alpha} + [F]_{,\alpha}^T [C_3]_{,\alpha lp} [E]_{,\alpha} + [F]_{,\alpha}^T [C_4]_{,\alpha lp} [F]_{,\alpha} \sqrt{g},
\end{aligned} \qquad (37)$$

де

$$[C_n]_{lp} = J_n^{lp} [C_\lambda] + I_n^{lp} [C_\mu],$$

$$[C_n]_{,\alpha lp} = J_n^{lp} [C\ ]_{,\alpha\lambda} + I_n^{lp} [C\ ]_{,\alpha\mu}$$

ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНЬ В ГЕОМЕТРИЧНО НЕЛІНІЙНИХ ЗАДАЧАХ

Представимо напруження в актуальній конфігурації як суму напружень, досягнутих при деформації тіла в змінній відліковій конфігурації $\tilde{\sigma}^{ij}$ і приросту напружень $\Delta\sigma^{ij}$, зумовленими пружними деформаціями при переході до актуальної конфігурації:

$$\sigma^{ij} = \tilde{\sigma}^{ij} + \Delta\sigma^{ij}, \qquad (38)$$

або, відносно всіх вхідних конфігурацій в (38) до величин актуальної конфігурації:

$$\sigma^{ij} = \bar{\sigma}^{ij} + \Delta\sigma^{ij}, \qquad (39)$$

Перейшовши до тензорної форми (38) і (39) запишемо у вигляді:

$$\hat{\sigma} = \hat{\sigma} + \Delta\hat{\sigma} \qquad (40)$$

$$\hat{\sigma} = \hat{\bar{\sigma}} + \Delta\hat{\sigma} \qquad (41)$$

де

$$\begin{aligned}
\hat{\sigma} &= \sigma^{ij} \vec{R}_i \vec{R}_j, & \hat{\bar{\sigma}} &= \tilde{\sigma}^{ij} \vec{r}_i \vec{r}_j,\\
\Delta\hat{\sigma} &= \Delta\sigma^{ij} \vec{R}_i \vec{R}_j, & \hat{\bar{\sigma}} &= \tilde{\sigma}^{ij} \vec{R}_i \vec{R}_j
\end{aligned} \qquad (42)$$

Тут $\hat{\bar{\sigma}}$ - тензор, який характеризує частину напружень в актуальній конфігурації, обумовлених попередніми напруженнями,

тобто переходом від початкової відлікової конфігурації до змінної відлікової.

Виходячи з (40), приріст напружень:

$$\Delta\hat{\sigma} = \hat{\sigma} - \hat{\bar{\sigma}}. \qquad (43)$$

В цьому випадку $\Delta\sigma$ являє собою добуток матеріальної похідної $\dot{\hat{\sigma}}$ на Δt:

$$\dot{\hat{\sigma}}\Delta t = \hat{\sigma} - \hat{\tilde{\sigma}} \qquad (44)$$

З іншої сторони, з (41)

$$\dot{\hat{\sigma}}\Delta t = \hat{\sigma} - \hat{\bar{\sigma}} \qquad (45)$$

Такий підхід еквівалентний використанню об'єктивної похідної Олдроіда від тензора напружень [5]:

$$\hat{\sigma}^{ol}\,\Delta t = \hat{\sigma} - \hat{\bar{\sigma}} \qquad (46)$$

Покажемо це.

$$\hat{\sigma}^{ol} = \dot{\hat{\sigma}} - \frac{1}{\Delta t}(\hat{\bar{\sigma}} - \hat{\tilde{\sigma}}) = \dot{\hat{\sigma}} - \frac{1}{\Delta t}(\tilde{\nabla}\vec{R}^T\,\hat{\tilde{\sigma}}\,\tilde{\nabla}\vec{R} - \hat{\tilde{\sigma}}). \qquad (47)$$

Взявши до уваги, що

$$\nabla\vec{R} = \hat{E} + \nabla\vec{U}, \qquad (48)$$

маємо

$$\hat{\sigma}^{ol} = \dot{\hat{\sigma}} - \frac{1}{\Delta t}(\hat{\tilde{\sigma}} + \hat{\tilde{\sigma}}\,\tilde{\nabla}\vec{U} + \tilde{\nabla}\vec{U}^T\,\hat{\tilde{\sigma}} + \tilde{\nabla}\vec{U}^T\,\hat{\tilde{\sigma}}\,\tilde{\nabla}\vec{U} - \hat{\tilde{\sigma}}) = \dot{\hat{\sigma}} - \frac{1}{\Delta t}(\hat{\tilde{\sigma}}\,\tilde{\nabla}\vec{R}^T\,\nabla\vec{U} + \nabla\vec{U}^T\tilde{\nabla}\vec{R}^T\,\hat{\tilde{\sigma}}). \qquad (49)$$

Враховуючи, що при $\Delta t \to 0$:

$$\vec{U} = \vec{v}dt,\ \tilde{\nabla}\vec{R} \to \vec{E},\ \tilde{\nabla}\vec{R}^T \to E,\ \hat{\tilde{\sigma}} \to \hat{\sigma},,$$

отримаємо вираз для об'єктивної похідної, яка відповідає похідній, взятої за Олдроідом:

$$\hat{\sigma}^{ol} = \dot{\hat{\sigma}} - \nabla\vec{v}^T\,\hat{\sigma} - \hat{\sigma}\,\vec{v} \qquad (50)$$

ТЕРМОВ'ЯЗКОПРУЖНОПЛАСТИЧНЕ ДЕФОРМУВАННЯ

В даній роботі використовуються визначальні відношення для ізотропного матеріалу при умові малості пружніх деформацій. В якості міри швидкості деформації застосовується похідна Олдроіда від тензора деформацій, в якості міри швидкості зміни напруженого стану – похідна Олдроіда від тензора Коші [7]. Для ізотропних матеріалів справедливе адитивний розклад швидкості деформації на пружну, пластичну і повзучу складові. Враховуючи, що

$$\Delta\hat{\varepsilon} = \hat{\varepsilon}^{ol}\,\Delta t, \qquad (51)$$

аналогічне розкладу можна записати і для приростів [6]:

$$\Delta\hat{\varepsilon} = \Delta\hat{\varepsilon}^{l} + \Delta\hat{\varepsilon}^{\theta} + \Delta\hat{\varepsilon}^{P} + \Delta\hat{\varepsilon}^{C} \qquad (52)$$

Фізичні відношення для пружніх складових запишемо в формі закону Гука для приростів:

$$\Delta\hat{\sigma} = C\Delta\hat{\varepsilon}^{l}, \qquad (53)$$

де $\Delta\hat{\sigma} = \hat{\sigma}^{ol}\,\Delta t$

Приріст температурних деформацій визначається за формулою:

$$\Delta\hat{\varepsilon}^{\theta} = \hat{L}\nabla\vec{T}. \qquad (54)$$

Для визначення пластичних деформацій і деформацій повзучості використовуються закони пластичної текучості [3] і зміцнення [4, 10]:

$$\Delta\hat{\varepsilon}^{P} = d\lambda_P\,\hat{S}, \qquad (55)$$

$$\Delta\hat{\varepsilon}^{C} = d\lambda_C\,\hat{S}, \qquad (56)$$

Визначальні відношення, записані в формі (53) – (56) об'єктивні, індиферентність вхідних в них величин була показана раніше.

Головні параметри, вхідні в рівняння стану, визначаються з дослідів на простий розтяг або стиск при різних температурах нагріву циліндричних зразків і різної швидкості деформування. Діаграми зміцнення, побудовані в координатах (інтенсивність напружень) – (параметр Одквіста, який для одномірного деформування співпадає з – інтенсивністю логарифмічної міри деформацій) і, як показано в роботі Тормахова [11], достатньо повно характеризує поведінку матеріалу за границею пружності в процесах, близьких до простих ,що супроводжуються великими нелінійними деформаціями.

Для побудови рівнянь МССЕ використовуємо вираз варіації енергії деформації уні-

версального призматичного СЕ загального типу в актуальній конфігурації:

$$\delta W = \frac{1}{2} \int\limits_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}} \int\limits_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}} \int\limits_{x^3=-1}^{x^3=1} \sigma^{ij} \delta G_{ij} \sqrt{G} dx^1 dx^2 dx^3. \quad (57)$$

де G_{ij} - компоненти метричного тензора, знаходять за формулою

$$G_{ij} = \widetilde{Z}_{,i}^{m'} \widetilde{Z}_{,j}^{m'} + \widetilde{Z}_{,i}^{m'} u_{,j}^{m'} + u_{,i}^{m'} \widetilde{Z}_{,j}^{m'} + u_{,i}^{m'} u_{,j}^{m'} = \widetilde{g}_{ij} + \Delta G_{ij}.$$

Враховуючи, що при варіюванні в актуальній конфігурації $\widetilde{g}_{ij}$ залишається незмінним, перетворимо вираз (57):

$$\delta W = \frac{1}{2} \int\limits_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}} \int\limits_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}} \int\limits_{x^3=-1}^{x^3=1} \sigma^{ij} \delta\left(\Delta G_{ij}\right) \sqrt{G} dx^1 dx^2 dx^3. \quad (58)$$

Перейшовши до деформацій в актуальній конфігурації згідно $\Delta\varepsilon_{kl} = \Delta\varepsilon^{ij} G_{ik} G_{jl} \approx \Delta\varepsilon^{ij} \widetilde{g}_{jl} = \frac{1}{2} \Delta G_{kl}$, отримаємо:

$$\delta W = \frac{1}{2} \int\limits_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}} \int\limits_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}} \int\limits_{x^3=-1}^{x^3=1} G^{ij} \delta\left(\Delta\varepsilon_{ij}\right) \times \sqrt{G} dx^1 dx^2 dx^3. \quad (59)$$

Представивши у відповідності з МССЕ компоненти тензорів деформацій і напружень відрізками ряду Маклорена і виконавши інтегрування в області поперечного перерізу, запишемо вираз енергії деформації СЕ в актуальній конфігурації в матричній формі:

$$\delta W = \int\limits_{-1}^{1} ((\sigma \{\Delta\dot{\varepsilon}\}^T) \{\Delta\dot{\sigma}\} + \frac{1}{12} \int\limits_{\alpha=1}^{2} (\sigma \{\dot{\varepsilon}\}_{,\alpha}^T) \{\Delta\dot{\sigma}\}_{,\alpha}) \quad (60)$$

де

$$\{\Delta\dot{\varepsilon}\}^T = \{\Delta\dot{\varepsilon}_{11} 2\Delta\dot{\varepsilon}_{12} \Delta\dot{\varepsilon}_{22} 2\Delta\dot{\varepsilon}_{23} 2\Delta\dot{\varepsilon}_{31} \Delta\dot{\varepsilon}_{33}\}^T.$$

$$\{\Delta\dot{\varepsilon}\}_{,\alpha}^T = \left\{\Delta\dot{\varepsilon}_{(3-\alpha)(3-\alpha),\alpha} 2\Delta\dot{\varepsilon}_{(3-\alpha)3,\alpha} \Delta\dot{\varepsilon}_{33,\alpha}\right\}^T.$$

Знаходимо варіацію приростів деформацій в актуальній конфігурації, використовуючи вираз $\Delta\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(\widetilde{Z}_{,i}^{m'} u_{,j}^{m'} + u_{,i}^{m'} \widetilde{Z}_{,j}^{m'} + u_{,i}^{m'} u_{,j}^{m'})$:

$$\delta\left(\Delta\varepsilon_{ij}\right) = \frac{1}{2}\left(Z_{,i}^{m'} \delta U_{,j}^{m'} + Z_{,j}^{m'} \delta U_{,i}^{m'} + \delta\left(U_{,i}^{m'} U_{,j}^{m'}\right)\right) = \frac{1}{2} \quad (61)$$

Взявши до уваги формулу $Z_{,i}^{m'} = \widetilde{Z}_{,i}^{m'} + u_{,i}^{m'}$, приведемо (61) до вигляду, аналогічному запису варіації приростів лінійної деформації:

$$\delta\left(\Delta\varepsilon_{ij}\right) = \frac{1}{2}\left(Z_{,i}^{m'} \delta U_{,j}^{m'} + Z_{,j}^{m'} \delta U_{,i}^{m'}\right) \quad (62)$$

Це дозволить показати варіації приростів деформацій і їх похідних в формі, співпадаючій з отриманими раніше формулами для малих пластичних деформацій:

$$\delta\{\Delta\dot{\varepsilon}\} = \sum_{l=0}^{L} \left([E]\varphi^{(l)} + [F]\varphi_{.3}^{(l)}\right) \delta\{U_l\}$$

$$\left(\Delta\dot{\varepsilon}\right)_{,\alpha} = \sum_{l=0}^{L}\left(\left[E\right]_{.\alpha}\varphi^{(l)} + \left[F\right]_{.\alpha}\varphi_{.3}^{(l)}\right) \quad (63)$$

Елементи матриць $[E]$, $[F]$, $[E]_{.\alpha}$, $[F]_{.\alpha}$ визначаються по значенням компонент тензора перетворення, обчисленим в актуальній конфігурації.

Підставимо (63) в вираз варіації енергії деформації скінченого елемента (60) і після чисельного інтегрування по формулі Гауса, отримаємо:

$$\delta W = \sum_{l=0}^{L}\delta\left\{U_l\right\}\left\{r_l\right\} \quad (64)$$

де $\left\{r_l\right\}$ - вектор вузлових реакцій.

По вигляду вираз (65) співпадає з отриманим без врахування великих пластичних деформацій, однак записано в актуальній конфігурації.

$$\left\{r_l\right\} = \sum_{k=1}^{N}\left(\left(\left(\left[E\right]^T\left\{\dot{\sigma}\right\} + \frac{1}{12}\sum_{\alpha=1}^{Z}\left[E\right]_{,\alpha}^T\left\{\dot{\sigma}\right\}_{,\alpha}\varphi^{(l)} + \left(\left[F\right]^T\left\{\dot{\sigma} + \frac{1}{12}\sum_{\alpha=1}^{Z}\left[E\right]_{,\alpha}^T\left\{\dot{\sigma}\right\}_{,\alpha}\right\}\varphi_{.3}^{(l)}\sqrt{G}\right)_k H_k \quad (65)$$

При розрахунку елементів лінеарізованої (з врахуванням зміни геометрії матриці жорсткості) використовуються отримані раніше співвідношення (30), а всі вхідні величини обчислюються в змінній відліковій конфігурації на кожному кроці по параметру зсуву.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Отримані розрахункові співвідношення МССЕ універсального призматичного СЕ загального типу – вирази матриці жорсткості і вектору вузлових реакцій – для розв'язання геометрично нелінійних задач термов'язкопружнопластичності призматичних тіл. Що дозволить в подальшому досліджувати напружено-деформований стан криволінійних неоднорідних призматичних тіл.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Гуляр А.И.** Иследование эффективности различных алгоритмов решения задачи упруго-пластического равновесия / А.И. Гуляр, И.В. Половец // *Сопротивления материалов и теория сооружений. -1983. Вып.42. – С.81-87.*
2. **Гуляр А.И.** Численное моделированиена основе метода конечных элементов процессов пластического формоизменения тел вращения при наличии сил трения */ А.И. Гуляр, И.В. Половец, А.С. Сахаров –Рукопись деп. В УкрНИИНТИ, № 1788 Ук-84 деп.*
3. **Качанов Л.М.** Основы теории пластичности . *– М.: Физматгиз, 1960. – 456 с.*
4. **Качанов Л.М.** Теория ползучести . *– М.: Физматгиз, 1969. – 420 с.*
5. **Лурье А.И.** Нелинейная теория упругости/ *А. И. Лурье. – М. : Наука, 1980. – 512с.*
6. **Максим'юк Ю.** Розв'язувальні співвідношення моментної схеми скінчених елементів в задачах термов'язкопружнопластичного деформування */ Ю. Максим'юк, А. Козак, О. Максим'юк // Будівельні конструкції теорія і практика – 2019. – Вип. 4. – С. 10–20.*
7. **Максим'юк Ю.В.** Індиферентність тензорів деформацій, напружень та їх прирощень при умові енергетичної сполученості / Ю.В. Максим'юк *// Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-техн. збірник / Відп. ред. В.А.Баженов. –К.:КНУБА, Вип.99, 2017. С. 151-159.*
8. Метод конечных элементов в механике твердых тел. / [***Сахаров А.С., Кислоокий В.Н., Киричевский В.В. и др.***]. *- Киев: Вища школа, 1982.- 479с.*
9. Метод скінченних елементів у задачах деформування та руйнування тіл обертання при термосиловому навантаженні / ***[Баженов В.А., Пискунов С.О., Максим'юк Ю.В.]*** *– Київ: Вид-во "Каравела", 2018. – 316с.*
10. **Работнов Ю.Н.** Ползучесть элементов конструкций. - *М.: 1966. – 752 с.*
11. **Тормахов М.Н.** О связи между напряжениями и конечными пластическими деформациями при простом нагружении в пространстве истинных напряжений *// Рук. деп. ВИНИТИ №7899-В. – 13 с.*

REFERENCES

1. **Gulyar A.I.** Investigation of the effectiveness of various algorithms for solving the problem of

elastic-plastic equilibrium / *A.I. Gulyar, I.V. Polovets // Resistance of materials and theory of structures. -1983. Vol. 42. - S. 81-87.*
2. **Gulyar A.I.** Numerical modeling based on the finite element method of processes of plastic forming of bodies of revolution in the presence of friction forces / *A.I. Gulyar, I.V. Polovets, A.S. Sakharov — The manuscript of the dep. In UkrNIINTI, No. 1788 UK-84 dep.*
3. **Kachanov L.M.** Fundamentals of the theory of plasticity. - M .: Fizmatgiz, 1960 .-- 456 p.
4. **Kachanov L.M.** Creep theory. - M *.: Fizmatgiz, 1969 .-- 420 p.*
5. **Lurie A.I.** Nonlinear Theory of Elasticity */ A. I. Lurie. - M.: Nauka, 1980 .-- 512s.*
6. **Maksymyuk Yu.** Solving relations of the moment scheme of finite elements in problems of thermoviscoelastic deformation. */ Yu. Maksymyuk, A. Kozak, A. Maksymyuk // Building constructions theory and practice - 2019. - Vip. 4. - P. 10–20.*
7. **Maksimyuk Yu.V.** Indifference of tensors of deformations, stresses and their increments under the condition of energy connection / Yu.V. Maksymyuk *// Resistance of materials and theory of structures: scientific and technical. collection / Resp. ed. VA Bazhenov. – K .: KNUBA, Vip.99, 2017. P. 151-159.*
8. Finite element method in solid mechanics. / [**Sakharov AS, Kislookiy VN, Kirichevsky VV etc**.]. - *Kiev: Higher School, 1982.- 479p.*
9. Finite element method in problems of deformation and destruction of bodies of rotation under thermopower loading / **[Bazhenov VA, Piskunov SO, Maksimyuk Yu.V**.] - *Kyiv: Karavela Publishing House, 2018. - 316c.*
10. **Rabotnov Yu.N**. Creep of structural elements. - *M .: 1966. - 752* c.
11. **Tormakhov M.N** On the relationship between stresses and finite plastic deformations under simple loading in the space of true stresses // *Ruk. dep. GUILT №7899-B. - 13 p.*

UNIVERSAL PRISMATIC FINITE ELEMENT OF GENERAL TYPE FOR PHYSICALLY AND GEOMETRICALLY NONLINEAR PROBLEMS OF DEFORMATION OF PRISMATIC BODIES

Oleksandr Guliar, Yurii Maksymiuk
Andrii Kozak, Oleksandr Maksymiuk

Summary. When developing new finite elements within the semi-analytical finite element method, the determining factor for achieving high efficiency of their application is the choice of coordinate functions and the method of deriving the stiffness matrix. The approximation of the displacement along the coordinate of the schedule was carried out by a mixed system of coordinate functions, the first two members of which belong to the Lagrange polynomials, the others to Michlin. On the basis of a highly efficient finite element torque scheme, the solution relations for the universal prismatic FE of the general type are constructed, which allows to determine the stress-strain state for physically and geometrically nonlinear problems of prismatic bodies.

Objects of the allocated class are used as natural designs, knots and details in construction and various branches of mechanical engineering. For example, they include the foundations of industrial and civil buildings, elements of floors and coverings, arched dams, brackets, cutters, teeth of helical gears, and others. Deformation of the considered designs occurs under the influence of force and temperature factors, and, because of existence of essential differences of temperatures change of physical and mechanical characteristics of material is possible. At the current level of development of technology and technology in some structural elements allowed the occurrence of plastic deformations. For a number of parts in the process of operation and manufacture, the development of plastic deformations is accompanied by a significant change in the original shape. This is typical for the processes of processing metals by pressure, for example, in the manufacture of stamped cubes, drawing strips. Further improvement of design solutions in the development of responsible components and technological processes largely depends on the completeness and reliability of information about the peculiarities of the change in the picture of the stress-strain state during loading. In this regard, the development of methods for studying a selected class of objects is an urgent problem

Keywords: semi-analytical method of finite elements; moment scheme of finite elements; universal prismatic finite element of general type geometric nonlinearity; physical nonlinearity; thermoviscoelastic deformation; stress-strain state.

Аналіз причин обвалення покрівель виробничих будівель.

Ірина Руднєва [1], Юрій Прядко [2], Микола Прядко [3]

[1]Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
[2]Beijing International Education Institute, Пекін, Китай.
[3]ТОВ "СВК", Київ, Україна
[1] irene_r@ukr.net, http://orcid.org/0000-0002-9711-042X
[2]y.n.pryadko@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-7163-4295
[3]pryadko_nv@ukr.net

DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.85-93

Анотація. Збільшення частки промислового виробництва в економіці спричиняє за собою введення в дію нових, а також реконструкцію старих виробничих об'єктів. Однак, найчастіше, як нові, так і реконструйовані промислові будівлі останнім часом експлуатуються неправильно, з великою ймовірністю обвалення.

У статті розглядаються актуальні питання про зниження небезпеки лавиноподібного обвалення покрівлі промислового будинку. Вказуються причини виникнення аварійних ситуацій і заходи по їх запобіганню.

В даний час в Україні є споруди, зведені ще в 20 столітті, й, далі, до 2006 року (до виходу ДБН В.1.2-2: 2006 [2]), що мають неприпустимі конструктивні схеми, схеми снігових навантажень і коефіцієнтів, які не розглянуті в ДБН. Очевидно, що власники не бажають зносити ці будівлі, та проектувальник зобов'язаний усунути наявні невідповідності, виявлені при обстеженні, зокрема, запроектувати нові або підси лити існуючі елементи конструкцій відповідно до пунктів діючих норм України, якщо вони, звичайно, є. В наведеному в статті прикладі відзначено, що не всі випадки розглянуті в ДБН. Тому автори статті вважають за необхідне розглянути й інші схеми снігових навантажень і відповідних коефіцієнтів, які будуть визначені за допомогою експериментальних досліджень, і прописані для існуючих будівель, що реконструюються, на законодавчому рівні.

