



Національний університет
водного господарства та природокористування

Міністерство освіти і науки України
Академія будівництва України
Національний університет водного господарства та
природокористування
Північно-Західне територіальне відділення АБУ

РЕСУРСОЕКОНОМНІ МАТЕРІАЛИ, КОНСТРУКЦІЇ, БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ



національний університет
водного господарства
та природокористування

Збірник наукових праць

Випуск 36

Видавництво
"Волинські обереги"



Рівне – 2018



Включений до переліку наукових фахових видань України (наказ МОН України № 1714 від 28.12.17 р.)

Матеріали збірника схвалені на засіданні Вченої ради університету і рекомендовані до видання (протокол № 5 від 31 серпня 2018 р.).

Наведені нові результати фундаментальних та прикладних досліджень в області будівельних матеріалів та технологій їхнього виготовлення, теорії опору елементів будівельних конструкцій зовнішнім впливам, методи їхнього розрахунку. Висвітлені окремі питання розрахунків та підсилення будівельних конструкцій, будівель і споруд.

Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних організацій і виробничих підприємств будівельної галузі, докторантів, аспірантів та студентів навчальних закладів будівельного напрямку.

Редакційна колегія

Бабич Є.М., д.т.н., професор – відповідальний редактор (Національний університет водного господарства та природокористування); **Борисюк О.П.**, к.т.н., доцент, відповідальний секретар (Національний університет водного господарства та природокористування); **Азізов Т.Н.**, д.т.н., професор (Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини); **Андрійчук О.В.**, к.т.н., (Луцький національний технічний університет); **Бамбура А.М.**, д.т.н., ст.н.сп. (Державне підприємство “Державний науково-дослідний інститут будівництва та архітектури”); **Бліхарський З.Я.**, д.т.н., професор (Національний університет “Львівська політехніка”); **Гнідець Б.Г.**, д.т.н., професор (Національний університет “Львівська політехніка”); **Гончаренко Д.Ф.**, д.т.н., професор (Харківський державний технічний університет будівництва і архітектури); **Вонгровська Моніка**, д.т.н., професор (Варшавський університет природничих наук SGGW); **Дворкін Л.Й.**, д.т.н., професор (Національний університет водного господарства та природокористування); **Дудар І.Н.**, д.т.н., професор (Вінницький національний технічний університет); **Журавський О.Д.**, к.т.н., доцент (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Клименко Є.В.**, д.т.н., професор (Одеська державна академія будівництва і архітектури); **Кнауф Міхал**, д.т.н., професор (Варшавський університет природничих наук SGGW); **Масюк Г.Х.**, к.т.н., професор, (Національний університет водного господарства та природокористування); **Павликов А.М.**, д.т.н., професор (Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка); **Пічугін С.Ф.**, д.т.н., професор (Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка); **Ревінкель Йорг-Петер**, доктор філософії (Вищий навчальний заклад Магдебург-Стендаль, ФРН); **Семенюк С.Д.**, д.т.н., професор (Білорусько-Російський університет, м. Могильов, Республіка Білорусь); **Трач В.М.**, д.т.н., професор (Національний університет водного господарства та природокористування).

Технічний секретар – Прохонюк Л.С.

Адреса редколегії: 33028, м. Рівне, вул. Соборна, 11, НУВГП

kaf_ingconst@ukr.net або kaf_pcbis@nuwm.edu.ua



УДК 691.328 (004.2)

**РОЗРАХУНОК СКЛАДІВ ФІБРОБЕТОНІВ ЗА КРИТЕРІЄМ
МІНІМАЛЬНОЇ ВАРТОСТІ**

**DESIGN OF FIBER REINFORCED CONCRETE COMPOSITION BASED
ON THE MINIMAL COST CRITERION**

Бордюженко О.М., к.т.н., доцент, ORCID: 0000-0003-3686-5121, Дворкін Л.Й., д.т.н., професор, ORCID: 0000-0001-8759-6318, Ковальчук Т.В., аспірант (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Bordiuzhenko O., candidate of technical sciences, associate professor, ORCID: 0000-0003-3686-5121, Dvorkin L., doctor of technical sciences, professor, ORCID: 0000-0001-8759-6318, Kovalchuk T., postgraduate (National University of Water and Environmental Engineering, Rivne)

Наведено методику і приклад вирішення задачі знаходження оптимального складу фібробетону із заданими показниками якості при мінімальній сумарній його вартості з використанням експериментально-статистичних моделей.

When designing concrete structures, the main criterion for their optimization are usually the minimum cost of cement or the minimum possible cost of concrete. For ordinary concrete, these criterion usually coincide. In both cases it is mandatory to provide a complex of normalized properties of concrete. Modern concrete is a multi-component system, the cost of which individual components can approach or exceed the cost of cement. These concrete can include fiber reinforced concrete. They differ in the presence of three components (cement, fibers and plasticizer), whose contents can vary in a wide range and have a major impact on the total cost of fiber reinforced concrete. The problem of finding the optimal composition of concrete with specified indicators of quality at the lowest total cost of it is quite important for the construction industry. This article provides an example method and solve this problem using experimental and statistical models compressive and flexural strength of steel fiber reinforced concrete at different ages and models superplasticizer required to provide specified performance concrete and concrete mixtures. The calculation method of fiber reinforced concrete composition design takes into account the specific characteristics of the studied materials and relatively easy to optimize the composition by specific

criterion, such as minimum cost criterion. Also, the advantages of the method include the possibility of setting random limitations, which allows simultaneously to provide a significant number of quality indicators, which may be neither big nor less than the set value.

Ключові слова:

Фібробетон, склад, розрахунок, міцність, вартість, модель.
Fiber reinforced concrete, composition, design, strength, cost, model.

Вступ. При проектуванні складів бетону основними критеріями їх оптимізації зазвичай виступають мінімальна витрата цементу або мінімально можлива вартість бетону. Для звичайних бетонів ці критерії зазвичай співпадають. В обох випадках обов'язковим є забезпечення комплексу нормованих властивостей бетонної суміші та бетону.

Сучасні бетони є багатокомпонентними системами, вартість окремих компонентів яких може наблизитись або перевищувати вартість цементу. До таких бетонів можна віднести фібробетони. Вони відрізняється наявністю трьох компонентів (цементу, фібри та добавки пластифікатора), вміст яких може змінюватись в широкому діапазоні і які чинять основний вплив на сумарну вартість фібробетону.

Аналіз останніх досліджень. Загальні підходи до проектування фібробетонних сумішей ґрунтуються на виборі складових та визначення їх вмісту, що дозволяє отримувати фібробетони з необхідними властивостями [1]. Найчастіше задаються легкоукладальністю, міцністю та показниками, що визначають довговічність.

Метод проектування складу самоущільнюваного сталефібробетону був запропонований в роботі [2]. Оптимізація складу реалізовувалась виходячи із умови забезпечення максимальної щільності упаковки зерен заповнювача. Вміст компонентів суміші визначався за результатами визначення її реологічних властивостей.

Запропонований також метод проектування фібробетонних сумішей, що забезпечує досягнення щільної цементної матриці з використанням модифікованої моделі упаковки частинок [3]. Було відзначено, що використання такої моделі дозволяє отримувати фібробетон із високими показниками міцності на стиск та розтяг при згині.

Метод оптимізації складу сталефібробетону, що враховує вплив конкретних факторів складу, властивостей в'язучого та заповнювачів та легкоукладальності бетонної суміші був описаний в роботі [4]. Основна увага була приділена використанню експериментально-статистичних моделей, що використовувались для проектування сталефібробетону із заданими властивостями.



На практиці задача мінімізації вартості фібробетону при застосуванні традиційного підходу до проектування складу суттєво ускладнюється. Для її вирішення доцільно застосовувати методи математичного програмування [5-6].

Постановка мети і задач досліджень. Постановка задачі знаходження оптимального складу фібробетону із заданими показниками якості можна сформулювати наступним чином: знайти значення факторів складу фібробетону $x_1... x_n$ що дозволяють мінімізувати вартість фібробетону:

$$V_{ФБ} = V_{ц} \cdot Ц + V_{Д} \cdot Д + V_{Ф} \cdot Ф \rightarrow \min \tag{1}$$

за умови забезпечення необхідних показників якості

$$П_1 \geq f(x_1, x_2, \dots, x_n); \tag{2}$$

$$П_2 \geq f(x_1, x_2, \dots, x_n);$$

.....

$$П_m \geq f(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

$$\text{при } x_1 \dots x_n \in [a \dots b], \tag{3}$$

де $V_{ц}$, $V_{Д}$, $V_{Ф}$ – відповідно вартість цементу, добавки модифікатора (суперпластифікатора, активної мінеральної добавки тощо) та фібри, у.о./кг; $Ц$, $Д$, $Ф$ – відповідно витрата цементу, добавки модифікатора та фібри, кг/м³ фібробетону; $П_1...П_m$ – задані показники якості фібробетону; $x_1... x_n$ – фактори складу; a , b – обмеження на можливі значення факторів.

Методика досліджень. Для визначення параметрів складів сталеві фібробетону реалізовано серію експериментів, алгоритмізованих відповідно до трьохфакторного плану експерименту другого порядку (типу В₃) [7] за умов планування, наведених в табл. 1. Як вихідні компоненти бетонної суміші використовували цемент ПЦ-I М500 ПАТ «Волинь-цемент», заповнювач у вигляді фракціонованої суміші з кварцового піску (0,16...2 мм) та гранітного щебеню (2...5 мм) у співвідношенні 0,45/0,55. В бетонні суміші вводили суперпластифікатор полікарбоксилатного типу Melflux 2651f в кількостях, що забезпечувало рухомість суміші в межах 15...18 см. Використовували хвилясту фібру із низьковуглецевої сталі типу Fibax Ф1 60/1 (довжина 60,0 ± 6,0 мм, діаметр 1,0 ± 0,1 мм) [8].

Таблиця 1

Умови планування експерименту

№	Фактори		Рівні варіювання			Інтервал
	Код	Натуральний вид	-1	0	+1	
1	X ₁	Витрата цементу, кг/м ³ (Ц)	450	500	550	50
2	X ₂	В/Ц	0,3	0,35	0,4	0,05
3	X ₃	Витрата фібри, кг/м ³ (Ф)	80	100	120	20

Результати досліджень. Результати експериментів наведені в табл. 2.

Після проведення обробки і статистичного аналізу експериментальних даних отримані математичні моделі міцності на стиск та на розтяг при згині у віці 28 діб стандартних бетонних кубів, у вигляді поліноміальних рівнянь



регресії (4-5). Адекватність отриманих моделей підтверджена відповідними критеріями Фішера.

Моделі міцності, представлені в кодованому вигляді, МПа:

- при стиску:

$$f_{cm}^{28} = 78,9 + 4,8 \cdot X_1 - 13,8 \cdot X_2 + 0,4 \cdot X_3 - 1,53 \cdot X_1^2 - 0,43 \cdot X_2^2 - X_3^2 - 0,5 \cdot X_1 \cdot X_2 \quad (4)$$

- на розтяг при згині:

$$f_{c.tf}^{28} = 17,2 + 0,59 \cdot X_1 - 2,08 \cdot X_2 + 2,5 \cdot X_3 + 0,36 \cdot X_1^2 + 0,38 \cdot X_2^2 - 4,01 X_3^2 - 0,98 \cdot X_1 \cdot X_2 - 0,14 \cdot X_1 \cdot X_3 \quad (5)$$

№	Кодовані значення факторів			Витрати компонентів, кг/м ³				В/Ц	СП, %	f _{cm} ²⁸ , МПа	f _{c.tf} ²⁸ , МПа
	X ₁	X ₂	X ₃	Ц	З	В	Ф				
1	1	1	1	550	1627	220	120	0,4	0,2	67,2	13,84
2	1	1	-1	550	1627	220	80	0,4	0,1	66,6	9,08
3	1	-1	1	550	1776	165	120	0,3	1,1	96	19,92
4	1	-1	-1	550	1776	165	80	0,3	0,8	95,2	15,23
5	-1	1	1	450	1822	180	120	0,4	0,4	57,3	14,9
6	-1	1	-1	450	1822	180	80	0,4	0,2	56,9	9,59
7	-1	-1	1	450	1944	135	120	0,3	1,3	83,9	17,06
8	-1	-1	-1	450	1944	135	80	0,3	1	83,3	11,82
9	1	0	0	550	1702	193	100	0,35	0,45	79,7	18,13
10	-1	0	0	450	1883	158	100	0,35	0,27	75,8	16,95
11	0	1	0	500	1724	200	100	0,4	0,3	65,3	15,49
12	0	-1	0	500	1860	150	100	0,3	0,5	92,4	19,64
13	0	0	1	500	1792	175	120	0,35	0,3	79	15,67
14	0	0	-1	500	1792	175	80	0,35	0,1	77,5	10,67
15	0	0	0	500	1792	175	100	0,35	0,2	78,3	17,05
16	0	0	0	500	1792	175	100	0,35	0,2	78,1	17,17
17	0	0	0	500	1792	175	100	0,35	0,2	77,9	17,25

Умовні позначення: Ц – цемент, З – заповнювач, В – вода, Ф – фібра, СП – суперпластифікатор Melflux 2651f, f_{cm}²⁸ – міцність при стиску у віці 28 дб; f_{c.tf}²⁸ – міцність на розтяг при згині у віці 28 дб.

Для визначення витрат суперпластифікатора Melflux 2651f отримана наступна математична модель, % від маси цементу:

$$СП = 0,29 + 0,095 \cdot X_1 - 0,35 \cdot X_2 + 0,11 \cdot X_3 - 0,05 \cdot X_1^2 + 0,23 \cdot X_2^2 + 0,03 \cdot X_3^2 - 0,04 \cdot X_2 \cdot X_3 \quad (6)$$

Переведення значень параметрів складу фібробетонної бетонної суміші в кодований вигляд проводиться за наступними залежностями:

$$x_1 = \frac{Ц - 500}{50}; \quad x_2 = \frac{В / Ц - 0,35}{0,05}; \quad x_3 = \frac{Ф - 100}{20} \quad (7)$$

Отримані поліноміальні моделі (4-6) дозволяють вирішувати ряд практичних задач. За В.А.Вознесенським [6] відомі 10 типів задач, що

можуть бути розв'язані індивідуально чи спільно на основі таких моделей. Це інтерполяційні, екстраполяційні, задачі досягнення мінімального чи максимального значення вихідного параметру та ін.

Задачі мінімізації ресурсів та управління при фіксованому вихідному параметрі можуть вирішуватись номографічним способом. Задача управління полягає у визначенні таких комбінацій факторів, що забезпечують задані показники вихідного параметру. Для цього з отриманого рівняння регресії (наприклад, міцності на розтяг при згині 2) вибирають один з факторів. В результаті розв'язку рівняння регресії відносно цього фактора, визначаємо необхідні його значення, що забезпечує при зміні інших факторів задане значення вихідного параметра. На рис. 1 наведена номограма для визначення витрати цементу при заданій міцності фібробетону на розтяг при згині.

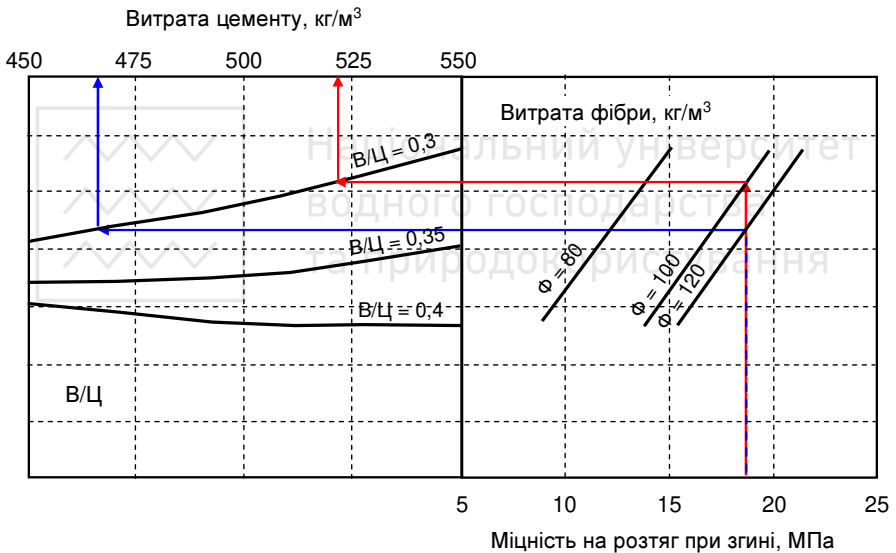


Рис. 1. Номограма міцності дрібнозернистого сталевіфробетону на розтяг при згині у віці 28 діб

Для фібробетонів, як вже зазначалось раніше, крім цементу на вартість суттєво впливає витрата фібри. Для прикладу, на рис. 1 розглянутий випадок, коли необхідну міцність на розтяг при згині 18 МПа можна досягнути при одному й тому ж $V/C=0,3$, але при різних витратах фібри (100 і 120 кг) та цементу (468 та 522 кг). Якщо ще врахувати необхідність окремого визначення витрати суперпластифікатора, який впливає як на властивості бетону, так і на його вартість, а також можливість забезпечення іншого

показника якості (наприклад, міцності при стиску), то стає зрозумілим, що задачу оптимізації складу фібробетону розв'язати номографічним способом практично неможливо.