Ключові слова: ДБН; снігові навантаження; обвалення покрівлі; реконструкція; підсилення конструкцій; коефіцієнт переходу снігового навантаження.

Ірина Руднєва
к. т. н,,
доцент кафедри Опір матеріалів

Юрій Прядко
к.т.н., доцент, лектор

Микола Прядко
к.т.н., доцент, директор

ВСТУП

В даний час обсяги реконструкції і модернізації існуючих промислових будівель перевищують частку будівництва нових будівель. Найчастіше це пов'язано з відносно низькою ціною реконструкції, в порівнянні з будівництвом нових будівель. Також важливим фактором є менші терміни введення в експлуатацію, при виборі реконструкції споруд. Однак, найчастіше, як нові, так і реконструйовані промислові будівлі останнім часом експлуатуються неправильно, з великою ймовірністю обвалення.

За останні роки (2011-2019) збільшилася кількість обвалень покрівель виробничих будівель, а саме:

2011р. 15 березня через скупчення снігу обвалився дах споруджуваного складського приміщення на підприємстві "Аріада" в місті Волжск республіки Марій Ел.

3 лютого за скупчення снігу стався обвал даху в арматурному цеху будівельної компанії "Дискус Плюс" в Кіровському районі Новосибірська.

27 січня через ветхість конструкцій будівлі і снігового навантаження сталося обвалення покрівлі на будівлі цеху ткацького підприємства "Кохматекстіль" (Івановська область).

2012р. 28 березня через велику кількість снігу в Саратові сталося обвалення покрівлі на заводі "Рефлектор".

2013р 23 липня за ремонті обвалилася покрівля будівлі в Ростові-на-Дону на території заводу "Ростсільмаш".

2015р. 23 вересня обвалилася покрівля цеху заводу "Тяжпрессмаш" в Рязані.

2016р. 1 грудня у час робіт з демонтажу старого приміщення ангара на території "Заводу сепараторів", розташованого в Радянському районі Махачкали (Дагестан), сталося обвалення стельових залізобетонних плит.

9 листопада через скупчення снігу обвалилася покрівля виробничої будівлі машинобудівного заводу імені М.І. Калініна в Єкатеринбурзі.

2017р 28 листопада в Норильську пориви штормового вітру обрушили конструкцію пароудаленія на покрівлю плавильного цеху №1.

9 серпня через корозійне пошкодження стропильних конструкцій в будівлі хімічного заводу "Кримський титан" в місті Армянську сталося часткове обвалення конструкцій покрівлі.

25 квітня в місті Лебедяни Липецької області на складі заводу Pepsico обвалилася покрівля. Площа обвалення склала 300 квадратних метрів. Постраждали дві людини.

30 березня при проведенні робіт з розбирання одноповерхової будівлі в Беслані (Північна Осетія) обвалилася покрівля будівлі колишньої автотранспортної колони.

2018р. 1 грудня обвалення даху школи з подальшим обвалом в середину приміщення спортивного залу ДЮСШ Фаворит в Вишневому Київської області. За даними Держслужби з надзвичайних ситуацій України, дах обвалився через сніг.

17 грудня в підмосковному Дзержинському на території заводу залізобетонних виробів сталося обвалення покрівлі одного з виробничих споруд. Причини не вказані.

5 вересня дах одного з цехів підприємства "Азот" в Кемерово частково обвалилася під час ремонтних робіт.

19 серпня за демонтаж обвалився дах колишнього целюлозно-паперового заводу в місті Поронайск на Сахаліні.

28 березня обвалився дах в селищі Червоний Схід Воронезької області.

3 березня обвалився дах автотранспортного підприємства в місті Неї Костромської області.

4 березня в одноповерховій будівлі цеху, при плановому ремонті ПАТ «АлселорМіттал Кривий Ріг» (Україна), від снігового навантаження обвалилася покрівля.

2019р 11 січня в Харкові обвалився дах

. торговельного павільйону через снігопад і велику кількість снігу на даху.

31 січня від снігу обвалилася покрівля цеху №11 ТОВ «Горные машины - ДГМ» у м.Донецьк.

5 січня через аварійний стан конструкцій і снігового навантаження на площі понад 3 тис. кв. метрів обвалилася покрівля на прокатному стані №390 Макіївського металургійного комбінату Донецької області.

29 січня через аварійний стан конструкцій і снігове навантаження на території Горлівського машзаводу Донецької області в цеху стався обвал стін та покрівлі.

Всі негативні фактори, що призвели до аварії і обвалень покриттів будівель, необхідно було виявити не після, а до обвалення, шляхом комплексного технічного обстеження. Технічне обстеження будівлі та споруди повинно проводитися в два етапи:

1. Попереднє обстеження;
2. Детальне обстеження.

Попереднє обстеження включає в себе наступні основні роботи:

- аналіз і вивчення проектної документації (будівельних креслень і висновків про інженерно-геологічні умови);
- візуальний зовнішній і внутрішній огляд конструкцій з необхідними обмірами (конструкцій сполучення, стиків елементів, умов обпирання, порушення цілісності, характер тріщин тощо);
- обстеження фундаментів будівель та їх стану шляхом виконання шурфів;
- інженерно-геологічні роботи (буріння свердловин, зондування, відбір проб ґрунтів, лабораторні дослідження та ін.) для встановлення фактичних фізико-механічних характеристик грунтів.

Обстеження будівель і споруд на першому етапі закінчується оцінкою зміни інженерно-геологічних умов за період будівництва та експлуатації, встановленням причин наявних деформацій, утворення тріщин і складанням дефектної відомості.

Детальне обстеження включає наступні роботи:

- відбір проб та визначення міцності матеріалів несучих конструкцій неруйнівними методами на механічному пресі в лабораторії;
- контрольні заміри та складання схем розташування несучих конструкцій і поперечних розрізів будівлі;
- виконання повірочних статичних розрахунків елементів конструкцій будівлі й визначення навантажень на фундаменти з урахуванням їх збільшення при реконструкції;
- визначення розрахункового опору грунтів основи стосовно існуючої конструкції фундаменту при збільшенні навантажень.

Обстеження будівель і споруд на другому етапі закінчується складанням технічного висновку про фізико-механічні властивості ґрунтів і матеріалів конструкцій, приймається розрахункова схема несучих конструкцій, та споруди в цілому, з урахуванням виявлених дефектів.

Як правило, причинами обвалення будівельних конструкцій покриття будівлі є кілька факторів:

- організаційні;
- конструктивні;
- наявність аварійного впливу.

За наявними даними нами проаналізовані причини обвалення конструкцій покриття цеху №11 ТОВ «Горные машины - ДГМ» у м.Донецьк.

Організаційними факторами обвалення покриття є експлуатація будівлі, яка виконувалася з порушеннями наступних вимог норм і правил промислової безпеки:

- Стаття 39-2 Закону України «Про регулювання містобудівної діяльності» від 17.02.2011 № 3038-VI, згідно з яким власники або керуючі об'єктів будівництва забезпечують поточний огляд і періодичне обстеження прийнятих в експлуатацію у встановленому законодавством порядку

об'єктів протягом усього періоду їх існування.

- Постанова «Про затвердження Порядку проведення обстеження прийнятих в експлуатацію об'єктів будівництва» від 12.04.2017 № 257.

- «Положение о безопасной и надежной эксплуатации производственных зданий и сооружений» Госнадзорохрантруда, Госстрой, 1998 р. (п.п. 2.10, 2.12, 2.20, 2.26, 3.2, 3.14, 4.1, глава 9) до 14.07.2014. Воно втратило чинність на підставі наказів Мінрегіону та Міненерго України від 14.07.2014 № 193/507;

- «Руководство по эксплуатации строительных конструкций производственных зданий промышленных предприятий». ЦНДІ промислових будівель Держбуду СРСР м. Москва: Стройиздат, 1981 р. (П.п. 2.1, 2.3, 2.4, 3.7, 3.13, 3.148, 4.4, 4.11, 6.4);

- МДС 13-14.2000 «Положение о проведении планово-предупредительного ремонта производственных зданий и сооружений» Держбуд СРСР м. Москва, 1974 р.

- Відсутні акти сезонних весняно-осінніх оглядів стану будівельних конструкцій будівлі.

- Не забезпечено утримання будівельних конструкцій будівлі в технічно справному стані, невиконання поточних і капітальних ремонтів відповідно до нормативних документів і графіками проведення ремонтних робіт.

Конструктивними факторами обвалення покриття є:

- руйнування кріплення елементів ферм у вузлах;

- розриви розтягнутих і згин стиснутих елементів кроквяних ферм внаслідок перенапруження.

Дана причина є найбільш імовірною через виявлення протікання покрівлі, замокання конструкцій ферм і наявності локального корозійного зносу елементів ферм, а також зон підвищеного корозійного зносу опорних ділянок кроквяних ферм, особливо в зонах розташування водоприймальних воронок.

Конструктивною причиною є також перевантаження ферм при зниженні несучої здатності ферм внаслідок викривлення і обриву опорних розкосів ферм від впливу зовнішнього навантаження при підвищених навантаженнях на покрівлю. Даний фактор не можливо виявити при відсутності снігового навантаження.

Впливами, які викликали обвалення покриття, є:

- снігове навантаження, що призводить до збільшення напруження в кроквяних конструкціях;

- низька температура, яка збільшує розтягуючі зусилля в елементах ферм.

Перевантаження покриття викликане наступними факторами:

- накопичення снігу, заледенілої води, мокрого снігу і льоду на поверхні покрівлі. дане явище обумовлене впливом екстремальних погодних умов у січні 2019 р., а саме, багаторазове чергування: сніг - дощ, хмарно - сонячно, негативна температура повітря - позитивна температура;

- відсутність своєчасної очистки покрівлі від снігу, закупорка водостічної системи водовідведення з покрівлі при непрацюючому цеху і відсутності опалення;

- підвищена постійне навантаження на покрівлю через значну товщину стяжки, рулонного покриття і утеплювача (в результаті багаторазових ремонтів);

- намокання утеплювача на покрівлі.

Несприятливим фактором є також і те, що за останні десятиліття відбулося збільшення характеристичного значення ваги снігових відкладень.

Значення характеристичних значень снігового навантаження в чинних [2] та не чинних нормах України [3, 4], для умов Донецької області і для умов Києва, які необхідно враховувати при продовженні терміну експлуатації будівлі представлені в таблиці 1.

Таблиця 1. Характеристичні значення снігового навантаження
Table 1. Values of characteristic values of snow load

Рік внесення змін в Нормативний документ	Нормативний документ	Снігове навантаження (для Донецької області), кг / м2	Снігове навантаження (м.Київ), кг/м2
1	2	3	4
1988 р.	СНиП 2.01.07-85 * «Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия»	50	70
1	2	3	4
1996 р.	СНиП 2.01.07-85 * "Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия »	50	70
2006 р.	ДБН В.1.2-2:2006 «Державні будівельні норми України. Навантаження і впливи »	150	155

Прикладом таких промислових будівель є комплекс цехів ТОВ «Горные машины - ДГМ», обстеження якого авторами статті було виконано в 2012 році. У комплекс входить цех №11. Він будувався в різний час, з 1925 по 1961р. Спочатку були побудовані три паралельні прольоти, а потім по їх торцях зведено ще два прольоти. Всі ці добудови сприяють утворенню в єндовах снігових мішків висотою до 5 метрів. Накопичення снігу в зимовий час призводить до багаторазового перевантаження кроквяних конструкцій і обваленню покриття (рис.1).

Форма покриття комплексу цехів, в який входить цех №11 ТОВ «Горные машины - ДГМ», є нетиповою і не розглядається в Додатку Ж ДБН В.1.2.-2: 2006 «Навантаження і впливи» [2] при визначенні коефіцієнта μ, який є коефіцієнтом переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю у формулі 8.4 ДБН В.1.2.-2: 2006:

$$C = \mu C_e C_{alt},$$

де

C_e - коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, п.8.9 ДБН В.1.2.-2: 2006,

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, п. 8.10 ДБН В.1.2.-2: 2006.

Проаналізуємо, як зміниться експлуатаційне розрахункове снігове навантаження (S_e) в розжолобку, визначене за формулою 8.2 ДБН В.1.2.-2: 2006, в залежності від конфігурації дахового покриття і чинного нормативного документа (див. Таблицю 2).

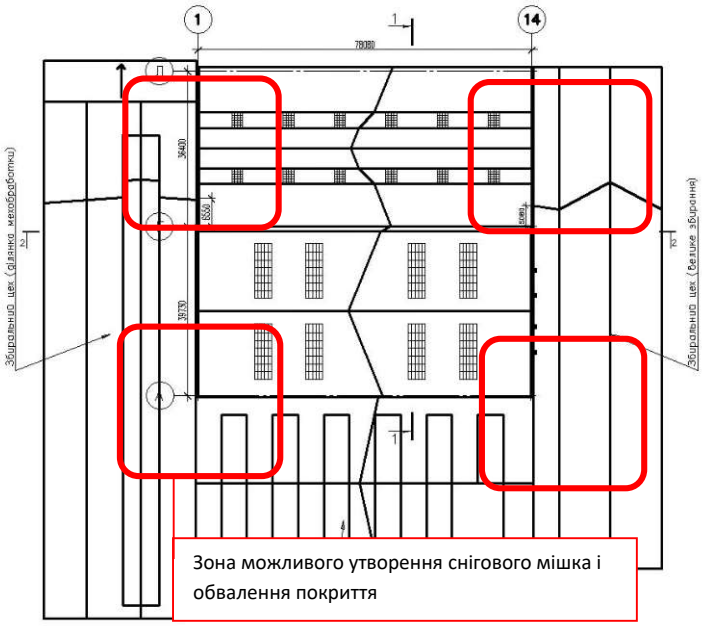
$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C$$

Величини коефіцієнтів γ_{fe} , C_b, C_{alt} приймаємо рівними одиниці.

а

б

в



г

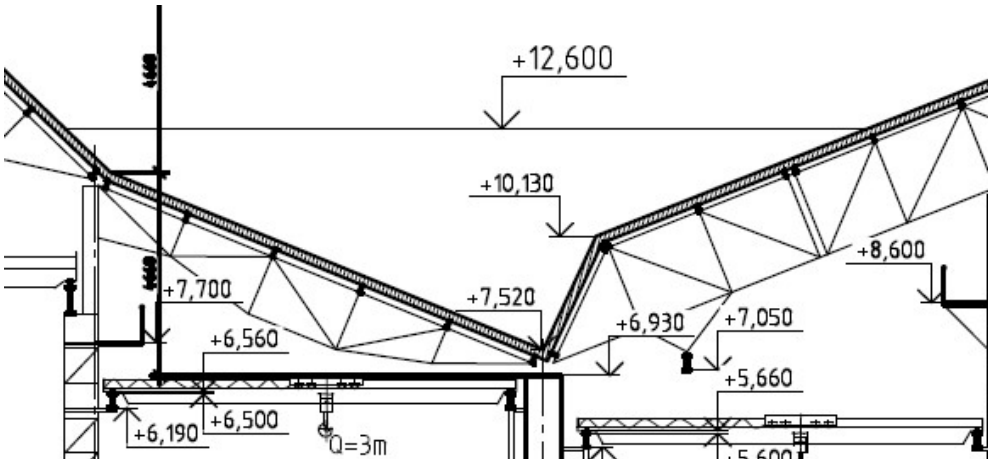
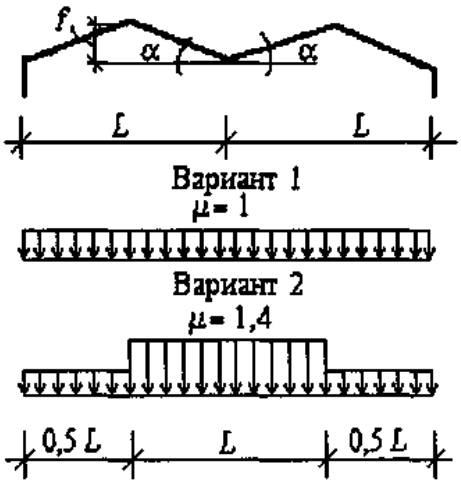
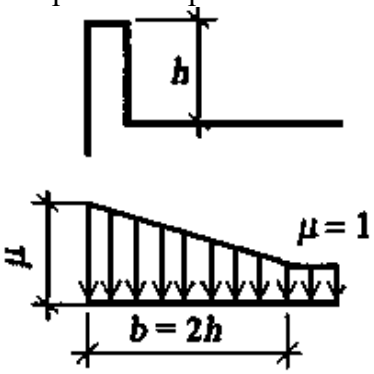


Рис.1. Потенційні місця утворення снігових мішків висотою до 5 м і обвалення покрівлі в зимовий час через перевантаження кроквяних конструкцій (а - фото до обвалення, б - фото після обвалення, в - план покрівлі із зазначенням місць обвалення і небезпечних зон, г - переріз в зоні обвалення із зазначенням відміток).

Fig.1. Potential places of formation of snow bags up to 5 m high and collapse of the roof in winter due to overloading of rafter structures (a - photo before the collapse, b - photo after the collapse, c - roof plan indicating places of collapse and dangerous areas, d - section in a zone of collapse with an indication of marks).

Таблиця 2. Конфігурації дахового покриття.
Table 2. Configurations of roofs.

Форма покриття Додаток «Ж» ДБН В.1.2.-2: 2006.	Значення коеф. μ	СНиП 2.01.07-85* S_0=500Па	ДБН В.1.2-2:2006 S_0=1500Па
Схема 5. Дво- і багатопролітні будівлі з двосхилими покриттями  	μ =1,4	500×1,4=700	2100
Схема 10. Покриття з парапетами  $h > \frac{S_0}{2}$ (h – в м; S_0 – в кПа) $\mu = \frac{2h}{S_0}$, але не більше 3. Висота парапету h =5м.	μ =3	500×3=1500	1500×3=4500

Як видно з таблиці 2, початкове розрахункове снігове навантаження, визначене за схемою, спочатку прийнятої при будівництві цехів багатопрольотних будинків з двоскатними покриттями в розжолобку, склала 700 Па. Після прибудови торцевих прольотів, які утворили перешкоди для снігу, розрахункове снігове навантаження склало 4500Па (ДБН В.1.2-2: 2006. Схема 10.

Покриття з парапетами [2]), що в 6,4 рази перевищує первісне розрахункове снігове навантаження.

Це і є поясненням руйнування покрівлі в зимовий час в місцях єндов (див. рис.1).

Зараз в Україні є споруди, зведені ще в 20 столітті, і, далі до 2006 року (до виходу ДБН В.1.2-2: 2006) [2], що мають неприпустимі конструктивні схеми, схеми снігових навантажень і коефіцієнтів, які не розглянуті в чинних ДБН.

Зрозуміло, що власники не бажають зносити ці будівлі, і проектувальник зобов'язаний усунути наявні невідповідності, виявлені при обстеженні, зокрема, запроектувати нові або підсилити існуючі елементи конструкцій, відповідно до пунктів діючих норм України, якщо вони, звичайно, є. На наведеному вище прикладі відзначено, що не всі випадки розглянуті в чинних ДБН.

Тому автори статті вважають за необхідне розглянути й інші схеми снігових навантажень і відповідних коефіцієнтів, які будуть визначені за допомогою експериментальних досліджень, і прописані для існуючих будівель, що реконструюються, на законодавчому рівні (рис.1, в, г).

В іншому випадку, в кожному з можливих випадків, що не прописані в ДБН, проектувальник бере відповідальність на себе за прийняття рішень, нерідко, приймаючи не економічні рішення, з метою перестрахування, що, зрозуміло, краще, ніж прийняття не надійних рішень, які, ймовірно, не задовольняють вимогам міцності, жорсткості і стійкості елементів конструкцій [1, 5].

ВИСНОВКИ

Основними причинами, що призводять до аварійних ситуацій, є:

1. Перевантаження конструкцій покриттів старих будівель сніговим навантаженням.
2. Підвищення ваги покрівлі через намокання і скупчення технологічного пилу;
3. Несвоєчасний ремонт покрівель;
4. Недостатній захист будівельних конструкцій від корозії та втрата перерізу кроквяних конструкцій;
5. Несвоєчасне проведення планово-попереджувальних ремонтів.
6. Низька якість робіт при зведенні будинків і споруд;
7. Недогляди і порушення правил експлуатації;
8. Помилки на стадії проектування, перебудови і реконструкції будівель;
9. Є недоробки в нормах проектування, для об’єктів реконструкції, зокрема, в Додатку «Ж» ДБН В.1.2.-2: 2006 відсутня схема завантаження сніговим навантаженням дво- і багатопрольотних будинків з двоскатними покриттями при наявності в торці перпендикулярно розташованих прольотів.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.1.2-14:2018.** Загальні принципи забеспечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. / *Мінрегіонбуд України. – К.: ДП «Укрархбудінформ», 2018.*
2. **ДБН В.1.2-2:2006.** Навантаження і впливи. Норми проек ту вання */ Мінбудархітектури України. – К.: Сталь, 2006.*
3. **СНиП 2.01.07-85 *** "Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия», *Москва, Государственный Строительный Комитет СССР. – 1988.*
4. **СНиП 2.01.07-85 *** "Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия», *Москва, Государственный Строительный Комитет СССР. – 1996.*

5. **ДБН В.2.6-198:2014.** Сталеві конструкції. Норми проектування/ *Мінрегіон України. – К.: ДП «Укрархбудінформ», 2014.*
6. **ДБН А.1.1-94:2010.** Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення / *Мінрегіонбуд Украї ни. – К.: ДП «Укрархбудінформ», 2012.*
7. **ДСТУ Б В.1.2.-3:2006.** Прогини і переміщення. Вимоги проектування */Мінбуд України. – К.: Сталь, 2006.*

REFERENCES

1. **DBN B.1.2-14: 2018**. General principles of ensuring the operation and structural safety of buildings, structures, building structures and foundations. / *Ministry of Regional Development of Ukraine. - Kyiv: Ukrarchbudinform, 2018.*
2. **DBN B.1.2-2: 2006**. Loads and effects. Design standards / *Ministry of Construction and Architecture of Ukraine. - K .: Сталь, 2006.*
3. **SNiP 2.01.07-85*** "Construction norms and rules. Loads and impacts*", Moscow, STATE Construction Committee Of The USSR. - 1988.*
4. **SNiP 2.01.07-85 *** "Construction norms and rules. Loads and impacts", *Moscow, STATE Construction Committee Of ThE USSR. - 1996.*
5. **DBN B.2.6-198: 2014**. Steel structures. Design standards / *Ministry of Regional Development of Ukraine. - Kyiv: Ukrarchbudinform, 2014.*
6. **DBN A.1.1-94: 2010.** Design of building structures according to Eurocodes. *Basic provisions / Ministry of Regional Development of Ukraine. - Kyiv: Ukrarchbudinform, 2012.*
7. **DSTU B B.1.2.-3: 2006**. Deflections and displacements. Design requirements / *Ministry of Construction of Ukraine. - K .: Сталь, 2006.*

INVESTIGATION OF THE ROOF COLLAPSE CAUSES OF INDUSTRIAL BUILDINGS.