Для того, щоб розрахувати оптимальний для даного прикладу склад фібробетону, необхідно розв'язати задачу математичного програмування з наступною постановкою: *знайти такий склад фібробетонної суміші, який би дозволяв забезпечити необхідну міцність при стиску та розтягу при згині у віці 28 днів при мінімальній сумарній вартості в межах допустимих значень факторів.*

Найбільш раціональним способом вирішення такої задачі є використання програмного середовища Microsoft Excel, зокрема його додаток "Пошук рішення". Ця надбудова призначена для пошуку рішення рівнянь та задач оптимізації.

Послідовність розрахунку наступна. Підставляємо у моделі (4) і (5) значення міцностей, що повинні забезпечуватись, а у вираз (1) – значення вартості компонентів фібробетону. У виразі 3 встановлюємо обмеження значень факторів (в кодованих значеннях від -1 до 1). Далі програма перебирає різні комбінації факторів забезпечуючи не менше заданих значення міцностей за виразами (4) та (5) мінімізуючи при цьому функцію (1). Для встановлення вартості фібробетону під час ітерацій паралельно визначається необхідний вміст суперпластифікатора за виразом (6) при знайдених проміжних значеннях факторів $x_1...x_3$.

Результатом таких ітерацій є визначення оптимальних значень факторів складу: витрати цементу, фібри, В/Ц та суперпластифікатора. Витрати води можна розрахувати по знайденому В/Ц та витраті цементу:

$$B = Ц \cdot V / Ц. \quad (8)$$

Значення витрати дрібного заповнювача знаходимо за методом абсолютних об'ємів:

$$3 = \left(1000 - \left(\frac{Ц}{\rho_c} + \frac{\Phi}{\rho_f} + \frac{B}{\rho_a} \right) \right) \cdot \rho_z, \quad (9)$$

де ρ_c , ρ_f , ρ_a , та ρ_z – відповідно дійсні густини цементу, фібри, води та заповнювача.

Приклад розрахунку. Необхідно визначити склад дрібнозернистого фібробетону з міцністю у віці 28 днів при стиску 70 МПа та міцністю на розтяг при згині 15 МПа із рухомістю суміші 15 см використовуючи експериментально-статистичні моделі (4-6). Приймаємо вартості основних компонентів фібробетону наступними, у.о./кг: $V_{цс} = 3$; $V_f = 50$; $V_{СП} = 260$.

Матеріали: портландцемент М500, дрібний заповнювач з модулем крупності $M_k = 3,5$ середньої якості та дійсною густиною $\rho_z = 2,65$ кг/л. Передбачається використання суперпластифікатора Melflux 2651 f.

1. Підставляючи значення міцності при стиску та згині у вирази (4) та (5), отримаємо функції обмежень (2) задачі:



$$78,9+4,8 \cdot X_1-13,8 \cdot X_2+0,4 \cdot X_3-1,53 \cdot X_1^2-0,43 \cdot X_2^2-X_3^2-0,5 \cdot X_1 \cdot X_2+0,05 \cdot X_1 \cdot X_3-0,05 \cdot X_2 \cdot X_3 \geq 70;$$

$$17,2+0,59 \cdot X_1-2,08 \cdot X_2+2,5 \cdot X_3+0,36 \cdot X_1^2+0,38 \cdot X_2^2-4,01 X_3^2-0,98 \cdot X_1 \cdot X_2-0,14 \cdot X_1 \cdot X_3+0,02 \cdot X_2 \cdot X_3 \geq 15.$$

2. У вираз (1) підставляємо значення вартості компонентів фібробетону, а також задаємо обмеження значень факторів: від -1 до 1 (в кодованому вигляді).

3. За допомогою програмного додатку "Пошук рішення" знаходимо значення факторів, що задовольняють обмеження задачі і мінімізують загальну вартість фібробетону:

$$x_1 = -0,039; x_2 = 0,13; x_3 = -0,446.$$

При таких значеннях факторів за виразами (4-5) $f_{c,tf}^{28} = 15$ МПа, що відповідає необхідному значенню міцності на розтяг при згині, а $f_{cm}^{28} = 76,6$ МПа, що є більшим необхідного значення міцності при стиску.

4. Значення факторів в натуральному вигляді визначаємо за виразами (7):

$$\text{Ц} = 50 \cdot x_1 + 500 = 50 \cdot (-0,026) + 500 = 498,1 \text{ кг/м}^3;$$

$$\text{В/Ц} = 0,05 \cdot x_2 + 0,35 = 0,05 \cdot 0,13 + 0,35 = 0,356;$$

$$\text{Ф} = 20 \cdot x_3 + 100 = 20 \cdot (-0,446) + 100 = 91,1 \text{ кг/м}^3.$$

5. Витрата суперпластифікатора за виразом (6):

- у % від маси цементу:

$$\text{СП} = 0,29+0,095 \cdot X_1-0,35 \cdot X_2+0,11 \cdot X_3-0,05 \cdot X_1^2+0,23 \cdot X_2^2+0,03 \cdot X_3^2-0,04 \cdot X_2 \cdot X_3 = 0,21\%;$$

$$\text{- за масою: СП} = \text{СП} \cdot \text{Ц} / 100 = 0,21 \cdot 498,1 / 100 = 1,046 \text{ кг/м}^3.$$

6. Значення мінімально можливої вартості 1 м³ фібробетону без врахування вартості заповнювача та води (знаходиться під час ітерацій в програмному додатку "Пошук рішення", вираз (1)):

$$\text{В}_{\text{ФБ}} = 3 \cdot 498,1 + 260 \cdot 1,045 + 50 \cdot 91,1 = 6319,3 \text{ у.о.}$$

7. Витрата води за виразом (8): $\text{В} = 498,1 \cdot 0,356 = 177,5$ л.

8. Витрата дрібного заповнювача за виразом (9):

$$\text{З} = \left(1000 - \left(\frac{498,1}{3,1} + \frac{91,1}{7,85} + \frac{177,5}{1} \right) \right) \cdot 2,65 = 1723 \text{ кг}$$

Остаточний склад фібробетонної суміші, кг/м³:

$$\text{Ц} = 498; \text{В} = 178; \text{З} = 1723; \text{Ф} = 91; \text{СП} = 1,05.$$

На етапі формулювання задачі визначення складу фібробетону необхідно коректно задаватись бажаними значеннями міцностей при стиску та розтяг при згині. Очевидно, що ці значення повинні знаходитись в межах мінімально та максимально можливого значення вихідного параметру, оскільки саме в цих межах поліноміальна модель адекватно описує досліджувану властивість. Такі значення можна досить легко знайти використовуючи вже згаданий програмний додаток "Пошук рішення". Так для розглядуваного прикладу 1 граничні значення міцностей в межах області варіювання факторів будуть наступними:

$f_{cm}^{28}(\min) = 58,2$ МПа; $f_{cm}^{28}(\max) = 96,1$ МПа; $f_{c,tf}^{28}(\min) = 8,93$ МПа;
 $f_{c,tf}^{28}(\max) = 21,93$ МПа.

Можливим є також деякий вихід за граничні межі вихідних параметрів. В цьому випадку, поряд із задачею оптимізації вирішується також екстраполяційна задача, що дозволяє приймати значення факторів поза межами області варіювання (наприклад, $x_1 \dots x_3 = 1,1; 1,2; 1,3$). Однак необхідно мати на увазі, що екстраполяція може бути пов'язана з певними помилками і ці помилки стають більш відчутними, чим далі вихід за межі області варіювання. Екстраполяція можлива, якщо за результатами досліджень не виникає сумнівів, що за межами області варіювання факторів характер функції залишається без змін.

Висновки. Запропонований метод розрахунку складу фібробетону дозволяє враховувати конкретні особливості досліджуваних матеріалів і досить легко оптимізувати склад за заданим критерієм, наприклад критерієм мінімальної вартості. Також до переваг методу варто віднести можливість задавання довільної кількості обмежень (2), що дозволяє одночасно забезпечувати значну кількість показників якості, які можуть бути як не більшими, так і не меншими заданого значення.

1. M. Beddar, L. Belgaraâ and T. Ayadat, "Optimizing of Steel Fiber Reinforced Concrete Mix Design", IJE Transactions B: Applications, 17 (1), 41 – 50, 2004.
2. A. Basheerudeen and S. Anandan, "Simplified Mix Design Procedures for Steel Fibre Reinforced Self Compacting Concrete", Engineering Journal, 19 (1), 21-36, 2015.
3. R. Yu, P. Spiesz and H.J.H. Brouwers, "Mix design and properties assessment of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPRFC)", Cement and Concrete Research, 56, 29–39, 2014.
4. L.Dvorkin, O.Dvorkin, V.Zhitkovsky, Y.Ribakov. A method for optimal design of steel fiber reinforced concrete composition. Materials & Design. –Volume 32, Issue 6, 3254-3262, 2011.
5. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. Multi-Parametric Concrete Compositions Design. Nova Science Publishers, New York, 2013. – 223 p.
6. Вознесенский В.А. Численные методы решения строительно-технологических задач на ЭВМ. – К.: Вища шк., 1989. – 328 с.
 Voznesenskiy V.A. Chislennyye metody resheniya stroitel'no-tekhnologicheskikh zadach na EVM. – K.: Vishcha shk., 1989. – 328 p.
7. Дворкін Л.Й. Розв'язування будівельно-технологічних задач методами математичного планування експерименту. – Рівне: НУВГП, 2011. –174 с.
 Dvorkin L.Y. Rozv'yazuvannya budivel'no-tekhnologichnykh zadach metodamy matematychnoho planuvannya eksperymentu. – Rivne: NUVHP, 2011. –174 p.
8. Дворкін Л.Й. Високоміцні швидкотверднучі бетони та фібробетони / Л.Й.Дворкін, С.М.Бабич, В.В.Житковський, О.М.Бордюженко та ін. // Рівне.: НУВГП, 2017. – 331 с.
 Dvorkin L.Y. Vysokomitsni shvydkotverdnuchi betony ta fibrobetony / L.Y.Dvorkin, YE.M.Babych, V.V.Zhytkovs'kyu, O.M.Bordyuzhenko ta in. // Rivne.: NUVHP, 2017. – 331 p.



УДК 666.963.4

Національний університет
господарства
та природокористування

КОМПОЗИЦИОННЫЕ ВЯЖУЩИЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПЫЛИ КЛИНКЕРООБЖИГАТЕЛЬНЫХ ПЕЧЕЙ

КОМПОЗИЦІЙНІ В'ЯЖУЧІ З ВИКОРИСТАННЯМ ПИЛУ КЛІНКЕРОВИПАЛЮВАЛЬНИХ ПЕЧЕЙ

COMPOSITE BINDERS WITH USE CLINKER KILNS DUST

Дворкин Л.И., д.т.н., проф., ORCID: 0000-0001-8759-6318, Житковский В.В., к.т.н., доцент, ORCID: 0000-0003-1710-6082 (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г.Ровно)

Дворкін Л.Й., д.т.н., проф., Житковський В.В., к.т.н., доцент, (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Dvorkin L.I., d.t.s., prof., ORCID: 0000-0001-8759-6318, Zhitkovsky V.V., PhD, as.prof, ORCID: 0000-0003-1710-6082 (National University of Water Environmental Engineering, Rivne)

В статье рассматриваются особенности гидратации и влияние технологических факторов на прочность композиционных вяжущих низкой водопотребности, содержащих пыль-уноса клинкерообжигательных печей цементного производства, доменный шлак и портландцемент.

В статті розглядаються особливості гідратації та вплив технологічних факторів на міцність композиційних в'язучих низької водопотреби, що вміщують пил-виносу клінкеровипалювальних печей цементного виробництва, доменний шлак та портландцемент.

The article deals with the features of obtaining a composite binder containing cement kilns dust, blast furnace slag and Portland cement, in which increased complex activation of blast-furnace granulated slag is achieved, due to the increased content of alkalis in cement dust, as well as the effects of hydroxide and calcium sulphate, contained in the cement. The influence of composition, fineness of grinding and content of chemical additives on the degree of hydration and strength of astringent low water requirements was studied. The optimal relationships between the components of the binder and the required fineness of the grinding are established, which ensure the strength characteristics and the curing speed. The influence of chemical additives of superplasticizers of naphthalene formaldehyde and polycarboxylate types,

which provide low water consumption of binding agent and high fineness of its grinding, is studied. Using the method of mathematical design of the experiment, equations for the regression of strength in compressive and bending in different compensations were obtained, which allow predicting strength, taking into account the composition and features of the technology for obtaining the binder. The analysis of the obtained equations is carried out. The effects of the investigated factors are established. With the use of mathematical models, the optimal binder composition, the necessary fineness of grinding and the content of the superplasticizer are adopted. It is established that the dust of cement production clinker kilns can be used as an activating component of composite binder, which include Portland cement, dust, blast-furnace granular slag and additive-superplasticizer. At optimum values of the composite mineral admixture content and the dust-slag ratio, the binder grinding for a specific surface of 450-500 m²/kg allows, with the use of a naphthalene formaldehyde superplasticizer, to provide the strength of binders 50-60 MPa, and polycarboxylate superplasticizer up to 70 MPa.

Ключевые слова: вяжущее, пыль, печь, помол, гидратация, прочность
в'яжуче, пил, піч, помел, гідратація, міцність
binder, dust, kiln, grinding, hydration, strength

Введение. Выбросы пыли, образующейся при работе клинкерообжигательных печей составляют до 80% всего количества пыли, которая образуется в цементном производстве [1, 2]. В зависимости от размеров и типа печей, наличия в них теплообменных устройств, режима обжига, способа производства цемента и свойств сырьевой смеси и топлива пылевывос в среднем колеблется в пределах от 5 до 20% массы смеси, подаваемой в печь [1]

Основным способом утилизации пыли клинкерообжигательных вращающихся печей является возвращение ее в производственный процесс обжига клинкера. Разработаны [2] различные способы возврата пыли – домешивание ее к шламу или сырьевой смеси, поступающей в печь в виде сухого порошка или гранул; подача за цепную завесу в пылевидном или гранулированном состоянии; вдувание в печь с горячего конца. Каждый из указанных способов имеет свои преимущества и недостатки, однако возврат пыли любым способом усложняет процесс обжига цементного клинкера и обычно негативно сказывается на качестве цемента в связи с ростом в нем содержания щелочей, увеличения неоднородности химического состава и ухудшения структуры клинкера. В связи с этим проблема рациональной утилизации пыли клинкерообжигательных печей

Обзор литературных источников. Наряду с возвращением пыли-уноса в сырьевую смесь для производства клинкера разработан ряд других направлений ее применения в том числе для производства вяжущих и растворов [3-6]. Исследования путей эффективного использования пыли

Пыль, образующаяся при обжиге портландцементного клинкера и улавливаемая электрофильтрами, имеет слабые вяжущие свойства. Они обусловлены наличием в ней определенного количества клинкерных минералов, образованных в результате преимущественно твердофазовых реакций. Определенный вклад в гидравлическую активность пыли может внести взаимодействие содержащихся в ней свободной извести и дегидратированной глины.

Пыль рекомендуется [8] разделять на три сорта в зависимости от показателей химической и гидравлической активности. Пыль первого сорта может быть использована как самостоятельное вяжущее, второго и третьего как компонент пылешлакового вяжущего соответственно в количестве 15...25 и 20...30%.

Гидравлическая активность пыли существенно увеличивается при добавлении гипса. По данным В.С. Баталина [9] добавка гипса в количестве 2...3% позволяет уже в первые сроки твердения повысить прочность образцов более чем в три раза по сравнению с образцами из чистой пыли. При этом повышенное содержание гипса негативно влияет на конечную прочность вяжущего.

Наилучшие результаты получены в композициях пыль-доменный гранулированный шлак и пыль-шлак-гипс. Наряду с доменным возможно применение в комбинации с пылью также фосфорного и ваграночного шлаков. Теоретической предпосылкой совместимости шлака и цементной пыли при получении композиционного вяжущего является, главным образом, наличие в последней растворимых щелочей, оказывающих наиболее сильное активизирующее влияние на шлаковое стекло [9]. Определенное активизирующее влияние на гранулированный шлак имеют также такие компоненты пыли как свободный оксид и сульфат кальция [2].

При определении оптимального соотношения между шлаком и пылью установлено [7], что наиболее высокие показатели имеет вяжущее состава: 75% шлак и 25% пыль. Вместе с тем пыле-шлаковые характеризуются сравнительно низкими физико-механическими свойствами и высокой неоднородностью [2]. Для повышения активности и стабилизации свойств таких вяжущих целесообразно в их состав вводить определенное количество портландцемента, который является дополнительным активизатором доменного гранулированного шлака.

Научной гипотезой, положенной в основу данного исследования, является возможность получения композиционного цементно-пыле-шлакового вяжущего, в котором достигается повышенная комплексная активизация доменного гранулированного шлака, за счет повышенного содержания щелочей в цементной пыли, а также воздействия гидрооксида и сульфата кальция, содержащихся в цементе.

Цель работы и постановка эксперимента. Целью работы являлось установление особенностей гидратации композиционных вяжущих низкой водопотребности, включающих портландцемент, пыль клинкерообжигающих печей и доменный шлак (ЦПШВ).

Для достижения поставленной цели была реализована экспериментальная программа, включающая два этапа. На первом этапе, для установления предварительного состава вяжущего и условий его получения, изучали влияние основных факторов на кинетику гидратации и набор прочности. На втором этапе исследовали свойства строительных растворов на основе цементно-пыле-шлакового вяжущего низкой водопотребности (ВНВ).