Iryna Rudnieva, Iurii Priadko, Nikolay Priadko

Abstract. Increasing the share of industrial production in the economy entails the introduction of new and reconstruction of old industrial areas. However, often, both new and reconstructed industrial buildings have recently been operated incorrectly, with a high probability of collapse.

Topical issues on reducing the danger of an avalanche-like collapse of the roofs in the industrial building are considered. The causes of emergency situations and measures of its prevention are indicated.

Nowadays, there are many buildings in Ukraine erected from the early 20th-century until 2006 (the year when the DBN B.1.2-2: 2006 was released). These buildings have unacceptable structural schemes, snow load schemes and coefficients that are not considered in DBN.

Obviously, the owners do not want to demolish these buildings, so that the designer is obliged to eliminate the inconsistencies found during the examination of the building structures.

In particular, it is necessary to design the new or strengthen existing structural elements in accordance with the requirements of the relevant building codes in Ukraine if they are available of course.

The current article mentions that not all cases are considered in DBN. Therefore, it is necessary to consider other schemes of snow loads and the corresponding factors, which will be prescribed for existing reconstructed buildings at the legislative level.

Keywords: DBN; snow loads; roof collapse; reconstruction; reinforcement of structures; snow load transition coefficient.

Визначення фізико-механічних властивостей скла на згин за допомогою двопараметричного розподілу Вейбулла

Богдан Демчина[1], Михайло Сурмай[2], Роман Ткач[3], Василина Гула[4]

[1,2,3,4]Національний університет «Львівська політехніка»
вул. Степана Бандери, 12, Львів, Україна, 79000
[1]bogdan195809@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-3498-1519
[2]mychajlo_surmaj@ukr.net, http://orcid.org/0000-0002-5381-6500
[3]roman7tkach@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-5866-3796
[4]vasuluna.gula@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-5774-966X

DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.94-113

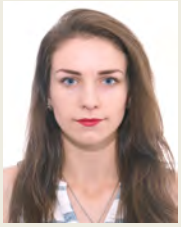
Анотація. Розглянуто основні методи випробування міцності скла та представлені результати вимірювання міцності скла за запропонованими експериментальними методиками. Описано покрокову інструкцію для аналізу даних міцності за допомогою двопараметричного розподілу Вейбулла. Визначено модуль пружності, який був розрахований двома методами. Перший метод полягав в аналізі даних показу тензодатчиків, та розраховувався за законом Гука. Другий метод полягав в розрахунку модуля пружності за формулою, яка виведена з рівняння для обчислення прогину. У даній роботі розглядалися три серії дослідних зразків, кожна з яких складалася з десяти зразків. Експериментальні зразки серії I були виготовлені із звичайного листового скла, серії II виготовлені з термозміцненого листового скла, а дослідні зразки серії III були виготовлені з гартованого листового скла. Описано особливості проведених випробувань на згин та статистичного аналізу отриманих даних міцності. Результати можуть представляти особливий інтерес для фахівців у сучасному проектуванні несучих конструкцій із скла.

Ключові слова: випробування на трьох точковий згин; міцність скла на згин; двопараметричний розподіл Вейбулла статистичний аналіз; скляний зразок; модуль пружності.

Богдан Демчина
професор кафедра будівельних конструкцій та мостів
д.т.н., професор.

Михайло Сурмай
доцент кафедра будівельних конструкцій та мостів
к.т.н., доц.

Роман Ткач
Аспірант кафедри будівельних конструкцій та мостів



Василина Гула
Аспірант кафедри будівельних конструкцій та мостів

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Сучасна тенденція використання скла в будівельних несучих конструкцій змушує проводити все більше досліджень його властивостей. На відміну від широко вживаних

в будівництві матеріалів (залізобетону, металу, тощо) скло завдяки своїм оптичним властивостям дозволяє створювати сучасні архітектурні форми, забезпечуючи прозорість та легкість. Оскільки, методи руйнування традиційних матеріалів (металу і залізобетону) враховують пластичну деформацію, то скло, як крихкий матеріал, рідко використовується для конструкційних цілей. Враховуючи, що монолітне скло, аналогічно бетону, має значно більшу міцність на стиск у порівнянні з міцністю на розтяг, воно може використовуватись у центрально завантажених елементах таких як , наприклад , колони [1-5].

– Важливим питанням при цьому є вивчення міцності та модуля пружності скла для можливості використання цих параметрів в розрахунках скляних несучих конструкцій.

– Існує кілька методів визначення модуля пружності. Найбільш відомі методи: механічний (статичний і динамічний), акустичний, ультразвуковий, резонансний, оптичний тощо [6 ÷ 9]. Механічні методи найбільш популярніші для визначення пружних характеристик матеріалу.

Міцність на згин у випробуваннях на трьох точковий згин в Р. Молда [10] визначали на скляних стержнях, а Л. Керкович та ін. [11] використовували для цього керамічні зразки з круглим, прямокутним та плоским поперечним перерізом. S. M. Costa і ін. [12] оцінювали механічну поведінку різних типів скляних панелей (звичайних, загартованих та ламінованих плівкою ПВБ між шарами із звичайного скла).

Двопараметричний розподіл Вейбулла є на сьогодні найбільш широко вживаним розподілом для аналізу даних параметрів міцності, таких як критичні напруження, час до руйнування, цикли навантажень, тощо. Статистичний підхід Вейбулла використовується для опису варіації механічних властивостей багатьох матеріалів, таких як сучасні кераміка та скло [11]. Процедури для оцінки даних зразків за допомогою двопараметричної функції розподілу Вейбулла визначені в стандарті EN 61649: 2008 [13] , загалом, та, зокрема, стандартом EN 12603: 2002 [14] для скла.

У даній роботі міцність на згин звичайного скла визначили за допомогою випробувань на трьох точковий згин, а результати досліджень проаналізували з використанням двопараметричного розподілу Вейбулла. Модуль пружності був визначений за механічним та аналітичним методом.

–

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Олівер та Фарр [15] у 2011 році вдосконалили метод вимірювання твердості та модуля пружності методами інструментальних вимірювань які були запроваджені ще у 1992 р. Ця модель була розроблена для вимірювання твердості та модуля пружності матеріалу за дією зсувного навантаження.

Tohmyoh та ін. [16] описували про методику механічного випробування тонких стержнів, засновану на малогабаритних вигинах під бічним навантаженням. Для розташування зразків, тонкі дроти розрізали і зварювали нагріванням Джоуля. На місце згину дроту було прикладено навантаження на згин невеликого прольоту, а мала сила, що діяла на наконечник навантаження, вимірювалася датчиком ємності.

У статті Jasmina Miljojković та ін. [17] представлена теоретична модель та проектне рішення пристрою, який визначав модуль пружності шляхом згинання матеріалу (дослідних зразків) замість звичайного розтягування. Прилад був спроектований, зібраний та успішно випробуваний у лабораторії. Експериментальне визначення модуля пружності проводили шляхом вимірювання відхилення зразків при постійному навантаженні. Значення модуля пружності зумовлені теоретичними співвідношеннями. Було проведено вимірювання та були проаналізовані похибки вимірювання.

Тести на трьох і чотирьох точковий згин балочних елементів та бразильський диск для вимірювання міцності скла були проаналізовані A.P. Migliore Jnr та E.D. Занотто [18].

У К. Панкхардт [19] монолітне флоат скло та ламіноване загартоване скло були випробувані на чотириточковий згин. J.W. Рері [20] запропонував визначати міцність скла на чотириточковий згин та кільце-на-кільце.

Р. Дгунані та Р. Зедник [21] надали підсумок поверхні руйнування та умов випробування (трьох- та чотирьох-точковий згин, кільце-на-кільце). Надали дані про міцність на згин для звичайного, боросилікатного (BSG), кальцій-натрієвого (SLG), алюмосилікатного (ASG) та кремнієвого скла.

B. Demchyna та T. Osadchuk [22] Було розглянуто основні методи випробування міцності скла та представлені результати вимірювання міцності звичайного листового скла. Описано також покрокову інструкцію для аналізу даних міцності за допомогою двопараметричного розподілу Вейбулла.

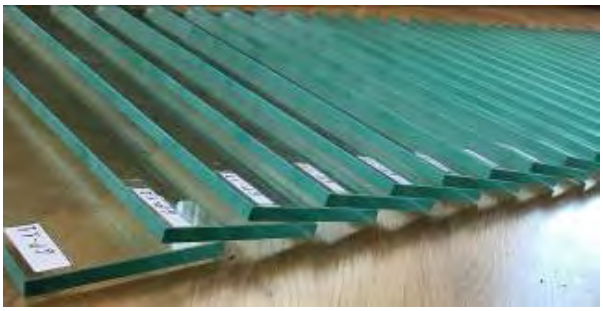
На основі огляду літератури було зроблено наступні спостереження:

- основні типи випробувань міцності скла - це трьох- та чотирьох-точковий згин та випробування кільце-на-кільце із заданою величиною швидкості завантаження;
- найбільш поширеним методом аналізу міцності в проектуванні є статистичний підхід Вейбулла.

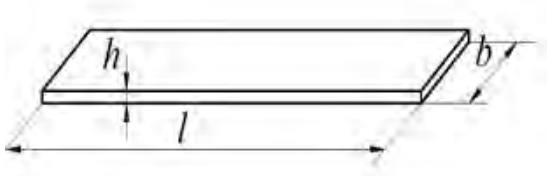
МЕТА ТА МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ

Метою даного дослідження було визначення міцності та модуля пружності звичайного, термозміцненого та гарто-ваного скла. Проведено аналіз даних міцності за допомогою двопараметричного розподілу Вейбулла.

У даній роботі розглядаються три серії дослідних зразків, кожна з яких складається з десяти експериментів (рис1). Всі дослідні зразки були виготовлені для перевірки міцності скла на трьохточковий згин з горизонтальною орієнтацією зразків.



а



б

Рис.1. Дослідні зразки
а -загальний вигляд дослідних зразків;
б- геометрія дослідних зразків.
Fig.1. Prototypes
a - general view of the tested samples;
b - the geometry of the prototypes.

Конфігурації усіх зразків скла представлені в Таблиці 1. Ширина, довжина та товщина вимірювали відпо-відно до розділу 7.1 стандарту EN 1288-3: 2000 [23]. Ширина визначалася як середнє арифметичне принаймні з трьох індивідуальних вимірювань. Товщина визначалася як середнє арифметичне принаймні з чотирьох індивідуальних вимірювань з точністю до 0,05 мм. Також, були виміряні ширина і довжина зразків з точністю до 0,05 мм.

Експериментальні зразки серії I були виготовлені із звичайного листового скла марки М4 , серії II - з термозміцненого листового скла, а дослідні зразки серії III - з гартованого листового скла марки М4.

Табл. 1. Характеристики дослідних зразків
Table. 1. Characteristics of prototypes

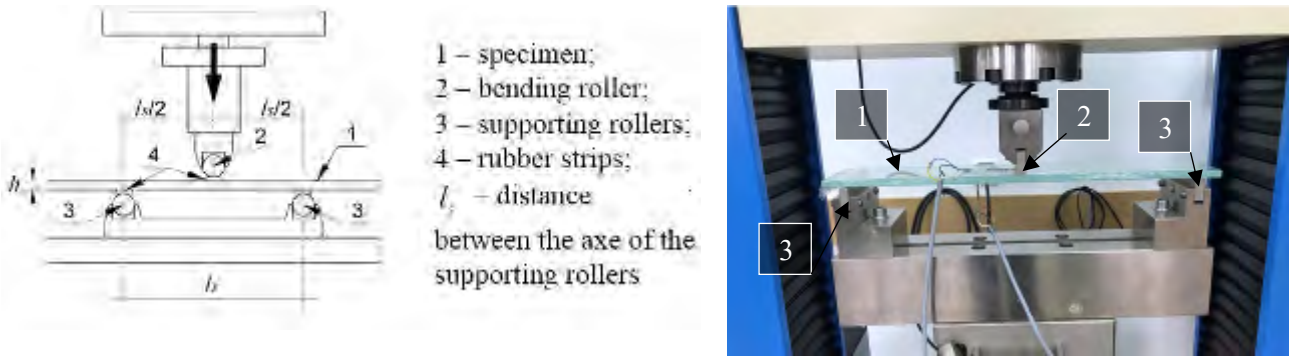
Серія	Марка	Довжина (l), мм	Висота (h), мм	Ширина (b), мм	Характеристики скла		
					Марка скла	Вид скла	Питома вага, кг/м^3
I	GP-1.1	500,05	10	99,85	M4	Звичайне листове скло	2500
	GP-1.2	500,15		99,90			
	GP-1.3	500,10		99,90			
	GP-1.4	500,05		99,95			
	GP-1.5	500,20		100			
	GP-1.6	500,10		99,90			
	GP-1.7	500,05		100,05			
	GP-1.8	500,10		100,05			
	GP-1.9	500,05		101,05			
	GP-1.10	500,15		100,05			
II	GP-2.1	500,05		99,85		Термозміц-нене листове скло	
	GP-2.2	500,10		99,90			
	GP-2.3	500,05		99,90			
	GP-2.4	501,05		100,05			
	GP-2.5	500,15		100,05			
	GP-2.6	500,25		99,90			
	GP-2.7	500,05		100,05			
	GP-2.8	500,05		100,10			
	GP-2.9	500,05		99,95			
	GP-2.10	500,10		100,05			
III	GP-3.1	500,05		99,90		Гартоване листове скло	
	GP-3.2	501,05		100,10			
	GP-3.3	500,10		100,05			
	GP-3.4	500,05		100,15			
	GP-3.5	501,05		100,05			
	GP-3.6	500,10		99,85			
	GP-3.7	500,10		100,05			
	GP-3.8	500,15		99,90			
	GP-3.9	500,10		100,10			
	GP-3.10	500,10		100,10			

Відповідно до розділу 6.3 стандарту EN 1288-3: 2000 [23] зразки були плоскими, а обидва напружені краї були з однаковою орієнтацією.

Дослідні зразки витримувались на виробництві більше ніж 24 год перед випробуванням на міцність на згин. Зразки поміщали в умови проведення експери-менту за 4 години до випробування.

Всі зразки були випробувані за однаковою методикою.

Дослідні зразки встановлювали згідно з рис. 2. Відповідно до розділу 7.2 стандарту EN 1288-3: 2000 між зразком і навантажувальним та опорними валиками були розміщені гумові смужки товщиною 3 мм і твердістю 40 ± 10 IRHD (ISO 48) . Випробування на згин проводили при (23 ± 5) ° C та відносній вологості між 40% та 70%. Під час випробування температура залишалася постійною до 1 ° C, щоб уникнути розвитку теплових напружень. Зразки згиналися рівномірно зростаючим згинаючим навантаженням з швидкістю не більше (2 ± 0,4) МПа / с доти, доки не відбувалось руйнування. Після чого знаходилося максимальне руйнуюче навантаження та фіксувався час, необхідний для досягнення цього навантаження. Відповідно до 13.2 в ASTM C158 [24] швидкість навантаження відповідала швидкості збільшення максимального напруження не більше (1,1 ± 0,2) МПа.



а б

Рис. 2. Загальний вигляд влаштування дослідного зразку на стенд
а- схема ; *б*- вигляд .
Fig. 2. General view of the device of the prototype on the stand
a) scheme; *b*) appearance.

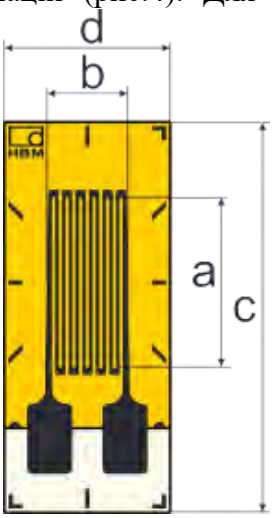
Для випробувань дослідних зразків був використаний прес Lab.Test 6.100.1.20 серійний номер якого ZA/2019/4 та сертифікат 7051-KL-H0159-19 з системою

тестування Test & Motion ®. Новий інтегрований інтерфейс безпеки відповідав EN ISO 13850. Клас точності відповідав EN ISO 7500-1. Швидкість збору даних до 10 кГц (як показано на рис.3).

Інтерактивне програмне забезпечення консолі управління виконувало моніторинг та відображення всіх даних тесту та параметрів у графічному та числовому форматі та варіацію налаштувань в режимі реального часу (навантаження, переміщення або деформації).

Рис.3. Загальний вигляд пресу Lab.Test 6.100.1.2
Fig.3. General view of the Lab.Test 6.100.1.20 press

На дослідні зразки марок GP-1.1, GP-1.2, GP-1.7, GP-2.1, GP-2.2, GP-2.7, GP-3.1, GP-3.2, GP-3.8 наклеювались по центру зразка на нижній і верхній грані за допомогою клею z70 schnellklebstoff тензодатчики HBM-1-LY41-10 / 120, для заміру відносних деформацій (рис.4). Для обробки та зчитування даних використовувалось програмне забезпечення catman Easy-AP та обладнання 1-MX1615B-TENSOMETRYC-ZNY 16-и канальний вимірювальний підсилювач серії QuantumX, та 1-CX22B-W реєстрація серії QuantumX (рис.5.) .



а

б

Рис. 4. Загальний вигляд тензодатчиків де :
a = 1,5 мм, b = 2,3мм, d=3 мм, c = 9,2 мм
Fig. 4. General view of strain gauges where:
a = 1.5 mm, b = 2.3 mm, d = 3 mm, c = 9.2 mm

Рис.5. Загальний вигляд випробувальної установки
1. Дослідний зразок; 2. Прес Lab.Test 6.100.1.20; 3. Програмне забезпечення catman Easy-AP; 4. 1-CX22B-W реєстратор серії QuantumX; 5. 1-MX1615B-TENSOMETRYCZNY 16-и канальний вимірювальний підсилювач серії QuantumX .
Fig.5. General view of the test rig1. Prototype; 2. Press Lab.Test 6.100.1.20; 3. Catman Easy-AP software; 4. 1-CX22B-W QuantumX series recorder; 5. 1-MX1615B-TENSOMETRYCZNY 16-channel measuring amplifier of the QuantumX series.

Початкове навантаження на зразок не дозволяло допускати максимальні напруження волокна, що перевищували 25% середнього модуля розриву (ASTM C158, section 13.2 [24]).

РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ НА ЗГИН СКЛЯНИХ ЗРАЗКІВ

Проведено аналіз та розрахунки всіх дослідних зразків (EN 1288-3: 2000, розділ 8.1 [23]). Розрахунки включали визначення міцтості на згин та швидкості наростання максимальних напружень (розділ 8 в ASTM C158 [24]).

Міцність на згин зразка обчислювалася у відповідності зі стандартною формулою для міцності балочки на трьохточковий згин (в 9.2 ASTM C1161 [25]) наступним чином:

$$\sigma_{flex} = MOR = \sigma_{bB} = S = \frac{3}{2}\frac{F \cdot l_s}{b \cdot h^2}, \qquad (1)$$

де:

σ_{flex} – міцність на згин або модуль розриву (MOR) при згині (σ_{bB} - позначення, використане в EN 1288-3: 2000 [23], а S – використане в ASTM C158 [24] та ASTM C1161 [25]);

F – руйнуюча сила;

l_s – відстань між опорами;

b – ширина зразка;

h – товщина зразка.

Швидкість наростання максимального напруження відповідно до 8.1.3 ASTM C158 [24]:

$$R = \frac{\Delta\sigma}{\Delta t} = \frac{3}{2}\frac{l_s}{b \cdot h^2}\frac{\Delta F}{\Delta t}, \qquad (2)$$

де:

R - швидкість збільшення максимального напруження волокна, МПа / с,

b - ширина зразка, мм

h - товщина зразка, мм,

t - час від початку безперервного навантаження до розриву, s,

$\Delta F / \Delta t$ - швидкість збільшення навантаження, Н / с.

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОЗПОДІЛУ ВЕЙБУЛЛА

Розподіл Вейбулла підходить для аналізу широкого спектру даних в порівнянні з іншими розподілами. Змінна розподілу "t" є загальною і може мати різні значення, такі як час , механічні напруження , відстань

або кількість циклів (EN 61649: 2008, розділ 5.1[26]). Існують різні типи функцій статистичного розподілу : функція щільності ймовірності (PDF), функція кумулятивної розподілу (CDF), функція зворотної кумулятивної розподілу (інверсний CDF або CDF^{-1}), функція надійності $R(t)$ та функція небезпеки $h(t)$ тощо.

Відповідно до EN 61649:2008 (section 5.1) [65], EN 12603:2002 (section «Introduction») [27], 2-параметрична функція *кумулятивного розподілу Вейбулла* (CDF) має рівняння, яке показано в (3):

$$\mathrm{CDF} = F(t) = 1 - e^{-\left(\frac{t}{\eta}\right)^{\beta}}, \quad (3)$$

де:

CDF - кумулятивна функція розподілу, яку також називають функцією ненадійності або ймовірність відмови, яка позначається *F (t).*

Функція надійності, яка також називається функцією роботи або вірогідністю успіху, позначається *R (t).* Функція надійності 2-параметричного розподілу Вейбулла дається рівнянням [22]:

$$R(t) = 1 - F(t) = e^{-\left(\frac{t}{\eta}\right)^{\beta}}, \quad (4)$$

Таким чином, ймовірність руйнування означає подію, протилежну ймовірності успіху.

На рис. 6 показано співвідношення між $R(t)$ і $F(t)$ (CDF) у графічному поданні $f(t)$ (PDF).