Материалы и методы исследования. В качестве исходных материалов были использованы портландцемент ПЦ I 500 с активностью 50 МПа и две пробы пыли-уноса клинкерообжигательных печей ОАО «Волянь-цемент», а также доменный гранулированный шлак Криворожского металлургического завода. Химический состав материалов приведен в табл. 1. Пробы цементной пыли характеризовались удельной поверхностью 400...410 м²/кг

Помол вяжущих осуществляли в лабораторной мельнице. При помоле вяжущих вводили добавки-суперпластификаторы нафталин-формальдегидного (С-3) и поликарбоксилатного типа (Sika VC 225).

Таблица 1

Химический состав исходных компонентов

Материал	Содержание оксидов, %								
	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃	R ₂ O	CaO _B	MnO
ПЦ	66,35	22,5	5,26	4,06	0,65	0,26	0,36	0,33	-
Шлак	47,03	39,53	6,46	0,14	3,13	1,72	-	-	1,17
Цементная пыль (№1/№2)	42,5	19,6	5,3	4,1	0,6	2,4	2,9	3,1	-
	41,4	18,5	4,4	3,9	0,7	3,3	4,9	4,2	

Степень гидратации вяжущего исследовали методом определения количества связанной воды. Параллельно с определением степени гидратации определяли также на образцах-кубиках с ребром 2 см прочность и относительную плотность цементного камня.

Исследования на втором этапе проводили с применением метода математического планирования экспериментов. Эксперименты выполняли по плану В₄ [9] при варьировании четырех факторов. Прочность растворов при сжатии и при изгибе определяли на образцах-балочках размерами 40×40×160 мм в возрасте 2, 7 и 28 сут. При изготовлении образцов в качестве заполнителя применяли кварцевый песок с модулем крупности 2,1.

Результаты экспериментальных исследований степени гидратации и прочности вяжущих в системах шлак-пыль и шлак-пыль-цемент

Значение степени гидратации образцов из паст на основе двух- и трехкомпонентных композиционных вяжущих в возрасте 3, 7 и 28 суток приведены в табл.2.



Значения степени гидратации паст на основе композиционных вяжущих, полученных путем совместного помола исходных компонентов

№	Вид вяжущего (соотношение компонентов по массе), проба пыли (табл.)	Содержание СП, % по массе	Удельная поверх ность м ² /кг	Степень гидратации в возрасте, сут.		
				3	7	28
1	шлак+пыль (№1)	-	350	0,20	0,31	0,35
2	шлак+пыль (№1)	1	370	0,17	0,28	0,32
3	шлак+пыль (№1)	-	580	0,24	0,36	0,40
4	шлак+пыль (№1)	1	660	0,21	0,34	0,39
5	шлак+пыль (№2)	-	340	0,22	0,38	0,43
6	шлак+пыль (№2)	1	380	0,20	0,31	0,37
7	шлак+пыль (№2)	-	590	0,25	0,37	0,41
8	шлак+пыль (№2)	1	640	0,21	0,37	0,42
9	цемент+шлак+пыль (№1)	-	330	0,30	0,48	0,56
10	цемент+шлак+пыль (№1)	1	360	0,27	0,46	0,55
11	цемент+шлак+пыль (№1)	-	590	0,38	0,58	0,64
12	цемент+шлак+пыль (№1)	1	630	0,34	0,55	0,62
13	цемент+шлак+пыль (№2)	-	320	0,31	0,50	0,61
14	цемент+шлак+пыль (№2)	1	350	0,29	0,49	0,60
15	цемент+шлак+пыль (№2)	-	620	0,40	0,61	0,69
16	цемент+шлак+пыль (№2)	1	630	0,36	0,59	0,67
17	цемент+шлак+пыль + гипсовый камень 3% (№1)	-	590	0,39	0,59	0,66
18	цемент+шлак+пыль + гипсовый камень 3% (№1)	1	630	0,35	0,55	0,63

Примечание: Состав вяжущих шлак+пыль – 1:1 (по массе), цемент+шлак+пыль – 2:1:1 (по массе).

Анализ данных табл.2 показывает, что степень гидратации двухкомпонентных вяжущих в 1,5...2 раза ниже, чем трехкомпонентных. В том и другом случаях степень гидратации изменяется во времени нелинейно, скорость гидратации уменьшается по мере перехода от 3 до 7, а затем до 28 суток.

Увеличение содержания щелочей в пыли приводит к некоторому увеличению степени гидратации композиционных вяжущих в результате дополнительной активизации шлакового компонента. К увеличению степени гидратации на 20...40% приводит увеличение удельной поверхности вяжущих от 350...380 до 580...660 м²/кг. Содержание в составе вяжущего добавки суперпластификатора снижает степень гидратации композиционных вяжущих,

что особенно заметно в первые сроки твердения, что, вероятно, можно объяснить их адсорбционным эффектом.

Исследования влияние состава и удельной поверхности ЦПШВ на их прочность.

Прочностные свойства ВНВ определяются содержанием клинкера, видом и содержанием минеральной добавки и суперпластификатора, тонкостью помола [10].

Для изучения влияния содержания основных компонентов, а также тонкости помола на прочностные показатели ЦПШВ, были реализованы алгоритмизированные в соответствии с типовым планом В₄ [11] эксперименты и получены математические модели прочности на сжатие и изгиб стандартных растворов в возрасте 2, 7 и 28 суток. Условия планирования экспериментов приведены в табл.3.

Таблица 3

Условия планирования экспериментов при исследовании влияния состава и удельной поверхности на прочность композиционных вяжущих

Факторы		Уровни варьирования			Интервал варьирования
Натуральный вид	Кодированный вид	-1	0	+1	
(П+Ш), %	X ₁	10	35	60	25
$\frac{П}{П + Ш}$	X ₂	0	0,5	1	0,5
S _{уд} , м ² /кг	X ₃	300	450	600	150
СП, %	X ₄	0	1	2	1

Примечание: П – пыль вращающихся печей, Ш – доменный гранулированный шлак, S_{уд} – удельная поверхность, СП – суперпластификатор С-3.

Математические модели прочности ЦПШВ при сжатии:

$$f_{cm}^2 = 21,09 - 5,04X_1 - 2,24X_2 + 1,85X_3 + 1,96X_4 + 0,88X_1^2 - 3,12X_2^2 - 3,62X_3^2 - 1,38X_4^2 - 0,88X_1X_2 - 0,75X_1X_3 + 0,13X_1X_4 - 0,13X_2X_3 + 0,25X_2X_4 + 0,38X_3X_4 \quad (1)$$

$$f_{cm}^7 = 37,35 - 8,19X_1 - 4,74X_2 + 4,52X_3 + 2,98X_4 + 6,04X_1^2 - 7X_2^2 - 2,8X_3^2 - 1,8X_4^2 - 3,97X_1X_2 - 0,5X_1X_3 - 0,78X_2X_3 - 0,03X_2X_4 + 0,61X_3X_4 \quad (2)$$

$$f_{cm}^{28} = 52,6 - 11,65X_1 - 6,78X_2 + 6,22X_3 + 4,03X_4 + 8,82X_1^2 - 9,68X_2^2 - 3,68X_3^2 - 2,18X_4^2 - 5,81X_1X_2 - 0,94X_1X_3 - 1,06X_2X_3 - 0,56X_2X_4 + 0,81X_3X_4 \quad (3)$$

Математические модели прочности ЦПШВ при изгибе:

$$f_{ctf}^2 = 4,22 - 1,02X_1 - 0,45X_2 + 0,37X_3 + 0,39X_4 + 0,17X_1^2 - 0,63X_2^2 - 0,73X_3^2 - 0,28X_4^2 - 0,18X_1X_2 - 0,15X_1X_3 + 0,03X_1X_4 - 0,03X_2X_3 + 0,05X_2X_4 + 0,08X_3X_4 \quad (4)$$

$$f_{ctf}^7 = 6,23 - 1,38X_1 - 0,79X_2 + 0,76X_3 + 0,5X_4 + 0,99X_1^2 - 1,12X_2^2 - 0,48X_3^2 - 0,31X_4^2 - 0,66X_1X_2 - 0,08X_1X_3 + 0,01X_1X_4 - 0,13X_2X_3 + 0,005X_2X_4 + 0,1X_3X_4 \quad (5)$$



$$f_{\text{сф}}^{28} = 6,58 - 1,47X_1 - 0,85X_2 + 0,78X_3 + 0,51X_4 + 1,09X_1^2 - 1,22X_2^2 - 0,47X_3^2 - 0,29X_4^2 - 0,73X_1X_2 - 0,12X_1X_3 + 0,01X_1X_4 - 0,13X_2X_3 + 0,07X_2X_4 + 0,1X_3X_4 \quad (6)$$

Анализ полиномиальных моделей (1-6) полученных в результате обработки -экспериментальных данных, позволяет проследить четко выраженный нелинейный характер влияния исследуемых факторов на прочность композиционных вяжущих и найти их оптимальные значения.