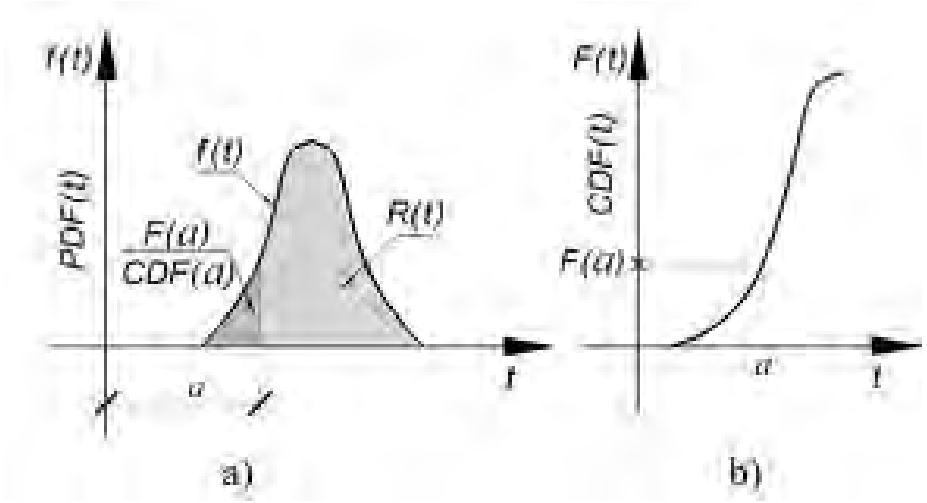


Рис. 6. Відносини між $R(t)$, $F(t)$ (CDF) та $f(t)$ (PDF) [22]
а) площа під кривою PDF (t);
б) площа під кривою CDF (t).

Fig. 6. The relationship between, $R(t)$, $F(t)$ (CDF) and $f(t)$ (PDF) [22]
a) the area under the curve PDF (t);
b) the area under the curve CDF (t).

Детально про розполід Вейбулла і його функціонал описано в [22, 28].

Існує багато методів для обчислення середніх рангів, які наведені в різних книгах. Середні ранги також можна оцінити, використовуючи наближення Бенара:

$$F_i(t) = \frac{i - 0.3}{N + 0.4}, \quad (5)$$

Рівнання 5 в основному використовується для N ≤30 ; а для N> 30 корекцію сукупної частоти можна знехтувати: Fi = (i / N) × 100%.

Після чого величини t_i як координати X та їх відповідні ранги $F_i(t)$, як Y-координати, розташовуються на вірогідному графіку Вейбулла, який також називається графіком Вейбулла або діаграмою Вейбулла.

Якщо наведені дані слідують за лінійною тенденцією, то може бути обрана лінія регресії, і параметри можуть бути зчитані з графіка. Для цього функція ненадійності (CDF) $F_i(t)$ перезаписується у формі лінійного рівняння $(y = m \cdot x + b)$ за допомогою шкали ln-ln. Метод лінійної регресії (LRM) або метод найменших квадратів (LSM) є найбільш поширеним і простим способом отримання параметрів розподілу.

Взявши подвійний натуральний логарифм по обидві сторони 2 -параметричної кумулятивної функції щільності Вейбулла отримуємо:

$$\ln\left(\ln\left(\frac{1}{1-F(t)}\right)\right) = \beta \cdot \ln(t) - \beta \cdot \ln(\eta). \quad (6)$$

,

що приводить до лінійного рівняння (прямолінійного рівняння):

$$y_i = \beta \cdot x_i + b, \quad (7)$$

де:

$y_i = \ln\left(\ln\left(\frac{1}{1-F_i(t)}\right)\right)$ – кордината графіка Вейбулла, яка залежить від значення ненадійності або ймовірності руйнування $F_i(x)$, розрахованої з середнього ранга для $i-th$ руйнування;

$x_i = \ln(t_i)$ – абсцисса графіка Вейбулла для і-го руйнування, яка залежить від параметра міцності t_i;

$\beta = m$ – модуль Вейбулла β, який називається нахилом m рівняння лінійної регресії, який також відомий як коефіцієнт регресії, і дорівнює тангенсу кута між даною лінією та віссю X (відношення Y-компоненти лінії до її X-компоненти).

$b = -\beta \cdot \ln(\eta)$ – Y-перетин рівняння лінійної регресії, це значення, за яким лінія регресії перетинає вісь Y (тобто значення Y, коли X = 0), чисельно залежить від значень β і η.

Існує три виміри центральної тенденції розподілу даних (PDF):

- середнє, (також називається середній час до руйнування, MTTF) $\bar{x}$ - центр тяжіння або візуалізований центр розподілу, середній показник X, визначається:

$$\mu(x) = M(x) = \bar{x} = \eta\Gamma\left(1+\beta^{-1}\right), \quad (8)$$

де:

$\mu(x) = M(x)$ – перший raw момент ($1-th$ момент X відносно 0);

$\Gamma(x)$ – гамма функція;

Середнє також називається локальним параметром, середнім значенням або очікуваним значенням.

– медіана $\mu_e(x) = M_e(x)$ – найчастіша або ймовірна одинична величина в розподілі, значення Y, яке перерізає PDF розподілу на дві половини з ймовірністю для кожної 0,50 (значення X, при якому CDF дорівнює 0,5 або 50 відсотковий персентиль від Розподілу CDF):

$$\mu_e(x) = M_e(x) = \eta(\ln 2)^{\frac{1}{\beta}}, \quad (9)$$

– мода $\mu_0(x) = M_0(x)$, значення Y, яке має найбільше значення в функції щільності ймовірностей (PDF) або значення, при якому розподіл пікетує:

$$\mu_0(x) = M_0(x) = \eta\left(1-\frac{1}{\beta}\right)^{\frac{1}{\beta}}, \beta > 1; \quad (10)$$

,

$$\mu_0(x) = M_0(x) = 0, \beta \le 1.$$

,

Дисперсія $Var(x)$ - це показник розповсюдження або поширення $D(x)$ розподілу або індикатор ступеня варіювання щодо центральної тенденції. Дисперсія X є мірою розповсюдження відносно середньо

го другого центрального моменту (або 2-го моменту відносно середнього) X, і визначається:

$$\mu_2(x) = Var(x) = D(x) = \qquad (11$$
$$= \eta^2\left[\Gamma\left(1+2\beta^{-1}\right) - \Gamma^2\left(1+\beta^{-1}\right)\right],$$

Формула для стандартного відхилення X, також називається параметром масштабу $\sigma(x)$, являється квадратним коренем від дисперсії $\sqrt{Var(x)}$. Воно також вимірює дисперсію середнього значення і має ті ж фізичні одиниці, що і змінна X:

$$\sigma(x) = \sqrt{Var(x)} = \sqrt{D(x)} = \qquad (12)$$
$$= \sqrt{\eta^2\left[\Gamma\left(1+2\beta^{-1}\right) - \Gamma^2\left(1+\beta^{-1}\right)\right]},$$

Співвідношення стандартного відхилення до середнього називається коефіцієнтом варіації:

$$c_v = \frac{\sigma(x)}{\mu(x)} = \left(\frac{\Gamma\left(1+2\beta^{-1}\right)}{\left(\Gamma\left(1+\beta^{-1}\right)\right)^2} - 1\right)^{\frac{1}{2}}. \qquad (13)$$

Третій центральний момент дає скошеність, а четвертий центральний момент вимірює куртозис.

Міра асиметрії розподілу змінної X є скошеністю. Базована на моменті скошеність X дається:

$$\gamma_1(x) = A(x) =$$
$$= \frac{2\Gamma^3\left(1+\beta^{-1}\right) - 3\Gamma\left(1+\beta^{-1}\right)\Gamma\left(1+2\beta^{-1}\right) + \Gamma\left(1+3\beta^{-1}\right)}{\left[\Gamma\left(1+2\beta^{-1}\right) - \Gamma^2\left(1+\beta^{-1}\right)\right]^{3/2}}. \qquad (14)$$

Розподіл з правою нахиленістю має позитивне значення скошеності, а з лівою розподіл має значення негативної скошеності. Симетричний (нескошений) розподіл має нульову скошеність.

Куртозис заснований на моменті, ступінь максимального розподілу, визначається як:

$$\gamma_2(x) = K(x) = \frac{f(\beta)}{\left[\Gamma\left(1+2\beta^{-1}\right) - \Gamma^2\left(1+\beta^{-1}\right)\right]^2}, \qquad (15)$$

де:

$$f(\beta) = -6\Gamma^4\left(1+\beta^{-1}\right) + 12\Gamma^2\left(1+\beta^{-1}\right)\Gamma\left(1+2\beta^{-1}\right) -$$
$$-3\Gamma^2\left(1+2\beta^{-1}\right) - 4\Gamma\left(1+\beta^{-1}\right)\Gamma\left(1+3\beta^{-1}\right) + \qquad (16)$$
$$+\Gamma\left(1+4\beta^{-1}\right)$$

Надлишок куртозису $E(x)$ визначається як куртозис $K(x)$ мінус 3, оскільки куртозис будь-якого нормального розподілу становить 3. Розподіл, який характеризується через надлишок куртозису, може бути описаний як:

- platykurtic або platykurtotic : розподіл з негативним надмірним куртозисом (плоский розподіл);
- мезокуртичний або мезокуротичний: з нулем надмірним куртозисом (нормальний розподіл);
- лептокуртичний або лептокуртотичний : з позитивним надлишковим куртозисом (максимальний розподіл).

Для характеристики розподілів міцності скла трьох серій використовувались рівняння $(8 \div 16)$.

ВИЗНАЧЕННЯ МОДУЛЯ ПРУЖНОСТІ

Модуль пружності був розрахований двома методами.

Перший метод полягав в аналізі даних показу тензодатчиків, та розраховувався за законом Гука, як

$$E = tg(\alpha) = \frac{\sigma}{\varepsilon}, \qquad (17)$$

де,

σ- напруження,

ε- відносні деформації.

Другий метод полягав в розрахунку модуля пружності за формулою, яка виведена з рівняння для обчислення прогину, описаною в [17]:

$$E = \frac{F \cdot l_s^3}{48 \cdot I \cdot f}, \qquad (18)$$

де,

F – руйнуюча сила;

l_s – відстань між опорами;

I – момент інерції;

f – прогин.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

У всіх проведених експерементах початок руйнування був по центрі зразка. На рис. 7,8 та 9 показані вигляди поверхонь руйнувань усіх трьох серій дослідних зразків

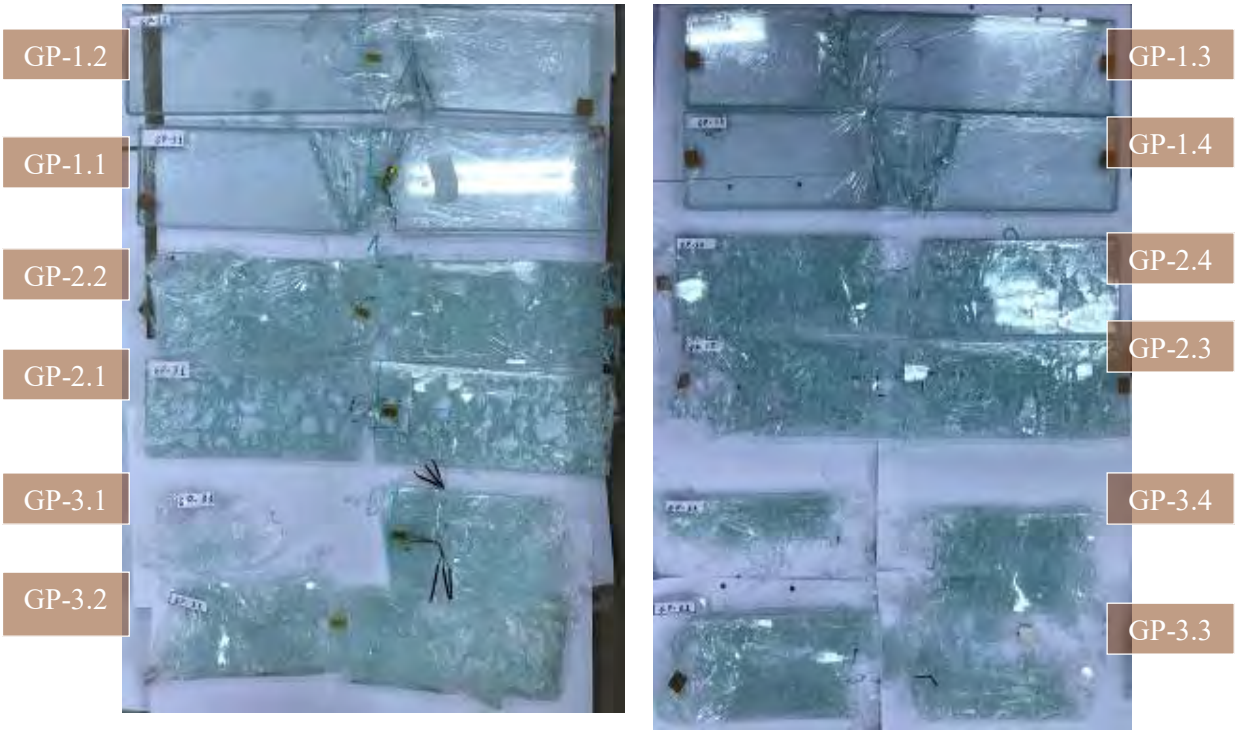


Рис.7. Вигляд дослідних зразків після руйнування.
Fig.7. Type of prototypes after destruction.

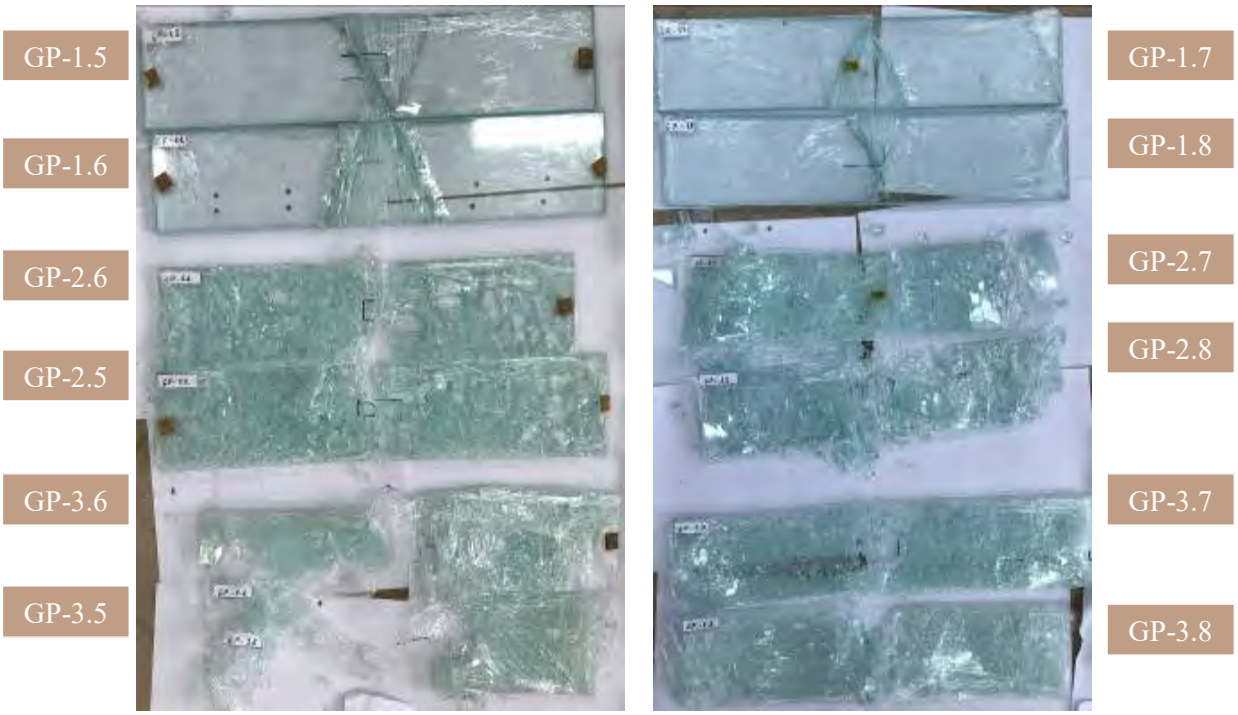


Рис.8. Вигляд дослідних зразків після руйнування.
Fig.8. Type of prototypes after destruction.

Рис.9. Вигляд дослідних зразків після руйнування.
Fig.9. Type of prototypes after destruction.

Дані про міцність наведено у табл. 2. Вимірювали міцність на згин для кожного зразка, виконуючи процедуру, описану в [24] та [25] відповідно до рівняння 1 і 2.

Прикладені навантаження в *F (H)* для скляних зразків трьох серій з номінальними розмірами 500 × 100 × 10 (див. табл. 1) становили 10 *H / c* та 7 *H / c* (див. табл. 3). Зразки II серії були квазістатично зігнуті при навантаженні 10 *H / c* та 7 *H / c*. Міцність на згин цього типу зразків скла показала величини, аналогічні несучій здатності зразків II серії.

Табл.2. Результати проведених досліджень
Table 2. The results of research

Серія	Марка	Максим. Навант. кН	Максим. прогин, мм [*f*]	Міцність на згин, N/mm^2 (MPa)	Модуль пружності, x10^{10}Па	Модуль пружності за законом Гука, x10^{10}Па	Темп збільшення навантаження N/s	Швидкість наростання максим. напруження, MPa/s
I	GP-1.1	1,1675	3.73	78.81	7.13	7.24	10	0.68
	GP-1.2	0,9881	3.32	66.70	6.78	6.64		0.68
	GP-1.3	1,2528	3.91	84.56	7.30	7.20		0.68
	GP-1.4	1,3167	4.41	88.88	6.80	6.70		0.68
	GP-1.5	1,0655	3.38	71.92	7.18	7.23		0.68
	GP-1.6	1,3946	4.53	94.14	7.01	7.15		0.68
	GP-1.7	1,0901	3.43	73.58	7.24	7.11		0.68
	GP-1.8	0,8955	2.81	60.45	7.26	7.12		0.68
	GP-1.9	1,2746	4.41	86.04	6.58	6.46		0.68
	GP-1.10	1,0234	3.26	69.08	7.15	7.09		0.68
II	GP-2.1	1,5813	5.39	106.74	6.68	6.75	10	0.68
	GP-2.2	2,4371	7.88	164.50	7.05	7.20		0.68
	GP-2.3	2,3926	7.91	161.50	6.89	6.98		0.68
	GP-2.4	2,0231	6.47	136.56	7.12	7.24		0.68
	GP-2.5	1,7115	5.5	115.53	7.09	7.18		0.68
	GP-2.6	1,8438	5.96	124.46	7.05	7.12		0.68
	GP-2.7	2,5009	8.51	168.81	6.70	6.95		0.68
	GP-2.8	2,2565	7.62	152.31	6.75	6.71		0.68
	GP-2.9	1,8074	5.9	122.00	6.98	6.85		0.47
	GP-2.10	3,1277	10.49	211.12	6.79	6.61		0.47
III	GP-3.1	4,2007	13.55	283.55	7.06	7.15	10	0.68
	GP-3.2	3,0634	10.05	206.78	6.94	7.05		0.68
	GP-3.3	2,5711	8.5	173.55	6.89	6.98		0.68
	GP-3.4	3,3425	11.07	225.62	6.88	7.02		0.68
	GP-3.5	3,2338	10.49	218.28	7.02	7.20		0.68
	GP-3.6	3,779	12.53	255.08	6.87	6.96		0.68
	GP-3.7	2,7398	8.77	184.94	7.12	7.24		0.68
	GP-3.8	3,2428	10.82	218.89	6.83	6.94		0.68
	GP-3.9	2,3479	7.58	158.48	7.06	7.21		0.68
	GP-3.10	2,7523	9.17	185.78	6.84	6.97		0.68

В зразках I серії зустрічаються схеми руйнування, які зазвичай спостерігаються у зразках з кераміки на згин (ASTM C1161, section X1 [67]). Вони руйнувались на дві частини, подібно до середньо-високоміцної кераміки. Усереднений максимальний прогин дослідних зразків серії становив 3,7мм.

Зразки II серії зруйнувались з усередненим максимальним прогином 7,2 мм, щ було на 194% більшим як у зразків I серії. Руйнування відбулось
на дрібні частинки орієнтовним розміром 4 х 4 мм різних геометричних форм рис. 10.

а

б

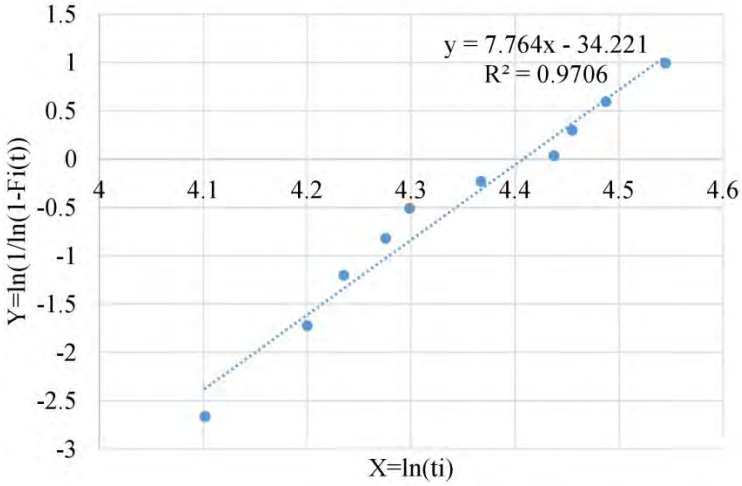
Рис.10. Характер розкриття тріщин дослідних зразків II та III серії
а) дослідний зразок марки GP-2.8; б) дослідний зразок марки GP-3.8.
Fig.10. The nature of the opening of cracks of prototypes of the II and III series
a) prototype brand GP-2.8; b) prototype brand GP-3.8

Зразки III серії зруйнувались з усередненим максимальним прогином 10,3 мм, що було на 278% більшим у порівнянні до зразків I серії та на 143% в пірівнянні з дослідними зразками II серії. Руйнування відбулось на дрібні частинки орієнтовним розміром 1х1мм різних геометричних форм рис. 10.