Влияние таких факторов как доля пыли-уноса (X_2) и ее удельной поверхности (X_3) на прочность имеет экстремальный характер. Влияние удельной поверхности ощущается особенно в 2-суточном возрасте и находится в диапазоне 450-500 м²/кг. Введение при помоле добавки суперпластификатора не изменяет характера влияния удельной поверхности на прочность. Специально выполненные исследования показали, что в указанном диапазоне $S_{\text{уд}}$ при благоприятных значениях других факторов и содержании СП С-3 1...2% нормальная густота вяжущих составляет 21...22% и 19...20% при введении добавки Sika VC225. Характерно, что величина нормальной густоты вяжущих с добавкой С-3 по мере увеличения удельной поверхности практически не увеличивается. Этот вывод можно объяснить тем, что в цементе с более высокой удельной поверхностью некоторое увеличение водопотребности компенсируется более высокой адсорбционной и, соответственно, водоредуцирующей активностью добавки суперпластификатора.

Увеличение содержания пылешлакового наполнителя по-разному отражается на прочности вяжущих в зависимости от продолжительности твердения и соотношения пыли и шлака. В раннем возрасте увеличение содержания пыли в составе вяжущего практически линейно снижает его прочность. В меньшей степени, хотя и значительно снижается прочность при введении доменного шлака и комбинации шлака и пыли. При этом при комбинировании шлака и пыли в соотношении 1:1 по массе снижение прочности происходит примерно так же, как при введении только одного шлака. В 28-суточном возрасте увеличение содержания пыли в составе вяжущего от 10 до 30% снижает прочность при сжатии на 35%, а до 50% – практически в 2 раза. Резкое падение прочности цемента, наполненного пылью в значительной степени объясняется увеличением его водопотребности. Увеличение содержания пылешлакового наполнителя в соотношении пыль: шлак 1:1 по массе как и одного шлака от 10 до 50% вызывает снижение прочности примерно на 30%. Увеличение содержания пыли в пылешлаковом композиционном вяжущем от 0 до 50 % практически не вызывает дополнительного снижения прочности.

Снижение водопотребности вяжущих за счет введения добавки суперпластификатора и повышения удельной поверхности позволяет существенно увеличить их прочность. Домол цемента с содержанием пыли-уноса 50-60% и добавкой С-3 до удельной поверхности 450-500 м²/кг

позволяет увеличить прочность при сжатии с 30 до 40 МПа. При содержании комплексной добавки цементная пыль - доменный шлак 50-60% в соотношении 1:1 по массе при тех же условиях возможно получение вяжущего с прочностью при сжатии в 28 суток 50-60 МПа.

Замена нафталинформальдегидного суперпластификатора на поликарбоксилатный позволяет при содержании комплексного пылешлакового активного наполнителя 50% повысить марочную прочность композиционного вяжущего до 70 МПа (табл.4).

Таблица 4

Прочность композиционных вяжущих с добавкой суперпластификатора Sika VC225

№ п/п	Состав вяжущего, %				S _{уд} , м ² /кг	Прочность, МПа					
	Цемент	Шлак	Пыль	СП Sika		изгиб, сут.			сжатие, сут.		
						2	7	28	2	7	28
1	50	25	25	0,3	320	3,8	4,7	5,6	28	36	42
2	50	25	25	0,3	450	4,7	5,8	6,5	31	44	58
3	50	25	25	0,3	580	5,1	6,3	7,1	39	51	64
4	50	25	25	0,6	320	4,8	5,7	6,4	35	43	56
5	50	25	25	0,6	450	5,9	6,8	7,5	49	61	72
6	50	25	25	0,6	580	6,2	7,1	7,9	51	63	75
7	50	25	25	0,7	450	6,0	6,9	7,7	50	62	73

Примечание: Гипс и суперпластификатор, вводимые в цемент, учитываются сверх 100%.

Полученные композиционные вяжущие низкой водопотребности являются быстротвердеющими, их 2-суточная прочность составляет не менее 50% 28-суточной, а отношение прочности при сжатии к прочности при изгибе для оптимальных составов находится в обычных пределах, характерных для портландцемента.

Выводы:

1. Пыль клинкерообжигательных печей цементного производства может быть использована в качестве активирующего компонента композиционных вяжущих, включающих портландцемент, пыль, доменный гранулированный шлак и добавку-суперпластификатор.

2. Степень гидратации трехкомпонентных цементнопылешлаковых вяжущих в 1,5-2 раза выше, чем двухкомпонентных - пылешлаковых. Увеличение содержания щелочей в пыли, а также тонкости помола приводит к некоторому увеличению степени гидратации композиционных вяжущих в результате дополнительной активизации шлакового компонента.

3. При оптимальных значениях содержания композиционной минеральной добавки и соотношения пыль-шлак домел ЦПШВ до S_{уд} = 450-500 м²/кг позволяет при использовании нафталинформальдегидного



суперпластификатора С-3 обеспечить активность вяжущих 50-60 МПа, а поликарбоксилатного суперпластификатора - до 70 МПа.

1. Бутт Ю.М., Сычев М.М., Тимашев В.В. Химическая технология вяжущих материалов. – М.: Высш.школа, 1980. – 472с.
 2. Справочник по химии цемента. Под. ред. Б.В. Волженского и Л.Г. Судакаса. А.: Стройиздат – 1980 – 224с.
 3. Болдырев А.С. Использование отходов и вторичных ресурсов в промышленности строительных материалов// Строительные материалы – 1989. - №7 с.5-7.
 4. Куатбаев К.К. Силикатные бетоны из побочных продуктов промышленности . – М.: Стройиздат, 1981. – 246с.
 5. Сулейменов А.Т. Вяжущие материалы из побочных продуктов промышленности. – М.: Стройиздат, 1986. - 189с.
 6. Терновая Е.А. Использование пыли вращающихся печей цементных заводов// Строительные материалы, изделия и санитарная техника. 1987 – №10. – с.22-23.
 7. Глуховский В.Д., Македон Н.Л. Грунтоцементы, содержащие пыль-унос клинкерообжигательных печей// Шлакощелочные цементы, бетоны и конструкции. Тез. докл. Киев, 1989 – с.35-36.
 8. Методические рекомендации по применению низкомарочных каменных материалов и загрязненных песков, обработанных неорганическими вяжущими. – М.: СоюздорНИИ, 1990 – 31с.
 9. Баталин Б.С. Местное вяжущее на основе пыли электрофильтров Ново-Пашийского цементного завода. Сб. Вяжущие материалы Сибири и Дальнего востока. Новосибирск. – «Наука» - 1970. – с.283-287.
 10. Kosmatka S.H., Panarese W.C., Kerkhoff B., Design and Control of Concrete Mixtures. Portland Cement Association, Illinois, 2002, 360 p.
 11. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. Mathematical Experiments Planning in Concrete Technology. Nova Science Publishers, Inc., New York, USA, 2012, 173 p.
-
1. Butt YU.M., Sychov M.M., Timashov V.V. Khimichna tekhnolohiya v'yazhuchykh materialiv. - M .: Vyssh.shkola, 1980. - 472s.
 2. Dovidnyk z khimiyi tsementu. Pid. red. B.V. Volzhenskiy i L.H. Sudakasa. A .: Stroyzdat - 1980 - 224s.
 3. Boldyryev A.S. Vykorystannya vidkhodiv i vtorynykh resursiv v promyslovosti budivel'nykh materialiv // Budivel'ni materialy - 1989. - №7 s.5-7.
 4. Kuatbaev K.K. Sylikatni betony z pobichnykh produktiv promyslovosti. - M .: Stroyzdat, 1981. - 246s.
 5. Suleyemenov A.T. Materialy v'yazki z pobichnykh produktiv promyslovosti. - M .: Stroyidat, 1986. - 189s.
 6. Ternova E.A. Vykorystannya pylu obertovykh pechey tsementnykh zavodiv // Budivel'ni materialy, vyroby ta sanitarna tekhnika. 1987 - №10. - s.22-23.
 7. Hlukhivs'ky V.D., Makedon N.L. Hruntotsement, shcho mistyat' pyl-vynesennya klinkeroobzhigatel'nykh pechey // Shlakoluzhni tsementy, betony i konstruktsiyi. Tez. dop. Kyiv, 1989 - s.35-36.
 8. Metodychni rekomendatsiyi shchodo zastosuvannya nyz'komarochnykh kam'yanykh materialiv i zabrudnennykh piskiv, obroblyenykh neorhanichnymy v'yazhuchymy. - M .: SoyuzdorNYY, 1990. - 31s.
 9. Batalin B.S. Mistseve v'yazhuchy na osnovi pylu elektrofil'triv Novo-Pashiys'koho tsementnoho zavodu. Zb. Materialy v'yazki Sybiru i Dalekoho skhodu. Novosybirsk. - «Nauka» - 1970. - s.283-287.