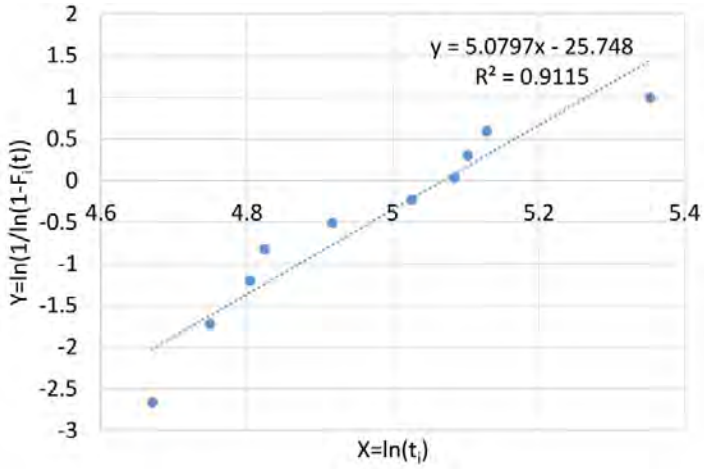
СТАТИСТИЧНИЙ АНАЛІЗ ДОСЛІДЖУВАНОЇ МІЦНОСТІ НА ВИГИН СКЛА ЗА ДОПОМОГОЮ РОЗПОДІЛУ ВЕЙБУЛЛА

На рис.11 показано діаграми Вейбулла для кожної випробувальної серії, що представляє кумулятивні імовірності руйнування *Fi (t)* як функцію застосованого напруження *(ti).* Окрім візуального зображення тенденції даних з лінією регресії, лінійне регресійне рівняння для оцінок параметрів Вейбулла також обчислюється та фіксується на графіку (відповідно до рівнянь 10 та рівняння 11). Коефіцієнт детермінації, зазначений R^2 (коефіцієнт R-квадрат), аналогічний коефіцієнту кореляції R, говорить,

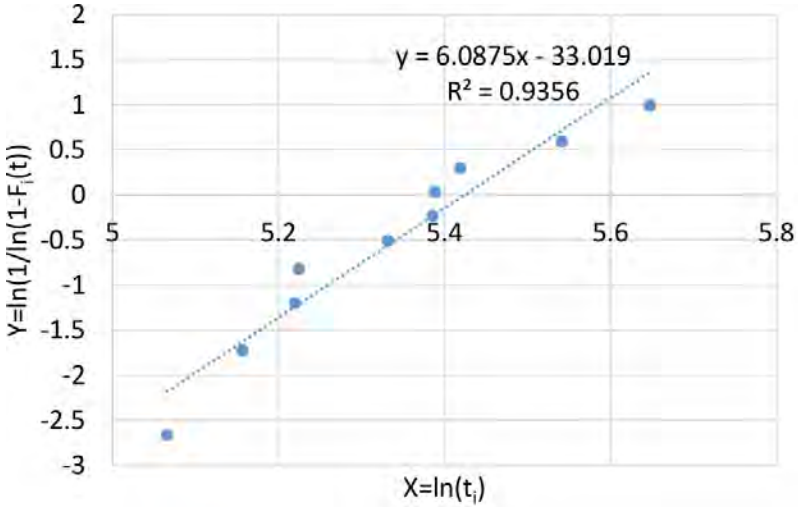
що це рівняння для кожної серії досліджень характеризує дані надзвичайно добре. Оскільки R^2 близький до 1, розподіл Вейбулла добре підходить для аналізу міцності скла.



а



б



с

Рис. 11. Графіки Вейбулла для розподілу міцностей :
а) I серії; б) II серії ; с) III серії

Fig. 11. Weibull graphs for strength distribution:
a) I series; b) series II; c) III series.

Графіки на рис.11 дають значення логарифму міцності скла на згин *(ti)* у відповідності до ймовірності руйнування *Fi(t)* з $ln\left[ln\left(\frac{1}{1-F_i(t)}\right)\right]$.

Характеристичні значення міцності на розтяг при згині скла $f_{gk,5\%}$ відповідають коефіцієнту руйнування 5% (міцність B5), визначеного з рівнем довіри 95%. Характеристики міцності на розтяг при згині для трьох серій скла оцінюються відповідно до рівн. 6 і 7 і вказані в табл. 3.

Табл.3. Розподіл Вейбулла
Table 3. Weibull distribution

Тестова серія Вейбулла характеристика	I	II	III
1	2	3	4
Weibull modulus β (slope m of Weibull plot) $\beta = m$	7.76	5.08	6.09
Intercept b of Weibull plot $b = -\beta \cdot \ln(\eta)$	-34.22	-25.75	-33.02
Weibull characteristic strength (63.2% failed), MPa $\eta = \exp\left(-\frac{b}{\beta}\right)$	82.08	159	226.78
Characteristic strength of glass (5% failed), MPa $f_{gk,5\%} = \eta\left(\ln\left(\frac{1}{1-0.05}\right)\right) = \eta\left(-\ln(1-0.05)\right)^{\frac{1}{\beta}}$	55.94	88.6	139.22

Таблиця 3 показує різні значення вимірюваної міцності скла: характерна міцність (63,2% руйнувань) у моделі Вейбулла та міцність B5 (5% руйнувань) – характеристична міцність для скла. Ці значення визначались відносно параметрів Вейбулла β і η з коефіцієнтами кореляції R близькими до 1.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Міцність на згин скла визначалась випробуваннями на згин для тьох серій дослідних зразків. Визначена міцність відповідає двопараметричному розподілу Вейбулла, і тому може бути рекомендована до використання при опису досліджень міцності скла. Характеристична міцність для трьох серій скла при 95% допустимих межах були роз-

раховані за статистичним аналізом Вейбулла.

Експерименти проведені на геометрично ідентичних скляних зразках для звичайного,термозміцненого та гартованого скла показали широкий діапазон міцності їх на згиг. Характерні значення міцності скла, що відповідають 5% квантилю, відповідно до процедури оцінки випробувань скла склали відповідно 55,94 МПа, 88,60 МПа та 139,22 МПа для першої, другої та третьої серії випробувань. Максимальна міцність на згин скла в значній мірі залежить від стану поверхні, тому в будь-якому випадку присутня мінливість міцності скла різних партій. Для достовірної міцності скла, необхідно проводити випробування з кожної партії в умовах, які максимально точно відповідають тим, що зустрічаються в експлуатації.

Отримані дані про міцність скла можна використати при проектуванні скляних конструкцій, які піддаються фактичним умовам експлуатації (наприклад, багатошарові скляні колони, що працюють на стиск під статичним навантаженням).

ЛІТЕРАТУРА

1. **R. Kalamar, M. Eliášová,** Load Bearing Innovative Construction from Glass, *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 96 (2015) 012066, Available from: https//doi.org/10.1088/1757-99X/96/1/012066.*
2. **B. Demchyna, M. Surmai, R. Tkach**, The experimental study of glass multilayer columns using digital image correlation, *Archives of Materials Science and Engineering 96/1 (2019) 32-41.*
3. **Б. Демчина, М. Сурмай, Р. Ткач**. (2018). Скляна колона *[E04C 3/30, E04B 1/18, E04B 1/28, E04H 15/34, E04H 15-60]. Патент UA, no. 128990.*
4. **M. Achintha**. Sustainability of glass in construction, in: J. Khatib (Ed.), Sustainability of Construction Materials, Woodhead *Publishing, 2016, pp. 79-104, Available from: https//doi.org/10.1016/B978-0-08-100370-1.00005-6.*
5. **F. Pariafsa**i, A review of design considerations in glass buildings, *Frontiers of Architectural Research 5(2) (2016) 171-193, Available from: https//doi.org/10.1016/j.foar.2016.01.006.*
6. **Radovic, E.; Lara-Curzio, E.; Riester, L**. Comparison of different experimental techniques for determination of elastic properties of solids. // *Materials Science and Engineering: A. 368, 1-2(2004), pp. 56-70. https://doi.org/10.1016/j.msea.2003.09.080* .
7. **Bamber, M. J.; Cooke, K. E.; Mann, A. B.; Derby, B.** Accurate determination of Young's modulus and Poisson's ratio of thin films by a combination of acoustic microscopy and nanoindentation. // *Thin Solid Films. 398-399(2001), pp. 299-305. https://doi.org/10.1016/S0040-6090(01)01341-4.*
8. **Rho, J. Y.; Ashman, R. B.; Charles, H. T.** Young's modulus of trabecular and cortical bone material: Ultrasonic and microtensile measurements. // *Journal of Biomechanics. 26, 2(1993), pp. 111-119. https://doi.org/10.1016/0021-9290(93)90042-D*
9. **Kiesewetter, L.; Zhang, J-M.** Determination of Young's moduli of micromechanical thin films using the resonance method. // *Sensors and Actuators A: Physical. 35, 2(1992), pp. 153-159. https://doi.org/10.1016/0924-4247(92)80154-U*
10. **R. E. Mould**, The Strength of Inorganic Glasses, in: L.J. Bonis, J. J. Duga, J.J. Gilman (Eds), *Phenomena in the Materials Sciences, V. 4: Fracture of Metals Polymers and Glasses, Plenum Press, 1967, pp. 119-149, Available from: http://www.americanglassresearch.com/sites/default/files/r009-the_strength_of_inorganic_glass.pdf.*
11. **L. Curkovic, A. Bakic, J. Kodvanj and T. Haramina,** Flexural strength of alumina ceramics: Weibull analysis, Transactions of Famena 34 (2010) *13-18, Available from: http://repozitorij.fsb.hr/3589/1/FLEXURAL%20STRENGTH%20OF%20ALUMINA%20CERAMICS.pdf.*
12. **S. Costa, M. Miranda, H. Varum, F**. Teixeira-Dias, On the Evaluation of the Mechanical Behaviour of Structural Glass *Elements, Materials Science Forum 514-516 (2006) 799-803, Available from: http//doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.514-516.799.*
13. **EN 61649:2008,** Weibull analysis (IEC 61649:2008), European Committee for Elec-

trotechnical Standardization (CENELEC), 2008.
14. **EN 12603:2002**, Glass in building - Procedures for goodness of fit and confidence intervals for Weibull distributed glass strength data, European Committee for Standardization (CEN), 2002.
15. **Oliver, W. C.; Pharr, G. M**. Measurement of hardness and elastic modulus by instrumented indentation: Advances in understanding and refinements to methodology. *// Journal of Materials Research. 19, 1(2004), pp. 3-20. https://doi.org/10.1557/jmr.2004.19.1.3.*
16. **Tohmyoh, H.; Akanda, M. A. S.; Takeda, H.; Saka M**. Determination of elastic-plastic properties of metallic thin wires by small-span bending test. *// Glass, Inverse Problems, History of Fracture MechanicsAnd Fatigue, Ice Mechanics and IceStructures Interaction, Proceedings of the ICF12, Ottawa, 2009, pp. 1-6.*
17. **Miljojković J., Bijelić I., Vranić N., Radovanović N., Živković M.,** (2017). Determining elastic modulus of the material by measuring the deflection of the beam loaded in bending. *Technical Gazette 24, 4, 1227-1234. https://doi.org/10.17559/TV-20170609133537*.
18. **A.R. Migliore Jnr, E.D. Zanotto**, Fracture strength of glass analysed by different testing procedures, *Glass Technology 37(3) (1996) 95-98, Available from: http://www.lamav.ufscar.br/artpdf/gt37.pdf.*
19. **K.Pankhardt**, Loadbearing glasses, Doctoral (PhDol) *Thesis, Budapest University of Techn ogy and Economics, Faculty of Civil Engineering, Department of Construction Materials and Engineering Geology, 2010, Available from:https//repozitorium.omikk.bme.hu/bitstream/handle/10890/1041/ertekezes.pdf?sequence=1&isAllowed=y.*
20. **J.W. Pepi,** Chapter 11: Inert Strength Determination, in: Strength Properties of Glass and Ceramics, *SPIE Press monograph, SPIE Press, 2014, Available from: https//doi.org/10.1117/3.1002530.ch11*.
21. **R. Dugnani, R. Zednik**, Flexural Strength by Fractography in Modern Brittle Materials, *Journal of the American Ceramic Society 96(12) (2013) 3908-3914, Available from: https//doi.org/10.1111/jace.12627*.
22. **B. Demchyna, T. Osadchuk**, Flexural strength of glass using Weibull statistic analysis, *Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering 87/2 (2018) 49-61.*
23. **EN 1288-3:2000**, Glass in building Determination of the bending strength of glass - Part 3: Test with specimen supported at two points (four point bending), Brussels, European Committee for Standardization CEN, 2000.
24. **ASTM C158 Flexural Bend Testing for Glass** - TestResources, Available from: *https//www.testresources.net/applications/standards/astm/astm-c158-flexural-bend-testing-for-glass.*
25. **ASTM C1161-18**, Standard Test Method for Flexural Strength of Advanced Ceramics at Ambient Temperature, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2018.
26 **EN 61649:2008**, Weibull analysis (IEC 61649:2008), European Committee for Electrotechnical Standardization (CENELEC), 2008.
27. **EN 12603:2002**, Glass in building - Procedures for goodness of fit and confidence intervals for Weibull distributed glass strength data, European Committee for Standardization (CEN), 2002.
28. **Characterizing a Distribution** — Introduction to Statistics 6.4 documentation, *Available from: http://work.thaslwanter.at/Stats/html/statsDistributions.html*.
29. **W.H. Press, S.A. Teukolsky, W.T. Vetterling, B.P. Flannery**, Numerical Recipes in C (2nd Ed.): The Art of Scientific Computing, *Cambridge University Press, New York, USA, 1992, Available from: https//www2.units.it/ipl/students_area/imm2/files/Numerical_Recipes.pdf.*
30. **Scholz**, Inference for the Weibull Distribution, Stat 498B Industrial Statistics, 2008, *Available from: Available from: https//www.stat. washington.edu/people/fritz/DATAFILES498B2008/WeibullBounds.pdf.*

REFERENCES

1. **R. Kalamar, M. Eliášová**, Load Bearing Innovative Construction from Glass, *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 96 (2015) 012066, Available from: https//doi.org/10.1088/1757-899X/96/1/012066.*
2. **B. Demchyna, M. Surmai, R. Tkach**, The experimental study of glass multilayer columns using digital image correlation, *Archives of Materials Science and Engineering 96/1 (2019) 32-41.*
3. **B. Demchyna, M. Surmai, R. Tkach.** (2018). Skliana Kolona *[E04C 3/30, E04B 1/18, E04B*

1/28, E04H 15/34, E04H 15-60]. Patent UA, no. 128990 (in Ukrainian).

4. **M. Achintha.** Sustainability of glass in construction, in: J. Khatib (Ed.), *Sustainability of Construction Materials, Woodhead Publishing, 2016, pp. 79-104, Available from: https//doi.org/10.1016/B978-0-08-100370-1.00005-6.*
5. **F. Pariafsai**, A review of design considerations in glass buildings, *Frontiers of Architectural Research 5(2) (2016) 171-193, Available from: https//doi.org/10.1016/j.foar.2016.01.006.*
6. **Radovic, E.**; **Lara-Curzio, E.; Riester, L.** Comparison of different experimental techniques for determination of elastic properties of solids. *// Materials Science and Engineering: A. 368, 1-2(2004), pp. 56-70. https://doi.org/10.1016/j.msea.2003.09.080.*
7. **Bamber, M. J.; Cooke, K. E.; Mann, A. B.; Derby, B.** Accurate determination of Young's modulus and Poisson's ratio of thin films by a combination of acoustic microscopy and nanoindentation. *// Thin Solid Films. 398-399(2001), pp. 299-305. https://doi.org/10.1016/S0040-6090(01)01341-4.*
8. **Rho, J. Y.; Ashman, R. B.; Charles, H. T.** Young's modulus of trabecular and cortical bone material: Ultrasonic and microtensile measurements. *// Journal of Biomechanics. 26, 2(1993), pp. 111-119. https://doi.org/10.1016/0021-9290(93)90042-D.*
9. **Kiesewetter, L.; Zhang, J-M.** Determination of Young's moduli of micromechanical thin films using the resonance method. *// Sensors and Actuators A: Physical. 35, 2(1992), pp. 153-159* https://doi.org/10.1016/0924-4247(92)80154-U.
10. **R. E. Mould**, The Strength of Inorganic Glasses, in: L.J. Bonis, J. J. Duga, J.J. Gilman (Eds), *Phenomena in the Materials Sciences, V. 4: Fracture of Metals Polymers and Glasses, Plenum Press, 1967, pp. 119-149, Available from:http://www.americanglassresearch.com/sites/default/files/r009-the_strength_of_inorganic_glass.pdf.*
11. **L. Curkovic, A. Bakic, J. Kodvanj and T. Haramina,** Flexural strength of alumina ceramics: Weibull analysis, *Transactions of Famena 34 (2010) 13-18, Available from: http://repozitorij.fsb.hr/3589/1/FLEXURAL%20STRENGTH%20OF%20ALUMINA%20CERAMICS.pdf.*
12. **Costa, M. Miranda, H. Varum, F. Teixeira-Dias**, On the Evaluation of the Mechanical Behaviour of Structural Glass Elements, *Materials Science Forum 514-516 (2006) 799-803, Available from:https//doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.514-516.799.*
13. **EN 61649:2008**, Weibull analysis (IEC 61649:2008), *European Committee for Electrotechnical Standardization (CENELEC), 2008.*
14. **EN 12603:2002**, Glass in building - Procedures for goodness of fit and confidence intervals for Weibull distributed glass strength data, European Committee for Standardization (CEN), 2002.
15. **Oliver, W. C.**; Pharr, G. M. Measurement of hardness and elastic modulus by instrumented indentation: Advances in understanding and refinements to methodology. // Journal of Materials Research. 19, 1(2004), pp. 3-20. https://doi.org/10.1557/jmr.2004.19.1.3.
16. **Tohmyoh, H.; Akanda, M. A. S.; Takeda, H.; Saka M.** Determination of elastic-plastic properties of metallic thin wires by small-span bending test. *// Glass, Inverse Problems, History of Fracture MechanicsAnd Fatigue, Ice Mechanics and IceStructures Interaction, Proceedings of the ICF12, Ottawa, 2009, pp. 1-6.*
17. **Miljojković J., Bijelić I., Vranić N., Radovanović N., Živković M.,** (2017). Determining elastic modulus of the material by measuring the deflection of the beam loaded in bending. *Technical Gazette 24, 4, 1227-1234. https://doi.org/10.17559/TV-20170609133537.*
18. **A.R. Migliore Jnr, E.D.** Zanotto, Fracture strength of glass analysed by different testing procedures, *Glass Technology 37(3) (1996) 95-98, Available from: http://www.lamav.ufscar.br/artpdf/gt37.pdf.*
19. **K. Pankhardt**, Load bearing glasses, Doctoral (PhD) Thesis, *Budapest University of Technology and Economics, Faculty of Civil Engineering, Department of Construction Materials and Engineering Geology, 2010, Available from: https//repozitorium.omikk.bme.hu/bitstream/handle/10890/1041/ertekezes.pdf?sequence=1&isAllowed=y.*
20. **J.W. Pepi,** Chapter 11: Inert Strength Determination, in: Strength Properties of Glass and Ceramics, *SPIE Press monograph, SPIE Press, 2014, Available from: https//doi.org/10.1117/3.1002530.ch11.*

21. **R. Dugnani, R. Zednik**, Flexural Strength by Fractography in Modern Brittle Materials, *Journal of the American Ceramic Society 96(12) (2013) 3908-3914, Available from: https//doi.org/10.1111/jace.12627.*
22. *B.Demchyna, T.Osadchuk*, Flexural strength of glass using Weibull statistic analysis, *Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering 87/2 (2018) 49-61.*
23. **EN1288-3:2000**, Glass in building - Determination of the bending strength of glass - Part 3: Test with specimen supported at two points (four point bending), Brussels, European Committee for Standardization CEN, 2000.
24. **ASTM C158** Flexural Bend Testing for Glass - TestResources, Available from: *https//www.testresources.net/applications/standards/astm/astm-c158-flexural-bend-testing-for-glass.*
25. **ASTM C1161-18**, Standard Test Method for Flexural Strength of Advanced Ceramics at Ambient Temperature, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2018.
26. **EN 61649:2008**, Weibull analysis (IEC 61649:2008), European Committee for Electrotechnical Standardization (CENELEC), 2008.
27. **EN 12603:2002**, Glass in building - Procedures for goodness of fit and confidence intervals for Weibull distributed glass strength data, European Committee for Standardization (CEN), 2002.
28. **Characterizing a Distribution** — Introduction to Statistics 6.4 documentation, Available from: *http://work.thaslwanter.at/Stats/html/statsDistributions.html*.
29. **W.H. Press, S.A. Teukolsky, W.T. Vetterling, B.P. Flannery**, Numerical Recipes in C (2nd Ed.): The Art of Scientific Computing, *Cambridge University Press, New York, USA, 1992, Available from: https//www2.units.it/ipl/students_area/imm2/files/Numerical_Recipes.pdf.*
30. **Scholz**, Inference for the Weibull Distribution, Stat 498B Industrial Statistics, 2008, *Available from: Available from: https//www.stat. washington.edu/people/fritz/DATAFILES498B2008/WeibullBounds.pdf.*

OF PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF GLASS ON BENDING USING WEIBULL DISTRIBUTION STATISTICAL ANALYSIS

Bogdan Demchyna, Mykhailo Surmai, Roman Tkach, Vasylyna Hula

Summary. The main methods of testing the strength of glass are considered and the results of measuring the strength of glass according to the proposed experimental methods are presented. A step-by-step guide for analyzing strength data using a two-parameter Weibull distribution is also described. The modulus of elasticity was determined, which was calculated by two methods. The first method was to analyze the data of strain gauge readings, and was calculated according to Hooke's law. The second method was to calculate the modulus of elasticity by the formula derived from the equation for calculating the deflection. This paper considers three series of prototypes, each of which consists of ten experiments. Experimental samples of series I are made of ordinary sheet glass. Series II is made of heat-strengthened sheet glass, and prototypes of series III were made of tempered sheet glass. A comprehensive review of existing test methods for the strength of glass. The features of the used bending tests and statistical analysis of the measured strength data are described. The results may be of particular interest to specialists in modern design of load-bearing structures made of glass.

Keywords: tests for three-point bending; bending strength of glass; two-parameter Weibull distribution; statistical analysis; glass sample; modulus of elasticity

Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика»

Віра Колякова

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
vkolyakova@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-6879-8520

DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.114-118

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

Анотація. Перед початком роботи надстаттею слід ознайомитись з вимогами щодо публікації статей в збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика», заснованого Київським національним університетом будівництва і архітектури.

Обраний збірник призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних організацій та виробничих підприємств будівельної галузі, докторантів, аспірантів та студентів навчальних закладів будівельного напрямку.

Випуски збірника в обов'язковому порядку розсилаються в бібліотеки та організації згідно вимог ДАК України [6] до розсилки авторефератів дисертацій, в бібліотеки провідних профільних науково-дослідних та проектних організацій, вищих навчальних закладів освіти в яких проходять підготовку фахівці за спеціальностями:

192 Будівництво та цивільна інженерія

132 Матеріалознавство

194 Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології.

Стаття, яка подається до редакції має чітко відповідати цілям і спеціалізації збірника, має бути написана і оформлена у відп овідності до вимог, які викладені в цій статті.

Подавати наукову статтю рекомендується тільки в один збірник, що відповідає вимогам Міжнародних етичних стандартів, які забороняють одночасну публікацію статті в різних виданнях.

Ключові слова: анотація; вимоги до офрмлення; формат файла; посилання; список літератури; рецензування.

1. ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ ТА СТРУКТУРИ СТАТТІ

1.1. Вимоги до файла.

Файл має бути створений у редакторі Word і збережений у форматі *.doc.

Мінімальний розмір статті: 10 тис. друкованих знаків без пробілів (min 0,25 авт. арк. за вимогами МОНУ, рисунки, табл. враховуються), максимальний – 40 тис. знаків (1 авт. арк.).

Якщо передбачається публікація матеріалу частинами в декількох випусках збірника то кожну частину слід завершувати поміткою «Продовження (закінчення) буде».

На сторінках з початком кожної наступної частини матеріалу, що публікується, в підстрочному зауваженні або перед текстом роблять помітку «Продовження (закінчення)» та вказують номер випуску видань, в якому надруковані попередні частини цього матеріалу.

1.2. Вимоги до формату та оформлення.

1) Формат А4, верхнє та нижнє поля 2,5 см, ліве та праве 2 см;
   - шрифт Times New Roman; розмір: основного тексту - 12, анотацій і літератури -11;
   - міжрядковий інтервал - 1;
   - колонтитули - 1,3 см;
   - абзацний відступ 0,5 см;
2) статтю (*.doc) форматують у дві колонки по 8 см з проміжком 1 см; встановлюють автоматичне перенесення слів;
3) назви таблиць та підписи під рисунками (розмір 11) розміщують ліворуч графічного об'єкту;
   - в кириличних текстах − дублюють англійською (рядком нижче);
4) посилання у тексті статті − не більше п'яти в одному місці;
5) в списку літератури – не менше 20 посилань (переважно на наукові статті та монографії) оформлюється згідно [1] список літератури дублюють англійською мовою (References оформолюється згідно стандарту APA);
   - при використанні транслітерації, у дужках вказують мову оригіналу, наприклад: (in Ukrainian), (in Russian);
   - не використовують посилань на публікації не наукового змісту;
   - посилаючись на інтернет-ресурс, дають повну назву та вихідні дані публікації;
   - відсоткове співвідношення самоцитування – не більше 30% (тобто якщо Ви використали 20 посилань, з них повинно бути не більше 6 на Ваші роботи);
   - відсоткове співвідношення посилань на іноземні джерела – не менше 20%;
6) в кінці англомовних статей розміщують анотацію російською; в інших статтях – англійською.

1.3. Структурування статті.

Вихідні дані(шрифт Arial):
-назва рукопису (н/ж, розмір 14 пт), (інформативна та коротка (рекомендовано до 10 слів);
- ім'я та прізвище автора (курсив, розмір 12 пт); (якщо авторів декілька – зазначають цифровими зносками);
- місце роботи, поштова адреса, e-mail, ідентифікатор ORCID (розмір 10).

1.4. Структурні підрозділи статті:

- АНОТАЦІЯ (не менше 1800 знаків) – структура анотації аналогічна структурі статті, без використання скорочень та абревіатур, усі пояснення дають в тексті.
- КЛЮЧОВІ СЛОВА (5 – 8 слів).
- ВСТУП.
- МЕТА І МЕТОДИ.
- РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПОЯСНЕННЯ.
-ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ (потрібно також визначити перспективи подальших досліджень).
- ЛІТЕРАТУРА (не менше 20 джерел, розміщених у порядку їх згадування в тексті статті).
- REFERENCES (References - список літератури, при складанні якого користуються транслітерацією.

Він йде окремим блоком і повторює список літератури українською мовою, незалежно від того, є в ньому іноземні джерела чи ні.

Список References необхідний для міжнародних баз даних. У Списку літератури і в References вказуються одні й ті ж джерела, в однаковій послідовності і з однаковою нумерацією.

http://ukrlit.org/transliteratsiia

Онлайн транслітерація з української на англійську згідно з Постановою Кабінету Міністрів України від 27 січня 2010 р. N 55 «Про впорядкування транслітерації українського алфавіту латиницею» (чинна).

1.5. Оформлення статті:

- пишуть прямо – цифри, грецькі букви, кирилицю, тригонометричні функції (tan, sin та ін.), усталені вирази (max, const та ін.), хімічні елементи;
курсивом – англійські символи формул, римські цифри, номери експлікації;

- між формулами, рисунками, таблицями і текстом залишають по 1 пустому рядку;
- формули (розміром 12-9-7-16-12) набирають в Eq.3 або MathType 6.0 і центрують; нумерація – праворуч колонки;

- таблиці і рисунки – не перевищують область друку аркуша; (Таблиці та рисунки розміщують після першого згадування про них, а великі (на повну ширину аркуша) − зверху або знизу сторінки (не розриваючи одночасно обидві колонки тексту);

- ілюстрації – у форматах *.jpg, *.tif з роздільною здатністю не менше 300 dpi;
- скорочені слова «Табл.» (Table), «Рис.» (Fig.) пишуть з великої літери (в назві – н/ж); текст на полі рисунків зводять до мінімуму, пояснення дають в підписах під рисунками.

2. СУПРОВІДНІ ДОКУМЕНТИ

Стаття – через он-лайн систему (http://bctp.knuba.edu.ua), супровідні матеріали – на електронну адресу (knubazbk@gmail.com).

Вже маєте:
- Ім'я користувача/Пароль для видання "Будівельні конструкції. Теорія і практика"? (увійдіть на сайт http://bctp.knuba.edu.ua).
- Потрібні Ім'я користувача/Пароль? (зареєструйтеся http://bctp.knuba.edu.ua).

Для того, щоб мати можливість подавати статті до журналу та перевіряти поточний статус своїх подань необхідно увійти на сайт, як зареєстрований користувач.

До пакету супровідних документів входять:

1) Наукова рецензія (згідно наказу МОН України №1111 від 17.10.2012 п. 2.11 та 3.1.) (Рецензія повинна бути завірена у відділі кадрів печаткою, зберігається в редакції 1 рік):

- для аспіранта і здобувача наукового ступеня кандидата наук – рецензія кандидата або доктора наук;
- для докторанта і здобувача наукового ступеня доктора наук рецензія доктора наук.
-для кандидата наук – кандидата наук, доцента або провідного фахівця.

Основні пункти рецензії: «Робота ПІБ, назва, виконана згідно вимог МОН України і рекомендується до друку як така, що містить в собі новизну в …. Рецензент: наукове звання, ступінь, місце роботи, ПІБ».

Рецензент статті несе моральну відповідальність за рекомендацію статті до друку.

- рекомендація до друку (витяг з протоколу засідання кафедри / установи, де працює автор);
- відомості про авторів (прізвище, ім’я, по-батькові; науковий ступінь, вчене звання, h-index (якщо є), місце роботи, адреса, посада. Контактні відомості: фото автора (*.jpg), мобільний телефон, e-mail, ідентифікатори ORCID та Scopus Author ID).

Зазначені матеріали до збірника подаються до редакції одночасно.

3. ПРИКЛАД ОФОРМЛЕННЯ ЛІТЕРАТУРИ

Згідно [1, 6], після тексту статі повинно бути розміщено пристатейні бібліографічні списки у відповідності до державних стандартів, в яких відповідні записи повинні бути пронумеровані, а по тексту статті зроблені відповідні посилання на них [2, 3, 4].

1. **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.*
2. **Немчинов Ю.И., Хавкин А.К., Марьенков Н.Г., Ивлева Н.П., Дырда В. И., Лисица Н.И.** Экономическая целесообразность научно-технического сопровождения объектов экспериментального строительства. *//Будівельні конструкції.*

Зб. наук.праць. - К.: НДІБК, 2009. - Вип. 69. – С. 143-149.
3. **Белаш Т.А., Тюльменев Т.Р.** Демпферы сухого трения в системе сейсмозащиты высотных зданий. *//Будівельні конструкції. Зб. наук. праць. - К.: НДІБК, 2009. - Вип. 69. – С. 449-452.*
4. **Сахаров В.О., Мельник В.А.** Дослідження впливу використання сейсмоізоляції на напружено-деформований стан 47-поверхової будівлі. *//Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – П.: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 3(38), т. 2, с. 312-320.*

REFERENCES

ПРИКЛАД ОФОРМЛЕННЯ
http://ukrlit.org/transliteratsiia

Онлайн транслітерація з української на англійську згідно з Постановою Кабінету Міністрів України від 27 січня 2010 р. N 55 «Про впорядкування транслітерації українського алфавіту латиницею» (чинна).

1. **Repyah V.V** Opit primeneniya novyx stroitelnyh norm v seismycheskyx raschetax zdaniy. *//Bydivelni konstrukcii. Zb.nayk.prac. – K.: NDIBK, 2009. - Vip. 69. – C. 674-679.*
2. **Nemchinov YU.I., Khavkin A.K., Mar'-yenkov N.G., Ivleva N.P., Dyrda V.I., Lisitsa N.I.** Ekonomicheskaya tselesoobraz-nost' nauchno-tekhnicheskogo soprovozhdeniya ob"yektov eksperimental'nogo stroitel'stva. *//Budível'ní konstruktsíÏ . Zb. nauk.prats'. -K.: NDÍBK, 2009. - Vip. 69. – S. 143-149.*
3. **Belash T.A., Tyulʹmenev T.R.** Dempfery sukhoho trenyya v systeme seysmozashchyty vysotnykh zdanyy. *//Budivel'ni konstruktsiyi. Zb. nauk. prats'. - K.: NDIBK, 2009. - Vyp. 69. – S. 449-452.*
4. **Sakharov V.O., Melʹnyk V.A.** Doslidzhennya vplyvu vykorystannya seysmoizolyatsiyi na napruzheno-deformovanyy stan 27-poverkho-voyi budivli. *//Zbirnyk naukovykh prats' (haluzeve mashynobuduvannya, budivnytstvo). – P.: PoltNTU, 2013. – Vyp.3(38), t. 2, s. 312-320.*

За зміст статті несуть відповідальність автор та науковий підрозділ, який рекомендував її для публікації.

Рецензування поданої статті сліпе, (призначається редколегією).

Рецензент несе моральну відповідальність за рекомендацію статті до друку.

4. КОНТАКТИ

Збірник наукових праць „Будівельні конструкції. Теорія і практика”:

- відповідальний секретар, к.т.н., доцент кафедри залізобетонних та кам’яних конструкцій КНУБА Колякова В.М. (044) 241-55-04, (044)245-48-42;
- головний редактор, кандидат технічних наук, доцент, завідувач кафедри залізобетонних та кам’яних конструкцій КНУБА, Журавський О.Д. (044)245-48-42.

Адреса редакції: к. 104, 114, КНУБА, Повітрофлотський проспект, 31, м. Київ, , 03037,

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДСТУ 8302:2015**. Інформація та документація. Бібліографічні посилання. Загальні положення та правила складання. – Чинний від 2016–07– 01. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2016. – 16 с.
2. **Боженко О., Корян Ю., Федорець М.** Міжнародні правила цитування та посилання в наукових роботах. – Київ : УБА, 2016. – 117с. *https://ula.org.ua/images/uba_document/programs/academ_integrety/Academ_4_12_red1.pdf*
3. **Гузенко С. І.** Оформлення бібліографічних посилань у наукових роботах у наукових роботах (за ДСТУ 8302:2015). – Київ, 2017.- 16с. *http://library.kubg.edu.ua/images/stories/Departaments/biblio/seminar/%D0%94%D0%A1%D0%A2%D0%A3%208302.pdf.*
4. **Костина І., Каленська В., Олаборі О.; ред. Левченко Н**. Оформлення бібліографічних посилань у наукових роботах – Київ : Науково-технічна бібліотека Національного університету харчових технологій, 2017. – 31 с. *http://library.nuft.edu.ua/inform/poradnyk.pdf*
5. **Карпенко С. В**. Бібліографічне посилання (загальні правила складання) відповідно до

ДСТУ 8302:2015, запровадженого в дію в Україні 01.07.2016: метод. рек. /Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 19 с.
http://eprints.kname.edu.ua/46333/1/metod.rec.DSTU2015.pdf

6. Про затвердження Вимог до оформлення дисертацій [Електронний ресурс] : Наказ від 12 січ. 2017 р. № 40 / Україна. М-во науки і освіти.
https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0155-17.

REFERENCES

1. **DSTU 8302:2015**. Informatsiia ta dokumentatsiia. Bibliohrafichni posylannia. Zahalni polozhennia ta pravyla skladannia. – Chyn-nyi vid 2016–07– 01. – Kyiv: DP «UkrND-NTs», 2016. – 16 s.
2. **Bozhenko O., Korian Yu., Fedorets M.** Mizhnarodni pravyla tsytuvannia ta posy-lannia v naukovykh robotakh. – Kyiv : UBA, 2016. – 117s.
https://ula.org.ua/images/uba_document/programs/academ_integrety/Academ_4_12_red1.pdf
3. **Huzenko S. I.** Oformlennia bibliohrafich-nykh posylan u naukovykh robotakh u nau-kovykh robotakh (za DSTU 8302:2015). – Ky-yiv, 2017.-16s.
http://library.kubg.edu.ua/images/stories/Departaments/biblio/seminar/%D0%94%D0%A1%D0%A2%D0%A3%208302.pdf.
4. **Kostyna I., Kalenska V., Olabodi O.; red. Levchenko N.** Oformlennia bibliohra-fichnykh posylan u naukovykh robotakh – Kyiv : Naukovo-tekhnichna biblioteka Natsio-nalnoho universytetu kharchovykh tekhnolo-hii, 2017. – 31 s
http://library.nuft.edu.ua/inform/poradnyk.pdf
5. **Karpenko S. V.** Bibliohrafichne posylan-nia (zahalni pravyla skladannia) vidpovid-no do DSTU 8302:2015, zaprovadzhenoho v diiu v Ukraini 01.07.2016: metod. rek. /Kharkiv. nats. un-t misk. hosp-va im. O. M. Beketova ; – Kharkiv : KhNUMH im. O. M. Beketova, 2017. – 19 s.
http://eprints.kname.edu.ua/46333/1/metod.rec.DSTU2015.pdf
6. Pro zatverdzhennia Vymoh do oformlennia dysertatsii [Elektronnyi resurs] : Nakaz vid 12 sich. 2017 r. № 40 / Ukraina. M-vo nauky i osvity.
https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0155-17

ON THE REQUIREMENTS FOR ARTICLES PUBLISHED IN THE COLLECTION OF SCIENTIFIC PAPERS "BUILDING STRUCTURES. THEORY AND PRACTICE»

Vira Koliakova

Summary. Before starting work on the super-article, you should get acquainted with the requirements for the publication of articles in the collection of scientific papers "Building structures. Theory and Practice ", founded by the Kyiv National University of Construction and Architecture.

The selected collection is intended for researchers, specialists of design organizations and industrial enterprises of the construction industry, doctoral students, graduate students and students of educational institutions in the field of construction.

Issues of the collection must be sent to libraries and organizations in accordance with the requirements of the SAC of Ukraine [6] to send abstracts of dissertations, to the libraries of leading specialized research and design organizations, higher education institutions in which -train specialists in the following specialties:

192 Construction and Civil Engineering

132 Materials Science

194 Hydraulic construction, water engineering and water technologies.

The article submitted to the editorial board must clearly meet the goals and specializations of the collection, must be written and designed in accordance with the requirements set out in this article.

It is recommended to submit a scientific article only in one collection, which meets the requirements of International Ethical Standards, which prohibit the simultaneous publication of the article in different publications.

Keywords: summary; requirements for formalization; file format; link; list of references; reviewing.

Еволюція будівельних норм проектування

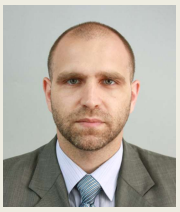
Денис Михайловський[1], Богдан Бондарчук[2]

[1,2]Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
[1] mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-7404-4757
[2]bbr94494@gmail.com

DOI: 10.32347/2522-4182.6.2020.119-134

Анотація. Нормування будівельної галузі наразі є однією з найважливіших її складових. На сьогодні нормуванню підлягають абсолютно всі частини будинків, будівель і споруд, які розглядаються як складна архітектурно-будівельно-інженерна система, що має задовольняти основним функціям: безпечної експлуатації, забезпечення надійності, архітектурно-естетичним, функціональним, комфортним, енергоефективним. Еволюція розвитку правил і норм проектування з стародавніх часів пов'язана саме з забезпеченням цих вимог і постійно вдосконалювалась з розвитком технологічних можливостей та появи нових будівельних матеріалів та конструкцій.

В роботі розглянуто процес еволюції нормування будівництва від стародавніх часів і до наших днів в Европі та Україні, що дозволяє більш повно зрозуміти процеси, які впливають на створення нормативної бази і вимоги до неї. Якщо спершу це були здебільшого аспекти юридичної відповідальності будівельників за свою роботу, то з часом, з'явились вимоги щодо планування та архітектури, інженерних комунікацій та мереж, і набагато пізніше вимоги до надійності будівельних конструкцій та будівель в цілому. Наведено приклади перших джерел стандартів і технічних вимог будівельної галузі. Розглянуті питання становлення і розвитку кошторисного нормування, обумовлені необхідністю регулювання економічних відносин між замовниками будівельно-монтажних робіт і підрядниками. Сьогодні будівельні норми охоплюють фактично весь спектр питань пов'язаних з забезпеченням: експлуатаційних властивостей, надійності, архітектурно-естетичних і функціональних вимог, комфорту, енергоефективності.



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

Богдан Бондарчук
студент архітектурного факультету

Знання історії та еволюції будівельного нормування дозволить найбільш точно спрогнозувати напрям його розвитку і вдосконалення. Процес удосконалення будівельних норм продовжується постійно з розвитком і науково-технічним прогресом, появою нових функціональних та естетичних вимог, нових виробів і матеріалів.

Ключові слова. Будівельні норми, еволюція нормування, вимоги до будівель і споруд, нормативні вимоги.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Існує досить велика кількість робіт, присвячених огляду розвитку наук, пов'язаних з будівельною галуззю. Найбільш значущі роботи, пов'язані з історією становлення розрахунку будівельних конструкцій, і безпосередньо таким наукам як опір матеріалів і будівельна механіка [1, 2].

Так в [2] міститься наступна думка: «Історія розвитку вітчизняних і зарубіжних норм проектування, як будь яка історія (якщо тільки вона не представлена тенденційно) дає не тільки фактичні знання про минулий досвід, а й в деякій мірі дозволяє прогнозувати тенденції розвитку проблеми.»

Стандартизація - в загальному сенсі це діяльність по встановленню правил і характеристик з метою їх багаторазового застосування для забезпечення повторюваності продукції, результатів робіт і послуг з необхідними рівнем якості і характеристиками.

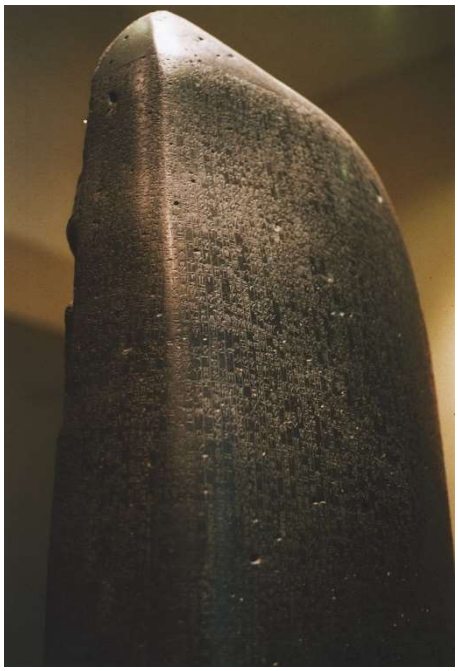
Дана ж робота буде стосуватись лише історії та еволюції нормування в будівництві.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Найбільш ґрунтовний аналіз розвитку науки розрахунку конструкцій, а саме опору матеріалів виконано Тимошенко С.П. [1]. Подібна ґрунтовна робота, що включає вже і сучасні досягнення останніх років виконана Баженовим В.А., Перельмутером А.В., Вороною Ю.В. [2] стосовно будівельної механіки і теорії споруд.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Самим першим відомим, наразі, документом, в якому згадуються і вимоги до будівництва, можна вважати Кодекс Хаммурапі (рис. 1). Він являє собою законодавчий кодекс старо-Вавилонського періоду, створений при царі Хаммурапі орієнтовно в 1780-х роках до н. е. Кодекс більше відносить до юридичного права, однак в ньому містяться кілька статей, що мають безпосереднє відношення до будівництва, наприклад [3]: «Якщо будівельник будує будинок для когось, і не будує його належним чином, а будинок, який він побудував, обрушиться і вб’є його власника, тоді цей будівельник має бути страчений», «Якщо буді-



а

б

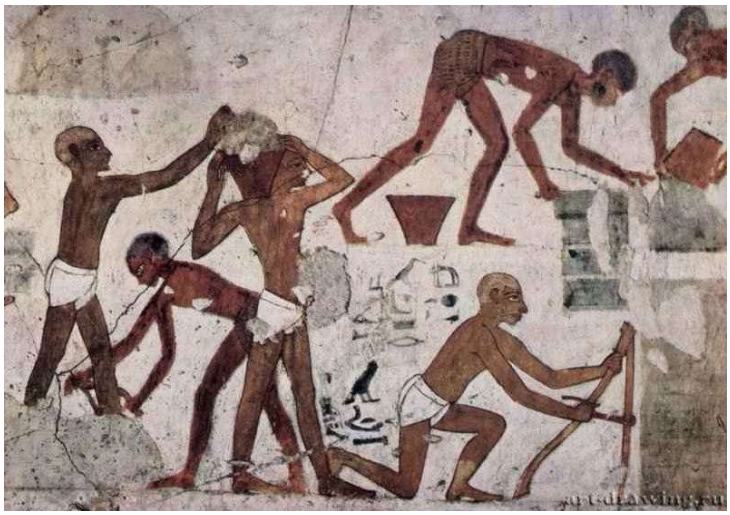
Рис. 1. Стела з записом Кодексу Хаммурапі: *а* – стела з записом; *б* – збільшений фрагмент.
Fig. 1. Stella with a Codex entry by Hammurabi: *а* – stele with a record ; *б* – enlarged fragment .
.

вельник будує будинок для когось, навіть при тому, що він ще не закінчив будівництво, і якщо при цьому стіни виявляться зруйнованими, то будівельник повинен відбудувати стіни за свій власний рахунок», «Якщо буде знищено майно, то будівельник має відшкодувати все, що було зіпсовано, і оскільки він не будував належним чином, і будинок, який він побудував, зруйнувався, то він повинен повторно звести будинок власним коштом».

Відомий своїми величними досягненнями в галузі будівництва Давній Єгипет не залишив по собі якихось письмових правил чи законів стосовно неї. Однак чисельні настінні розписи гробниць зберегли свідоцтва досить високої культури виробництва, технологічних процесів тощо. Одним з відомих і гарно збережених свідоцтв став настінний розпис (рис. 2) гробниці візира Рехмира [4], який жив в часи правління фараонів Тутмоса III та Аменхотепа II, орієнтовно 1500-1450 р.р. до н.е. Розташована гробниця на заході м.Фіви в Шейх Абд эль-Курна. Настінний розпис показує процес виготовлення цегли і зведення стін будівлель.