УДК 691.32

Національний університет
водного господарства
та природокористування

ЭФЕКТИВНІСТЬ ПОЛІКАРБОКСИЛАТНИХ СУПЕРПЛАСТИФІКАТОРІВ В ЗОЛОВМІСНИХ БЕТОНАХ

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПОЛИКАРБОКСИЛАТНЫХ СУПЕРПЛАСТИФИКАТОРОВ В ЗОЛОСОДЕРЖАЩИХ БЕТОНАХ

EFFICIENCY OF POLYCARBOXYLATE SUPERPLASTICIZERS IN ASH-CONTAINING CONCRETE

Дворкін Л.Й., д.т.н., проф., Марчук В.В., к.т.н., ст. викладач, Тунчик А.О., студент, (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне) Гадайчук Д.Р. аспірант, (Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ)

Дворкин Л.И., д.т.н., проф., Марчук В.В., к.т.н., ст. преподаватель, Тунчик А.А., студент, (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно), Гадайчук Д.Р. аспирант, (Киевский национальный университет строительства и архитектуры, г. Киев)

Dvorkin L.J., doctor of technical sciences, professor., Marchuk V.V., candidate of technical sciences, Senior Lecturer, Tunchyk A.O., student, (National University of Water Management and Nature Resources, Rivne), Hadaichuk D. R., PhD student, (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

В статті розглянута можливість суттєвого покращення будівельно-технічних властивостей золовмісних бетонів з використанням полікарбоксилатних суперпластифікаторів. Досліджено комплекс технологічних аспектів пов'язаних з отриманням високотехнологічних бетонів High Performance Concrete (HPC), та отримано комплекс експериментально-статистичних моделей, які дозволять оцінити кількісний вплив основних технологічних факторів на їх властивості.

В статье рассмотрена возможность существенного улучшения строительно-технических свойств золосодержащих бетонов с использованием поликарбоксилатных суперпластификаторов. Исследован комплекс технологических аспектов связанных с получением высокотехнологических бетонов High Performance Concrete (HPC), и получено комплекс экспериментально-статистических моделей, которые позволят оценить количественное влияние основных технологических факторов на их свойства.

In this article the possibility of significant improvement of the construction and technical properties of fly-ash-containing concrete by using polycarboxylate superplasticizers was investigated. The complex of technological aspects related to the production of High-Performance Concrete had been investigated, and a complex of experimental-statistical models has been obtained that will allow estimating the quantitative influence of the main technological factors on their properties. Fly-ash-containing concrete with polycarboxylate superplasticizers admixtures allow to obtain self-compacting concrete with compressive strength at 28 days of 65...92 MPa. Such concrete is characterized by intense strength gain at early age of hardening and comply with the requirements for High Performance Concrete. Strength of concrete at the one-day age reaches no less than 35% and at the three-day age - 50% of the designed strength. In the case of $W/C < 0.3$, the increase of the fly ash amount from 30 % to 40 % by cement weight does not result in significant decrease of the concrete compressive strength

Ключові слова:

Високотехнологічні бетони, полікарбоксилати, суперпластифікатор, зола-виносу.

Высокотехнологические бетоны, поликарбоксилаты, суперпластификатор зола-унос.

High performance concrete, fly ash, polycarboxylates, superplasticizer.

Вступ. На сучасному етапі розвитку будівництва в Україні актуальним є впровадження енергозберігаючих технологій при забезпеченні високої якості будівельних матеріалів і конструкцій. Найбільшого поширення в будівництві знайшли конструкції на основі портландцементу, найбільш енергоємним компонентом якого є цементний клінкер, тому доцільним є розвиток технологій, що передбачають суттєве зниження питомих витрат клінкеру при збереженні або підвищенні якісних показників бетонів. Одним з таких напрямків є широке застосування у будівельній практиці композиційних цементів, в складі яких значна частина клінкеру замінена активними мінеральними добавками техногенного походження, зокрема доменним гранульованим шлаком та золою-виносу і використанням сучасних суперпластифікаторів на полікарбоксилатній основі.

Стан питання та задачі дослідження. Міцність бетону в 100 МПа була подолана на початку 80-х років минулого сторіччя, коли у виробництво активно впроваджувались ефективні суперпластифікатори на нафталіновій основі та цементи з активністю 50 МПа і більше. Для отримання високоміцних бетонів застосовують цементи підвищеної активності, що отримані без мінеральних добавок або з їх мінімальною кількістю. Це звужувало сферу їх застосування у виробництві як монолітних високоміцних та збірних конструкцій. Розробка ефективних суперпластифікаторів

останнього покоління дозволила отримати надтекучі цементно-мінеральні дисперсні системи та бетонні суміші, що характеризуються високими фізико-механічними показниками. Саме тому революційний характер у розвитку бетонознавства мала концепція високоефективних чи високотехнологічних бетонів - High Performance Concrete (HPC). Такі бетони принципово відрізняються від високоміцних як за своїм складом, так і за будівельно-технічними властивостями. Вони характеризуються міцністю на стиск в дві доби твердіння 30-50 МПа, в 28 діб - від 60 до 150 МПа, водонепроникністю W12 і вище, водопоглинанням не більше 1-2% мас., стираністю не більше 0,3 - 0,4 г/см² і морозостійкістю F600 і вище, а також повинні забезпечувати термін служби конструкцій не менше 200 років [1-4].

Суперпластифікатори нафталін- та меламін-формальдегідного типу володіють високою адсорбційною здатністю, яка до того ж практично не залежить від мінералогічного складу цементу і сприяє високій пластифікуючій здатності цих добавок. Завдяки високій пластифікуючій здатності, а також низькій вартості СП такого типу знайшли широке розповсюдження в технології бетонів. Однак застосування суперпластифікаторів нафталін-формальдегідного типу пов'язане з рядом негативних моментів. Вони потребують підвищених дозувань, бетонні суміші з використанням таких СП швидко втрачають рухомість, рання міцність бетону на їх основі може знижуватись. Для таких суперпластифікаторів характерне недостатньо контрольоване повітровтягування, яке в деяких випадках може забезпечити підвищення морозостійкості, зменшуючи міцність. Тому перспективним є застосування при виробництві сучасних бетонів суперпластифікаторів нового покоління - полікарбоксилатних, в механізмі дії яких переважає не електростатичний, а стеричний ефект (зменшення тертя між частинками). Основними позитивними якостями таких добавок є високий водоредукуючий ефект (30 % і вище), здатність проявляти пластифікуючий ефект при низьких і наднизьких водоцементних відношеннях і низькі робочі дозування (0,2...0,4%). Для полікарбоксилатів характерне підвищене повітровтягування (5 % і більше), яке можна регулювати введенням піногасників або повітровидаляючих добавок.

Ряд авторів [5, 6], відзначає, що недоліком нових суперпластифікаторів є те, що ефективність їх розріджуючої дії залежить від вмісту С₃А в цементі, а також від природи сульфату кальцію - чим вища алюмінатність цементу, тим більшою мірою початкова рухомість бетонних сумішей залежить від швидкості розчинення сульфату кальцію. Однак для золівмісних бетонів цей недолік менш помітний, оскільки знижується вміст клінкеру, зокрема і вміст С₃А. В свою чергу введення золи згідно даних [7...9] суттєво не зменшує міцність, але дозволяє економити цемент.

Мета роботи, результати якої наведені в даній статті полягала у вивченні ефективності введення суперпластифікаторів полікарбоксилатного типу в бетони, які включають значну кількість зольного наповнювача. При

застосуванні найбільш поширених у будівництві цементів загальнобудівельного призначення, що містять в якості активної мінеральної добавки доменний гранульований шлак.

Матеріали та методи досліджень. Вихідними матеріалами при проведенні досліджень були: портландцемент ПЦ-П/А-Ш-500, виробництва “Волинь-цемент” філія ПАТ “ДЦУ”, мінералогічний склад клінкеру наступний: $C_3S - 57,1\%$, $C_2S - 21,27\%$, $C_3A - 6,87\%$, $C_4AF - 12,19\%$; зола-виносу Бурштинської ТЕС; кварцовий пісок Славутського кар’єру (Хмельницька обл.) з $M_{кр} = 1,95$; вміст пилюватих і глинистих часток, $0,8\%$; гранітний щебінь фракції 5-20 мм Вирівського кар’єру Рівненської області; суперпластифікатор полікарбоксилатного (ПК) типу Sika ViscoCrete 225. Хімічний склад вихідних матеріалів наведений в табл. 1. В’яжуче отримували змішуванням портландцемент разом з золою виносу у кількості 38% . Для отримання питомої поверхні в’яжучого понад $350 \text{ м}^2/\text{кг}$ здійснювали спільний помел у лабораторному кульовому млині. З урахуванням речовинного складу портландцементу склад отриманого в’яжучого був наступний: клінкер – 50% , шлак – 12% , зола-виносу – 38% .