Певною мірою вказівки, що відносяться до будівництва, містяться навіть в Біблії (Другозаконня, глава 22, вірш 8): «Коли збудуєш новий дім, то зробиш поруччя для даху свого, і не напровадиш крови на дім

а



б

Рис. 2. Настінний розпис гробниці візира Рехмира (Фіви), на якій зображено процес виготовлення цегли. Датується орієнтовно 1500-1450 р.р. до н.е.: *а* – розпис, *б* – збільшенний фрагмент розпису.
Fig. 2. Mural painting tombs Rehmyra viewfinder (Thebes), which shows a process of making bricks. It is dated approximately 1500-1450 years. B.C.:
a - painting, *б* - enlarged fragment of the painting.

свій, коли хто небудь упаде з нього».

Визначною роботою щодо правил будівництва, можна вважати розроблені ще в 451- 450 р.р. до н.е. в стародавньому Римі «Закони дванадцяти таблиць» (лат. Leges duodecim tabularum) [5, 6]. «Закони дванадцяти таблиць» - розроблені спеціально створеною комісією з десяти людей (децемвіри з консульською владою для написання законів, лат. decemviri consulari imperio legibus scribundis) і являв собою збірник законів, які регулювали майже всі галузі, в тому числі будівництво. Фактично в них міститься ряд вироблених практикою регламентів для виконання тих чи інших будівельних робіт. Особливо це стосувалось дорожнього будівництва, принципово важливого для великої Римської імперії. Деякі побудовані тоді дороги експлуатуються і до сьогоднішнього дня.

Так в VII таблиці містяться наступні вимоги щодо містобудування: «Обхід, (тобто незабудоване місце) навколо будівлі, має бути шириною два з половиною фути», «…Якщо вздовж сусідньої ділянки викопувався рів, то неможна переступати межі, якщо ставити паркан, то необхідно відступити (від сусідньої ділянки) на один фут, якщо будинок житловий, то відступити на два фути, якщо копати яму чи могилу, відступити настільки, наскільки глибоко викопана яма, якщо колодязь – відступити на шість футів, якщо саджають оливу чи смоківницю відступити від сусідньої ділянки на дев'ять футів, а для інших дерев – на п'ять футів», «Дерева на висоті п'ятнадцяти футів підрізати, щоб тінь від них не шкодила сусідній ділянці».

Також в «12 таблицях» міститься багато вимог щодо будівництва доріг: «… Ширина дороги по прямому напрямку визначалась в вісім футів, а на поворотах – в шістнадцять футів.», «Нехай (власники придорожніх ділянок) огороджують дорогу, якщо вони не вбивають її каменем …».

Найбільшою роботою, яка включила в собі вдалий досвід будівництва, можна вважати трактат римського архітектора, механіка та вченого-енциклопедиста Марка Вітрувія Полліона (лат. Marcus Vitruvius Pollio) (рис. 3) «Десять книг з архітектури» (13 р. до н.е.) [7]. В трактаті узагальнено досвід грецького і римського будівельних мистецтв, розглянуто комплекс супутніх містобудівних та інженерно-технічних питань, практичних правил будівництва і принципів художнього сприйняття. Фактично трактат
став енциклопедією технічних знань свого часу.

Сам Марк Вітрувій став авторм ергономічної системи пропорціонування,
яка пізніше отримала широке розповсюдження в мистецтві та архітектурі під назвою «Вітрувіанська людина» (рис. 5). В основі поглядів Вітрувія покладена уява про універсальне об'єктивне значення чисельних закономірностей та пропорційних відношень в будові всесвіту і людини, якими слід керуватись при зведенні будинків і споруд та при побудові машин.

Вітрувій першим з теоретиків архітектури висказав гіпотезу появи архітектури.

Ним була поставлена проблема золотої середини між теорією і практикою, описано основні поняття естетики, співрозмірність знання і людини, вперше в історії досліджував проблему музичної акустики приміщень.

Сам Вітрувій писав, що свою роботу: «Я склав точні правила, щоб на підставі їх ти міг самостійно судити про якість, як раніше виконаних робіт, так і про те, якими мають бути майбутні, бо в цих книгах я роз'яснив всі закони архітектури». А ось таким чином охарактеризував архітектора: «Таким чином, йому треба бути і обдарованим і старанним до науки, бо ні обдарування без науки, ні наука без обдарування неспроможна створити досконалого художника».

Нижче наведу кілька цитат з трактату Марка Вітрувія [7], які стосуються будівельного нормування: «Державні закони не дозволяють, щоб стіни, що примикають до загального володіння, виводилися товщиною понад півтори футів», «Таким чином, якщо хто забажає по цьому опису намітити і вибрати спосіб кладки, зможе судити про її довговічності. Бо не стіни, зроблені з м'якого буту і на вигляд витончені і красиві, -

чи не ці стіни не зможуть занепасти і розвалитися! Тому, коли запрошують оцінювачів загальних стін, вони оцінюють їх не у скільки вони обійшлися, а, впоравшись по документам про підряд на них, віднімають з їх вартості одну вісімдесяту частину за кожний минулий рік і визначають платіж за ці стіни згідно отриманого залишку, на тій підставі, що вони не можуть простояти більше вісімдесяти років» - з цієї фрази випливає навіть розрахунковий термін експлуатації кам'яних стін будинків.

В своєму трактаті Вітрувій зробив і гарний огляд своїх попередників, жоден з цих творів, нажаль, не зберігся до наших днів. Так у вступі до сьомої книги Вітрувій писав: «Отже, побачивши, що вони відкрили мені готовий шлях до досягнення задуманого мною, я, керуючись цим, пішов далі по цьому шляху». Наведемо частину огляду проведеного Вітрувієм: «Потім Сильний випустив книгу про пропорційності дорийских будівель; про дорийский храм Юнони на Самосі - Феодор; про іонійський храм Діани в Ефесі - Херсифрон і Метаген; про іонійське святилище Мінерви в Приене - Пифей; далі, про дорийський храм Мінерви на афінському Акрополі - Иктин і Карпіон; Феодор фокейської - про круглий будинок в Дельфах; Філон - про пропорційності священних храмів і про збройові палати, що знаходилась в гавані Пірея; Гермоген - про іонійський псевдодіптеральний храм в Магнесии і Моноптері Отця Лібера на Теосі; далі, Аркесій - про коринфскі пропорційності і про іонійський храм Ескулапа в Трал, власноруч їм самим, кажуть, побудований; про Мавзолеї - Сатир і Пифей, яким щастя дарувало найбільшу і найвищу удачу. Справді, Фуфіцій був першим, що почав видання книги з цих питань; далі, Теренцій Варрон написав одну книгу про архітектуру в творі своєму «Про дев'ять наук», а Публій Септимій – дві». Так відносно побудови амфітеатру Вітрувій писав: «… Демокріт і Анаксагор написали з того ж питання (побудови сцени), яким чином після встановлення в певному місці центру зведені до нього лінії повинні природно відповідати погляду очей і поширенню променів, щоб певні образи від певної речі створювали на театральній декорації вид будівель, і щоб те, що зображено на прямих і плоских фасадах, здавалося б об'ємним».

Приділимо кілька строк давньогрецькому архітектору і скульптору Піфею (Πυθέος, лат. Pytheos, ок. 390 г. до н.е. - остання чверть IV сторіччя до н.е.). Піфей був автором наукових праць з теорії архітектури, в тому числі трактату під назвою «Коментарі», в якому (за свідченням Марка Вітрувія) він дав теоретичне роз'яснення структури храму Афіни (нажаль, сам трактат до наших днів не зберігся).

Рис. 3. Марк Вітрувій Полліон - римський архітектор, механік та вчений-енциклопедист
Fig. 3. Mark Vitruvius Pollion is a Roman architect, mechanic and encyclopedic scientist.

Рис. 4. Титульний аркуш «Десяти книг з архітектури» Марка Вітрувія Полліона видавництва 1553 року.
Fig. 4. Cover Sheet "Ten Books on Architecture" Vitruvius make Pollione Publishing 1553.

В своїх записах, Піфей писав: «що архітектор повинен у всіх мистецтвах і науках бути здатним до більшого, ніж ті, хто, завдяки своїй ретельності і постійним заняттям будь-якими окремими предметами, довели їх до найвищого ступеня досконалості. Але насправді це нездійсненно».Окрему увагу слід приділити Римському праву, в якому також містились певні закони щодо будівництва. До IV століття укази (або конституції) римських імператорів протягом перших двох століть нашої ери, стали значущим джерелом права. Конституції імператорів до Діоклетіана були зібрані приватно юристом на ім'я Грегорій в 14 книгах під назвою Григоріанський кодекс. У правління імператора Константина були зібрані пізніші конституції, знову таки приватно, законознавцем Гермогеніаном в так званому Гермогенському кодексі.

Першою ж офіційною збіркою законів Римської імперії слід вважати кодекс імператора Феодосія II. Кодекс Феодосія [8] (лат. Codex Theodosianus) був офіційно прийнятий для загального застосування 15 лютого 438 року. У 439 р. Феодосій II переслав екземпляр кодексу західному імператорові Валентиніану III, який ввів його в обов'язкове використання на своїх землях.

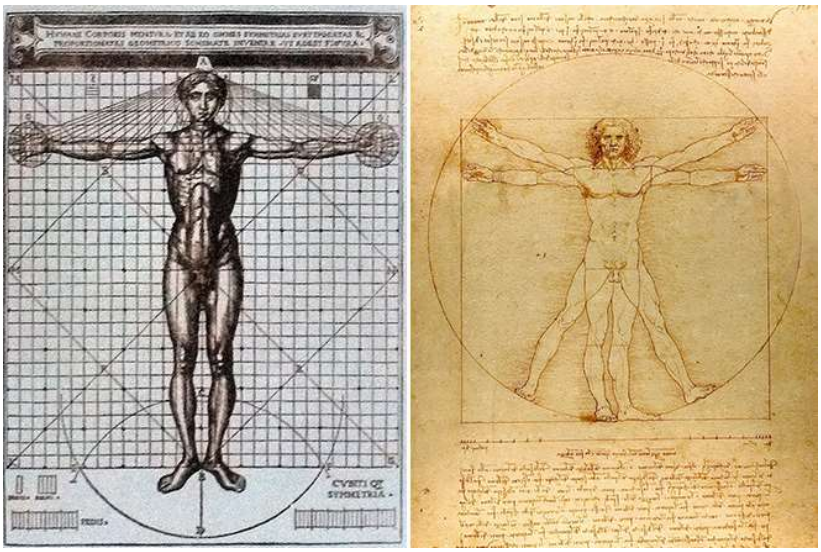


Рис. 5. Вітрувіанська людина.

Fig. 5. Vitruvian man.

До кодексу Феодосія увійшов ряд постанов, які стосувалися будівництва в містах. Взагалі слід зазначити, що в цей час будівництво нових будинків або їх перебудова, руйнування, позбавлення декоративних деталей - все, що малося на увазі під словом "новобудови" (лат. de novis operibus), знаходилося під невсипущим контролем міської влади.

Перша половина VI ст. н.е. ознаменувалася прагненням імператора Юстиніана відновити і знову об'єднати колись блискучу Римську імперію. Одним з напрямків для досягення цього він вважав потребу в наведенні порядку в конституціях, що накопичилися за столітній проміжок після видання кодексу Феодосія, а також і в загальному перегляді колишніх кодексів (Григоріанського, Гермогенського і Феодосійського), з метою викреслити з них все застаріле, а все чинне об'єднати в одному збірнику. З цією метою Юстиніан призначив комісію з 10 чоловік. Через рік комісія закінчила свою роботу, і указом "Summa rei publicae" був оприлюднений Кодекс Юстиніана (лат. Codex Justinianus) [9], який скасував собою три колишні. Зокрема кодексом Юстініана передбачалось, що будь-яке порушення будівельних правил, яке призводило до руйнування будівлі мало бути компенсоване за рахунок господаря, який

допустив недотримання встановлених правил.

Згодом імператором Юстініаном була проведена ще більш грунтовна робота по створенню і систематизації зводу законів, який включив в себе три великих збірки римського права: інституції, Дигести та Кодекс.

Найбільшого відображення норми і правила, що стосувались будівництва знайшли в Дигестах [10] (лат. Digesta - «зібране», «наведене в систему»), титульний аркуш видання наведено на рис. 6. Навіть за назвою окремих розділів – титулів можна судити який спектр питань розглядався в Дигестах Юстініана: «Про заборону нових (будівельних) робіт», «Про загрозу шкоди, про навісах і балконах», «Про воду і про утримання дощової води», «Про публічні місця і дороги», «Про ремонт публічної дороги і публічного шляху», «Про зміцнення берега річки», «Про канали», «Про каналізації», «Про скасування (протестів проти нового будівництва)» тощо.

Наведемо кілька конкретних цитат з Титулу під назвою «Про заборону нових (будівельних) робіт» для усвідомлення і кращого розуміння, що саме містили в собі Дигести Юстініана: «Вважається, що «нову роботу» робить той, хто, будуючи або зносячи, будь-яким чином змінює колишній вигляд будівлі», «Розглянемо, чи можемо ми заборонити нові роботи будь-кому, якщо він підпирає стару будівлю. І швидше за все не можемо, бо в цьому випадку він не виконує нову роботу, але допомагає старій будівлі, підпираючи її. Забороняємо ж ми, коли маємо якесь право забороняти: або для того, щоб нам вберегтися від загрози шкоди з боку того, хто що-небудь будує на публічному або приватному (ділянці); або (в тому випадку), якщо що-небудь робиться всупереч законам або едиктам принцепсов, що належать до розміру будівель; або, (якщо щось робиться) в священному або релігійному місці, або на публічному (ділянці), або на березі (публічної) річки. З цих причин надаються (також) і інтердиктів.»

Рис. 6. Титул Дигестів Юстініана видання 1553р.
Fig. 6. Title Digesta Justinana, publication 1553.

Наступними нормами яким слід приділити увагу є трактат Юліана Аскалоніта, який відомий під назвою “Peri nomou htoi hqwn twn en Palaistinh”, в перекладі “ Про закон і про звичаї Палестини”, написаний в VI столітті. Про Юліана Аскалоніта відомо тільки те, що він був архітектор, оскільки в підзаголовку значиться "Ioulianou

arcitektonoV", і що він походив з міста Аскалона.

Трактат Юліана Аскалоніта, мав практичне значення для архітекторів Палестини і суміжних провінцій, таких як Сирія, так і Палестина, а в IV-VI сторіччі це були регіони, в яких широко розгорнулося будівництво. Цей - трактат про містобудування, про правила будівництва, які застосовувались у візантійській провінції Палестини, мав суто місцеве значення, фактично був приватним посібником для архітекторів.

У вступі Юліан Аскалоніт пише про план свого трактату. Він виходив з теорії чотирьох стихій: вогонь, повітря, вода, земля. "Існують чотири стихії: вогонь, повітря, вода і земля; і від впливу їх у людей виникають непорозуміння. Тому ми вважаємо за необхідне відповідно до порядку цих стихій розташувати в трактаті положення ... І в першу чергу будемо говорити про ті випадки, які відбуваються внаслідок застосування вогню", - і відразу ж після цього йдуть розділи, що стосуються таких предметів, як дим, поганий запах, пожежна безпека. В наступних розділах розглянуті питання повітряного простору між будинками, висоти будинків, відстані між будинками, портиками, про використання води, водопроводів, каналів, про збереження переваг земельної ділянки - щоб ділянка не втратила свого значення після забудови сусідом суміжної території.

Так в розділі про фарбувальні майстерні вказується на пожежну небезпеку і шкоду, принесену димом сусіднім житловим будинкам. Особливо суворо рекомендується дотримуватися правил про будівництво склодувного підприємства і підприємства по обробці заліза (по виготовленню сокир, серпів і всіляких металевих знарядь). Ці підприємства повинні були поміщатися в приміських місцевостях або ж, в крайньому випадку, в пустельних, ненаселених частинах міст.

У 23-му розділі йдеться про будівництво житлових будинків, розміщення дверей, причому маються на увазі і склади (apoqhkh, в більш пізньому розумінні - "магазини"). У розділі 25-му говориться про побудову стайні, в 26-му - про правила пристрою корчми і будь-якого іншого закладу (очевидно, не пов'язаного з виготовленням предметів із застосуванням вогню). Глава 27 присвячується готелям, звертається увага на приміщення для биків. Заїжджий двір мав погану славу і неприємний був для оточуючих мешканців, тому заборонялося будувати постоялі двори на вулицях міст та площах. У наступних розділах йдеться про норми відстані між будинками в кілька поверхів, про розташування воріт, про постановку колон, про стіни будинків, різні правила про вікна, влаштування дахів, портиків, про балкони. Основою всіх правил була вимога зберігання зручності для сусідів. Також в трактаті розглядаються випадки ремонту будівель. Вказувалося, що всі хто користується портиками зобов'язані нести за свій рахунок витрати по ремонту в половинному розмірі (іншу половину - за рахунок мешканців будинку).

Наступною визначною працею, яка містить найбільший звід знань і правил класичної архітектури початку Нового часу слід вважати «Чотири книги про архітектуру» (італ. I Quattro Libri dell'Architettura) архітектора Андреа Палладіо, видану в 1570 році.

Андреа Палладіо (на рис. 7 наведено портрет), справжнє ім'я Андреа ді П'єтро да Падова - італійський архітектор пізнього Відродження та раннього маньєризму, засновник таких архітектурних течій як палладіанства і європейського класицизму.

«Чотири книги» (на рис. 7 наведено титульний аркуш року) [11] присвячені кожна своєму покровителю з числа вищої італійської знаті, і розглядають послідовно предмети: Перша книга, яка не має підзаголовка - основи матеріалознавства, принципи вибору місця будівництва і співвіднесення її з ландшафтом, основи проектування та співвідношення розмірів п'яти архітектурних ордерів, про проектування окремих елементів - фундаментів, вікон, сходів тощо; Друга книга, «в якій містяться малюнки багатьох будинків, побудованих в місті і поза ним, а також малюнки античних будинків греків і латинян» присвячена архітектурі житла; третя книга, «в якій трактується

про дороги, мости, площі, базиліки і ксісти» присвячена інженерній справі і містобудуванню; Четверта книга, «в якій зображуються античні храми», присвячена переважно римським храмам - і язичницьким (Храм Вести, Храм Марса Месника, Храм Нерви Траяна і інших), і християнським (Баптистерій Костянтина).

а

б

Рис. 7. Портрет Андреа Палладіо та титул його книги: *а* – Андреа Палладіо, *б* – титул книги.
Fig. 7. Portrait of Andrea Palladio and the title of his book: *a* - Andrea Palladio, *б* - the title of the book.

Спадщина Палладіо, оброблена європейськими майстрами палладіанскої архітектури XVII-XVIII століть, лежить в основі архітектури класицизму XVIII-XX століть.

На теренах Київської Русі перший відомий документ, який стосувався будівництва з'являється в XI сторіччя і обумовлений стрімким розвитком будівельної галузі. Відноситься він до часів правління Ярослава Мудрого (рис. 8) і отримав назву «Будівельний статут». На цей час знаряддя праці по всій Європі стали майже однаковими, та і технології виконання робіт мало розрізнялися. В «Будівельному статуті» визначено місцевість і матеріали, придатні для будівництва, висоту будівель, надано рекомендації щодо розташування приміщень в будівлях.

У літописах тих часів можна знайти вказівки, що, крім війська, якому доручалося зведення укріплень, будівництвом займалися особливого звання люди, городники, мостники, «порочні майстри».

В обов'язки городників входило спорудження міських стін; мостників - удаштуваннярізного роду переправ; «порочних майстрів» - зведення різного роду машин, необхідних для облоги і корисних в польових діях. «Порочні майстри» перебували завжди при війську, лагодили старі та нові «пороки».

Рис. 8. Князь Ярослав Мудрий.
Fig. 8. Prince Yaroslav the Wise

За царювання Федора Івановича в 1589 р було перевидано Судебник, в якому вперше

введена відповідальність за погане утримання доріг, внаслідок чого можливі нещасні випадки з людьми та тваринами: «А на которых дорогах мосты не починиваны, и кто едучи лошадь истегнет или ногу изломит, и про то сыскать тою волостию накрепко, в которой волосте дестца и коея деревни та земля и мост; на ково взыщут, и на том исцева гибель доправити без суда по обыску». Ширину доріг за цим Судебником слід робити в півтори сажені (3 м 24 см).

Значно пізніше, в 1737 р під час правління Петра I (рис. 9) в Росії видається Будівельний кодекс «Посада архітектурної експедиції» [12]. Кодекс включав регламентуючі правила практики будівництва, теоретичні установки (зокрема, обов'язкову регулярність забудови), порядок попереднього розгляду і затвердження проектів будинків, що зводяться за державний рахунок, правила та інструкції з техніки будівництва та щодо застосування матеріалів, регламент обов'язків архітектора.

Рис. 9. Цар Петро I.
Fig. 9. Tsar Petro I.

Так, наприклад, в обов'язки «інженера і військового архітектора» входило рішення не тільки технічних, але і економіко-будівельних завдань, які в ряді випадків нерозривні.

Кодекс «Посада архітектурної експедиції» складався з тридцяти глав, розділений на параграфи (артикули), з особливими заголовками кожного розділу і артикулами з кресленнями. Для більшої інформативності наведемо структуру розділів: «Трактування питань організації архітектурно-будівельного відомства і державного керівництва цією справою», «Основні положення, що стосуються роботи мулярів, каменярів тощо», «Огляд основних будівельних матеріалів», «Правила і технічні вказівки про організацію цегляних і черепичних заводів, про стандарти продукції», «Правила влаштування складів будівельних матеріалів, їх заготівлі та зберігання», «Правила планування міст».

Наступною крупною віхою в розвитку будівельного нормування можна вважати «Наказ» імператриці Катерини II (рис. 10), що в оригіналі мав назву: «Наказ імператриці Катерини II, даний Комісії про створення проекту нового Уложення» [13]. «Наказ» спочатку складався з 506 статей, були сформульовані основні принципи політики і правової системи, в тому числі містив статті, що стосувались містобудування. Наведемо одну з них, мовою оригіналу: «С уставами сея части точно то же случилося, что со множеством домов, город составляющих, которым земельного чертежа прежде начатия их строения не сделано. В таком городе, когда он начинает строиться, всяк занимает место, которое ему лучше понравилося, несмотря нимало ни на правильность, ни на пространство занимаемого».

Будівельний статут регулював будівництво і суміжні питання (містобудування, архітектурну практику, державний нагляд у цій сфері). Однак будівельне нормування все ж не мало своїм джерелом єдиний правовий акт, хоча законодавець, вочевидь, прагнув до цього. Будівельний статут складався з семи розділів і двадцяти одного підрозділу, в яких, виходячи з існуючої в ті роки відомчої субординації, були викладені: положення про установи для управління будівельною частиною (розділ I), о типах казенних (розділ II), церковних (розділ III) і

громадських будівель (розділ IV), про пра вила побудови міст і влаштуванні в них вулиць, площ, мостів, фабрик і приватних будинків (розділи V і VI) і селищ (розділ VII). Кожен розділ складався з підрозділів, що включали в себе статті і примітки.

В основі створення статуту покладено такі концептуальні підстави і принципи: виключення всіх норм, які вийшли з застосування; зняття повторень; при схожості указів використання більш пізнього; збереження суті норми при її вилученні з раніше існуючого тексту закону.

Очевидно, що Будівельний статут мав ряд недоліків, зокрема: до складу його статей включено положення, зведені без глибинної внутрішньої переробки, хоча нерідко вони відносяться до різних епох і викликані різними обставинами; в самому статуті переважають окремі ухвали, а не загальні норми, в основу їх часто покладено архаїчний принцип «побутової асоціативності»; немає належної єдності структури і масштабу побудови, що пояснюється тим, що статті, є здебільшого відтворення указів, написаних до конкретних випадків.

а

б

Рис. 10. Імператриця Катерина II Велика та титульний аркуш її «Наказу»:
а – Катерина II, *б* – титульнй аркуш «Наказу».
Fig. 10. The Emperor Katerina II Velika and the title page of her "Order":
а – Kateryna II , *б* - the title page of the "Order".

Поява Будівельного статуту свідчила про початок нового періоду, що характеризується поступовим розпадом централізації і наданням все більших прав приватним забудовникам, для зручності користування яким потрібно було звести воєдино роз'єднані в Зводі будівельні закони і правила. До видання статуту будівництво на місцях регламентувалося безсистемними, заплутаними, нерідко неправильно перекрученими на місцях указами і циркулярами Сенату, які в повному обсязі до відома забудовників ніхто не доводив, що створювало підґрунтя для зловживань.

З появою Будівельного статуту, для його поліпшення, проробки і кодифікації законів і норм пов'язаних з будівництвом майже постійно починають працювати різні комісії, комітети тощо.

Паралельно зі зводом законів в 1811 – 1812 роках розроблялись «Урочні реєстри» в частині цивільного та військового будівництва, на підставі опробування яких у 1832 році був виданий нормативний збірник «Урочні положення на всі загальні ро-

боти, що виконуються при фортецях, державних будівлях та гідротехнічних спорудах», який було спрямовано на підвищення якості будівельних робіт. В «Урочних положеннях» [14] містились норми витрат робочої вила побудови міст і влаштуванні в них вулиць, площ, мостів, фабрик і приватних будинків (розділи V і VI) і селищ (розділ VII). Кожен розділ складався з підрозділів, що включали в себе статті і примітки.

В основі створення статуту покладено такі концептуальні підстави і принципи: виключення всіх норм, які вийшли з застосу вання; зняття повторень; при схожості указів використання більш пізнього; збереження суті норми при її вилученні з раніше існуючого тексту закону. Очевидно, що Будівельний статут мав ряд недоліків, зокрема: до складу його статей включено положення, зведені без глибинної внутрішньої переробки, хоча нерідко вони відносяться до різних епох і викликані різними обставинами; в самому статуті переважають окремі ухвали, а не загальні норми, в основу їх часто покладено архаїчний принцип «побутової асоціативності»; немає належної єдності структури і масштабу побудови, що пояснюється тим, що статті, є здебільшого відтворення указів, написаних до конкретних випадків.

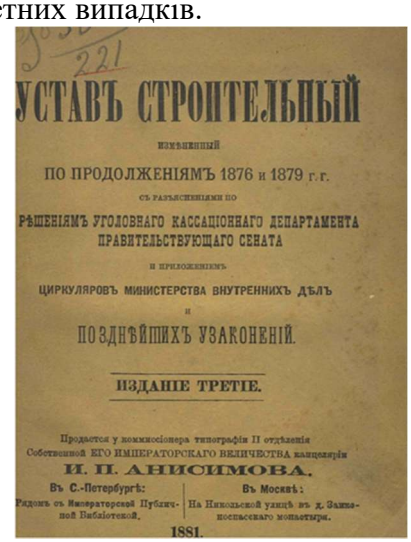


Рис. 11. Будівельні статут. Видання третє 1881 року.
Fig. 11. Building charter. The third edition of 1881.

Рис. 12. Урочні положення на всі загальні роботи, що виконуються при фортецях, державних будівлях та гідротехнічних спорудах.
Fig. 12. Class provisions for all general work performed at fortresses, government buildings and hydraulic structures

Поява Будівельного статуту свідчила про початок нового періоду, що характеризується поступовим розпадом централізації і наданням все більших прав приватним забудовникам, для зручності користування яким потрібно було звести воєдино роз'єднані в Зводі будівельні закони і правила. До видання статуту будівництво на місцях регламентувалося безсистемними, заплутаними, нерідко неправильно перекрученими на місцях указами і циркулярами Сенату, які в повному обсязі до відома забудовників ніхто не доводив, що створювало підґрунтя для зловживань.

З появою Будівельного статуту, для його поліпшення, проробки і кодифікації законів і норм пов'язаних з будівництвом майже постійно починають працювати різні комісії, комітети тощо.

Паралельно зі зводом законів в 1811 – 1812 роках розроблялись «Урочні реєстри» в частині цивільного та військового будівництва, на підставі опробування яких у 1832 році був виданий нормативний збірник «Урочні положення на всі загальні роботи, що виконуються при фортецях, державних будівлях та гідротехнічних спорудах», який було спрямовано на підвищення

якості будівельних робіт. В «Урочних положеннях» містились норми витрат робочої сили, транспортних засобів і матеріалів у будівництві.

«Урочні положення» неодноразово переглядалися з метою їх уточнення, головним чином - зниження норм. У 1869 р вони були затверджені урядом і охопили всі питання будівельного виробництва. Метою цього документа було впровадження нової техніки, підвищення якості та зниження вартості будівництва. Вони розглядалися як єдиний законодавчий документ.

У 20-х роках XX ст. було зроблено декілька спроб пристосувати «Урочні положення» до нових умов, а потім проведено до корінний їх перегляд і видано новий за формою і змістом нормативний збірник - «Звід виробничих будівельних норм» (1927 - 1930). Звід виробничих будівельних норм складався з великої кількості НиТУ (Норм і технічних умов) які охоплювали фактично всі аспекти будівельної галузі.

До 1955 року в СРСР [15] не існувало єдиної системи нормативних документів в галузі будівництва. Будівельні норми і правила (СНиП) - система положень, що регламентують проектування і будівництво у всіх галузях народного господарства - були затверджені Держбудом і вступили в дію з 01.01.1955р. А в 1973 році була прийнята нова структура СНиП. Введення єдиної системи було обумовлено необхідністю підвищення якості капітального будівництва, зниження його собівартості й уніфікації технічної політики.

Структура СНиП допрацьовувалася на основі результатів наукових досліджень, досвіду експлуатації будівель, а також з появою нових матеріалів і технологій. Структура була сформована таким чином, що всі вимоги були об'єднані в чотирьох розділах: СНиП I «Будівельні матеріали, деталі і конструкції»; СНиП II «Норми будівельного проектування»; СНиП III «Правила виробництва і приймання будівельних робіт»; СНиП IV «Кошторисні норми на будівельні роботи».

З 1974 року окрім основних СНиП з'являються і вводяться в дію наступні види нормативних документів: СН - інші загальносоюзні норми, правила та інструкції; ВСН - відомчі нормативні документи; РСН - республіканські нормативні документи.

З 1982 року, крім наведених вище, з'являються ще наступні нормативні документи: ОНТП - загальносоюзні норми технологічного проектування; ВНТП - відомчі норми технологічного проектування.

За введеною практикою СНиП переглядались спеціально створеною комісією і перевидавались не рідше ніж раз на десять років.

Гарне визначення цілі створення будівельних норм наведено в СНиП 10-01-94, введеного в дію з 01.01.1995 (п. 5.2): «Будівельні норми і правила встановлюють обов'язкові вимоги, що визначають цілі, які повинні бути досягнуті, і принципи, якими необхідно керуватися в процесі створення будівельної продукції».

З 1995 року, вже в Російській Федерації прийнята наступна структура і класифікація нормативних документів: - федеральні нормативні документи: СНиП - будівельні норми і правила Російської Федерації; ГОСТ Р - державні стандарти Російської Федерації в галузі будівництва; СП - зводи правил з проектування та будівництва; ГОСТ - міждержавні будівельні норми і правила та міждержавні стандарти; - нормативні документи суб'єктів Російської Федерації: ТСН - територіальні будівельні норми; ВНТП - відомчі норми технологічного проектування; СТП і СТО - стандарти підприємств (об'єднань) будівельного комплексу і стандарти громадських об'єднань.

В незалежній Україні заснована нова система нормування з 1993 року, з введенням в дію ДБН А. 1.1-1-93 «Система стандартизації та нормування в будівництві. Основні положення». Згідно цього нормативного документу затверджено наступний розподіл нормативних документів: ДСТ - державні стандарти України; ДБН - державні будівельні норми; ВБН - відомчі будівельні норми; РБН - регіональні будівельні норми: ТУ - технічні умови.

Структура ДБН сформована таким чином, що всі вимоги були об'єднані в п'яти

класах: А - Організаційно-методичні норми, правила і стандарти; Б – Містобудування; В - Технічні норми, правила і стандарти; Г - Рекомендовані норми, правила і стандарти, довідково-інформаціині матеріали; Д - Кошторисні норми.

Для розробки національної нормативної бази були сформовані комітети і підкомітети з кожного напрямку нормування. Нажаль, чіткого регламенту по перегляду, удосконаленню і перевиданню нормативних документів в Україні досі не існує.

У 1975 році Европейська комісія з метою усунути перешкоди при обміні товарами і послугами на будівельному ринку прийняла рішення про розробку регіональних будівельних стандартів, які отримали назву Eurocode. Слово Eurocode є найменуванням, яке з точки зору словотворення представляє собою складову абревіатуру, утворену з слів англ. European («європейський») і англ. code («кодекс»). Перші стандарти Eurocode побачили світ в 1980-і роки. У 1989 році за рішенням Єврокомісії права на розробку цих стандартів були передані Европейському комітету зі стандартизації. Для розробки Еврокодів був створений технічний комітет CEN / TC 250, секретаріат якого функціонує на базі Британського інституту стандартів. Спочатку Еврокоди видавалися в якості попередніх стандартів, а в 1997 році отримали статус гармонізованих Європейський стандартів (hEN).

Незважаючи на своє звучне найменування, Еврокоди не є будівельними кодексами. Еврокоди - це типові стандарти, розроблені колективними зусиллями органів по стандартизації країн-членів Европейського Союзу. Вони не призначені для прямого застосування і повинні бути адаптовані до місцевих умов. Для цього в кожній країні, де вони застосовуються, розробляються національні додатки до Еврокодів, в яких вказуються параметри (числові значення), специфічні для даної країни, а також можуть наводитися додаткові роз'яснення, які виникають в зв'язку з переведенням стандарту з англійської мови на національну, особливості застосування та інша інформація. Після адаптації, кожен Еврокод набуває статус стандарту добровільного застосування (як правило, в ранзі національного стандарту). При цьому до позначення стандарту додається префікс національного органу по стандартизації; наприклад BS EN в Великобританії, DIN EN в Німеччині, AFNOR EN у Франції тощо.

Як і інші гармонізовані європейські стандарти, Еврокоди встановлюють єдині для всіх країн-членів Европейського Союзу технічні норми - в даному випадку, єдиний підхід до проектування несучих конструкцій будівельних об'єктів - сприяючи зниженню бар'єрів в торгівлі проектними послугами. Гармонізацією норм забезпечується мобільність трудових ресурсів в рамках

Євросоюзу, яка в разі Еврокодів виражається в можливості проектувальників ефективно і без додаткових витрат надавати свої професійні послуги в будь-якій країні Євросоюзу.

На сьогоднішній день комплект Еврокодів включає десять стандартів, кожен з яких в свою чергу ділиться на частини. Наведемо перелік основних Еврокодів: EN 1990 (Eurocode 0) Основи проектування несучих конструкцій; EN 1991 (Eurocode 1) Впливи на несучі конструкції; EN 1992 (Eurocode 2) Проектування бетонних конструкцій; EN 1993 (Eurocode 3) Проектування сталевих конструкцій; EN 1994 (Eurocode 4) Проектування композитних стале-бетонних конструкцій; EN 1995 (Eurocode 5) Проектування дерев’яних конструкцій; EN 1996 (Eurocode 6) Проектування кам’яних конструкцій; EN 1997 (Eurocode 7) Проектування геотехнічних споруд; EN 1998 (Eurocode 8) Проектування конструкцій за сейсмічних впливів; EN 1999 (Eurocode 9) Проектування алюмінієвих конструкцій. Загальна кількість частин в даний час складає 58.

Поступово відбувається інтеграція будівельної нормативної бази з нормативними документами європейського союзу та розробка національних додатків до Еврокодів і в Україні. Наразі прийняті всі десять Еврокодів у вигляді ДСТУ EN.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В усі часи, нормативні документи в галузі будівництва були спрямовані на досягнення однієї мети, запобігти руйнуванню будівель. І процес удосконалення норм продовжується постійно з розвитком і науково-технічним прогресом, появою нових виробів і матеріалів. Лише досконало вивчивши історію створення будівельних норм можна створювати нові нормативні документи, які будуть відповідати вимогам сьогодення.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Тимошенко С. П.** *История науки о сопротивлении материалов. 2-е изд. — М.: URSS, 2006. — 536 с. — ISBN 5-484-00449-7.*
2. **Баженов В.А., Ворона Ю.В., Перельмутер А.В.** *Будівельна механіка і теорія споруд. Нариси з історії – К.: Каравела, 2016. – 428 с.*
3. **Текст сборника Законов Хаммураби в переводе:** *Пер. и комм. И. М. Волкова // Законы вавилонского царя Хаммураби. С 8 рисунками и картой / Под общ. ред. Б. А. Тураева. — М.: Товарищество скоропечатни А. А. Левенсон, 1914. — 81 с. —(Культурно-исторические памятники Древнего Востока, Вып. I).*
4. **Nina de Garis Davies***: Paintines from Tomb of Rekh-mi-Re'at Thebes – New Yorkk^ Plantin Press, 1935.*
5. **Графинский В**. Г. *Всеобщая история права и государства. М.: Издательство НОРМА, 2001. – 744.*
6. **Хрестоматия по истории Древнего Рима**, *под ред. д. и.н. С. Л. Утченко, М., 1962, с. 62—72.*
7. **Марк Витру́вий Поллион**, *10 книг об архитектуре – Архитектура -С. Москва. 2006 – 327 с.*
8. ***Кодекс Феодосія // Юридична енциклопедія** : [у 6 т.] / ред. кол. Ю. С. Шемшученко (відп. ред.) [та ін.] — К. : Українська енциклопедія ім. М. П. Бажана, 2001. — Т. 3 : К — М. — 792 с. — ISBN 966-7492-03-6.*
9. **Кодекс Юстиниана** *// Большая советская энциклопедия: [в 30 т.] / гл. ред. А. М. Прохоров. – 3-е изд, - М.: Советская энциклопедя, 1969-1978*
10. **Коофанов Л. Л.** Введение // Дигесты Юстиниана – М.: Статут, *2002 – Т. 1. – С. 12-24. – ISBN 978-5-8354-0445-2.*
11. **Андреа Палладио** *Четыре книги об архитектуре – Архитектура – С. Москва. 2014 - 352 с.*
12. **Наказ императрицы Екатерины** *II, данный Комиссии о сочинении проекта нового Уложения (Оригинальное название: Наказъ императрицы Екатерины II, данный Коммиссіи о сочиненіи проекта новаго Уложенія) / Издательство: Тип. Императорской Академии Наук. - СПб. 1907 – 334 с.*
13. **Евсина Н. А.** *Архитектурная теория в России XVIII в. - Академия наук СССР - Институт истории искусств Министерства культуры СССР. - М. : Наука, 1975. – 262 с.*
14. ***Золотарева М. В.** Регламентация проектной и строительной деятельности в конце XIX в. - Журнал Строительная механика инженерных конструкций и сооружений – М. 2007. - С. 77 – 80.*
15. *Строительные нормы и правила, ч. 1, гл. 1 «Система нормативных документов». — М., 1975.*

REFERENCES

1. **Timoshenko S. P.** *Istoriya nau-ki o soprotivlenii materialov. 2-e izd. — M.: URSS, 2006. — 536 s. — ISBN 5-484-00449-.*
2. .**Bazhenov V.A., Vorona Yu.V., Perelmutter A.V.** *Budivel`na mexanika i teoriya sporud. Nary`sy` z istoriyi – K.: Karavela, 2016. – 428 p.*
3. **Tekst sbornika Zakonov Khammurabi** *v perevode: Per. i komm. I. M. Volko-va // Zakony` vavilonskogo czarya Khammurabi. S 8 risunkami i kartoj / Pod obshh. red. B. A. Turaeva. — M.: Tovarishhestvo skoropechatni A. A. Levenson, 1914. — 81 s. —(Kul`turno-istoricheskie pamyatniki Drevnego Vostoka, Vy`p. I).Khrestomatyia po ystoryy Drevneho Ryma, pod red. d. y.n. S. L. Utchenko, M., 1962, s. 62—72.*
4. **Nina de Garis Davies:** *Paintines from Tomb of Rekh-mi-Re'at Thebes – New Yorkk^ Plantin Press, 1935.**Andrea Palladi**, Chetyre knigi ob arhitekture – Arknitektura – S. Moskva. 2014 – 352 s.*
5. **Grafinskij V. G.** *Vseobshhaya is-toriya prava i gosudarstva. M.: Izdatel`-stvo NORMA, 2001. – 744.*
6. **Khrestomatiya po istorii Drevnego mira.** *T.*

III. Rim. Pod red. akad. V. V. Struve, M., 1953, s. 21—33.
7. **Mark Vitrúvij Pollion,** *10 knig ob arkhitekture – Arkhitektura -S. Mo-skva. 2006 – 327 s.*
8. **Kodeks Feodosi`ya** *// Yuridichna enczi-klopedi`ya : [u 6 t.] / red. kol. Yu. S. Shemshuchenko (vi`dp. red.) [ta i`n.] — K. : Ukrayins`ka enczi klopedi`ya i`m. M. P. Ba-zhana, 2001. — T. 3 : K — M. — 792 s. — ISBN 966-7492-03-6.*
9. **Kodeks Yustiniana** *// Bol`shaya sovetskaya e`nczi klopediya: [v 30 t.] / gl. red. A. M. Prokhorov. – 3-e izd, - M.: Sovetskaya e`nczi klopedya, 1969-1978.*
10. **Koofanov L. L.** *Vvedenie // Di-gesty` Yustini-ana – M.: Statut, 2002 – T. 1. – S. 12-24. – ISBN 978-5-8354-0445-2.*
11. **Andrea Palladio**, *Chety`re knigi ob arkhitekture – Arkhitektura – S. Moskva. 2014 - 352 s.*
12. **Nakaz imperatriczy` Ekateriny` II,** *danny`j Komissii o sochinenii proekta novogo Ulozheniya (Original`noe nazvanie: Nakaz` imperatriczy` Ekateriny` II, danny`j Kommissii o sochinenii proekta novago Ulozheniya) / Iz-datel`stvo: Tip. Imperato-rskoj Akademii Nauk. - SPb. 1907 – 334 s.*
13. **Evsina, N. A**. *Arkhitekturnaya teoriya v Rossii XVIII v. - Akademiya nauk SSSR - Institut istorii iskusstv Mini-sterstva kul`tury` SSSR. - M. : Nauka, 1975. – 262 s.*
14. **Zolotareva M. V.** *Reglamenta-cziya proektnoj i stroitel`noj deyatel`nos-ti v koncze XIX v. - Zhurnal Stroitel`naya mekhanika inzhenerny`kh konstrukczij i soo-ruzhenij – M. 2007. - S. 77 – 80.*
15. *Stroitelnye normy I pravila ch 1? Gl? 1 «Siste-ma norativnykh dokumentov». – M., 1975.*

THE EVOLUTION OF BUILDING DESIGN STANDARDS

Denis Mykhaylovskyi, Bohdan Bondarchuk

Summary. Rationing of the construction industry is currently one of the most important components. Today, absolutely all parts of houses, buildings and structures are subject to rationing, which are considered as a complex architectural, construction and engineering system that must meet the basic functions: safe operation, reliability, architectural and aesthetic, functional, comfortable, energy efficient. The evolution of design rules and regulations from ancient times is connected with the provision of these requirements and has been constantly improved with the development of technological capabilities and the emergence of new building materials and structures.

The paper considers the process of evolution of building regulations from ancient times to the present day in Europe and Ukraine, which allows a more complete understanding of the processes that affect the creation of the regulatory framework and requirements for it. If at first these were mostly aspects of the legal responsibility of builders for their work, then over time, there were requirements for planning and architecture, utilities and networks, and much later requirements for the reliability of building structures and buildings in general. Examples of the first sources of standards and technical requirements of the construction industry are given. The issues of formation and development of estimated rationing due to the need to regulate economic relations between customers of construction and installation works and contractors are considered. Today, building codes cover virtually the entire range of issues related to the provision: performance, reliability, architectural, aesthetic and functional requirements, comfort, energy efficiency.

Knowledge of the history and evolution of building standards will allow you to most accurately predict the direction of its development and improvement. The process of improving building codes continues constantly with the development and scientific and technological progress, the emergence of new functional and aesthetic requirements, new products and materials.

Key words. Building regulations; evolution of regulation; requirements for buildings and structures; regulatory requirements.

Наукове видання

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 6/2020

Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом. Відповідальнсть за зміст та достовірність наведених даних несуть автори публікацій.

Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали.

Усі статті одержали позитивну оцінку незалежних рецензентів.

Оригінал-макет виготовлено в редакції збірника наукових праць
Будівельні конструкції. Теорія і практика.

Головний редактор	Журавський О.Д.
Комп'ютерне верстання	Колякова В.М.
Редагування і коректура	Колякова В.М., Данілов С.
Макетування	Колякова В.М., Постернак О.М.
Обкладинка	Лисюк С.А., Гореленко О.О.

Підписано до друку 4.06.2020. Формат 60 х 84 1/8.
Ум. друк, арк. 4,45. Обл.-вид. арк. 13,00.
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