Таблиця 1

Хімічний склад вихідних матеріалів

	Вміст оксидів, %								в.п.п.
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	R ₂ O	SO ₃	CaO _B	
клінкер	22,47	5,26	4,07	66,18	0,62	0,29	0,36	0,32	-
зола	84,5 (разом)			2,1	2,0	1,2	2,3	2,5	5,1

Експериментальні дослідження виконано із застосуванням математичного планування експериментів. Був реалізований трирівневий трьохфакторний план B_3 близький до D-оптимального, умови планування якого наведені в табл. 2.

Таблиця 2

Умови планування експериментів

Фактори		Рівні варіювання факторів			Інтервал варіювання
Натуральний вид	Кодований вид	-1	0	+1	
В/Ц	X_1	0,25	0,3	0,35	0,05
Вміст добавки СП, %	X_2	0,4	0,7	1	0,3
Питома поверхня цементу, $S_{пит}, \text{ м}^2/\text{кг}$	X_3	350	450	550	100

У ході досліджень у кожній точці плану для оцінки впливу факторів на міцність золовмісних бетонів з використанням суперпластифікаторів полікарбоксилатного типу виготовляли стандартні зразки-куби ($10 \times 10 \text{ см}$), що тверділи у нормальних умовах. Визначали міцність зразків-кубів при стиску у віці 1, 7 і 28 діб та міцність на розтяг при розколюванні у одно та 28-и добовому віці. Матриця планування та отримані експериментальні результати представлені в табл. 3. Характерною особливістю під час

проведення експериментів була зміна рухомості бетонних сумішей в широкому діапазоні від малорухомих до литих та самоущільнювальних.

Аналіз експериментальних досліджень. Після проведення обробки і статистичного аналізу експериментальних даних отримані квадратичні математичні моделі міцності у вигляді поліноміальних рівнянь регресії (1...3), що наведені нижче.

Таблиця 3

Матриця планування та експериментальні значення міцнісних показників золівмісних бетонів з використанням СП полікарбоксилатного типу

Натуральні значення факторів			ОК, см	Міцність при стиску, у віці, діб, $f_{c,m}$, МПа		Міцність на розтяг, при розколюванні, у віці, $f_{c,m}$, МПа	
В/Ц	СП%	$S_{плт}$, м ² /кг		1 доба	28 діб	1 доба	28 діб
0,35	1	350	28	21,2	58,4	2,65	4,11
0,35	1	550	27	35,6	74,2	3,53	4,82
0,35	0,4	350	7	22,0	59,2	2,93	4,15
0,35	0,4	550	9	34,7	74,6	3,47	4,84
0,25	1	350	22	25,0	67,3	2,94	4,52
0,25	1	550	24	41,5	90,0	3,91	5,49
0,25	0,4	350	0	26,4	67,6	3,25	4,53
0,25	0,4	550	2	42,9	91,0	3,99	5,53
0,35	0,7	450	20	36,7	75,1	3,60	4,86
0,25	0,7	450	16	37,4	86,4	3,65	5,34
0,30	1	450	24	34,2	75,5	3,44	4,88
0,30	0,4	450	4	29,9	75,9	3,14	4,90
0,30	0,7	350	16	34,5	67,0	3,45	4,51
0,30	0,7	550	19	37,4	85,3	3,65	5,30
0,30	0,7	450	18	37,2	80,2	3,63	5,08
0,30	0,7	450	17	36,3	79,3	3,57	5,04
0,30	0,7	450	17	35,6	80,1	3,53	5,08

Статистичні моделі міцності золівмісних бетонів з використанням суперпластифікатора полікарбоксилатного типу

$$f_{c,cube}^1 = 36,72 - 2,31 \cdot x_1 + 1,68 \cdot x_2 + 6,3 \cdot x_3 + 0,36 \cdot x_1 x_2 + 0,72 \cdot x_1 x_3 - 0,21 \cdot x_2 x_3 + 0,21 \cdot x_1^2 - 4,8 \cdot x_2^2 - 0,91 \cdot x_3^2 \quad (1)$$

$$f_{c,cube}^{28} = 80,1 - 6,09 \cdot x_1 - 0,3 \cdot x_2 + 9,57 \cdot x_3 + 0,01 \cdot x_1 x_2 + 1,86 \cdot x_1 x_3 + 0,38 \cdot x_2 x_3 - 2,5 \cdot x_1^2 - 4,28 \cdot x_2^2 - 3,78 \cdot x_3^2 \quad (2)$$

$$f_{c,m}^{28} = 5,08 - 0,262 \cdot x_1 - 0,013 \cdot x_2 + 0,415 \cdot x_3 + 0,069 \cdot x_1 x_3 + 0,001 \cdot x_2 x_3 + 0,027 \cdot x_1^2 - 0,185 \cdot x_2^2 - 0,172 \cdot x_3^2 \quad (3)$$

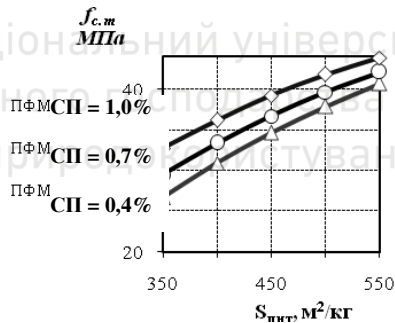
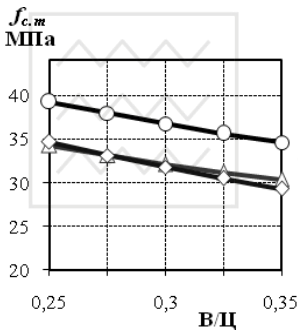


При аналізі математичних моделей (1...3), прослідковується суттєва взаємодія факторів В/Ц та $S_{\text{пит}}$ впливу на міцність як ранню так і марочну, при цьому інші взаємодії чинять незначний вплив. Вміст СП має більш суттєвий вплив при низьких значеннях В/Ц та підвищеній дисперсності в'язучого.

Проведені дослідження свідчать про те, що для отримання литих та самоущільнювальних золівмісних бетонних сумішей в усьому діапазоні витрат цементу і його дисперсності необхідною умовою є підвищена витрата 0,7...1,0% суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Sika VC 225. На рухомість поряд з СП впливає питома поверхня, збільшення якої призводить до зменшення рухомості. Витрата цементу, в свою чергу, не чинить суттєвого впливу на рухомість, що узгоджується з відомим правилом постійності водопотреби бетонних сумішей.

Графічні залежності міцності золівмісних бетонів на стиск у віці 1 та 28 діб, побудовані на основі отриманих моделей, наведені на рис. 1, та на розтяг при розколюванні у віці 28 діб на рис. 2.

а)



б)

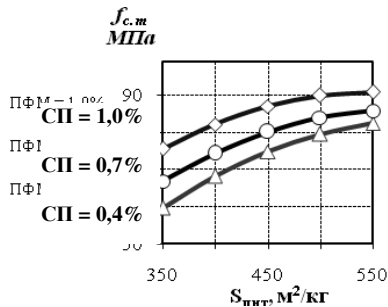
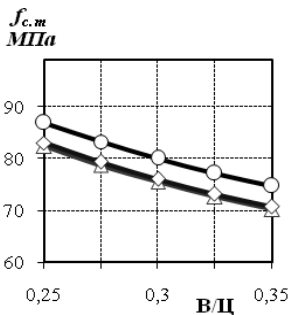


Рис. 1. Залежності міцності бетону при стиску у віці 1 (а) та 28 діб (б)

Аналізуючи отримані дані (табл. 3) та графічні залежності (рис. 1), приходимо до висновку, що міцність при стиску досліджуваних бетонів у віці 1 діб лежить в межах 20...43 МПа, у віці 28 діб – 59...92 МПа, при витраті

в'язучого 500 кг/м^3 , (вміст цементного клінкеру – 250 кг/м^3 бетоної суміші). Збільшення питомої поверхні з 350 до $550 \text{ м}^2/\text{кг}$ призводить до закономірного збільшення міцності на $35\text{--}50\%$ в усі терміни твердіння. Однак у віці 1 доби бетони на більш тонкодисперсному цементі ($S_{\text{пнт}} = 450\text{--}550 \text{ м}^2/\text{кг}$) мають вищу міцність на $40\text{--}50\%$ у порівнянні з $S_{\text{пнт}} = 350 \text{ м}^2/\text{кг}$, у більш пізньому віці вплив дисперсності згладжується. В/Ц має також суттєвий вплив на міцність як ранню, так і марочну. Збільшення якого з $0,25$ до $0,35$ супроводжує спад міцності на $10\text{--}20 \text{ МПа}$.

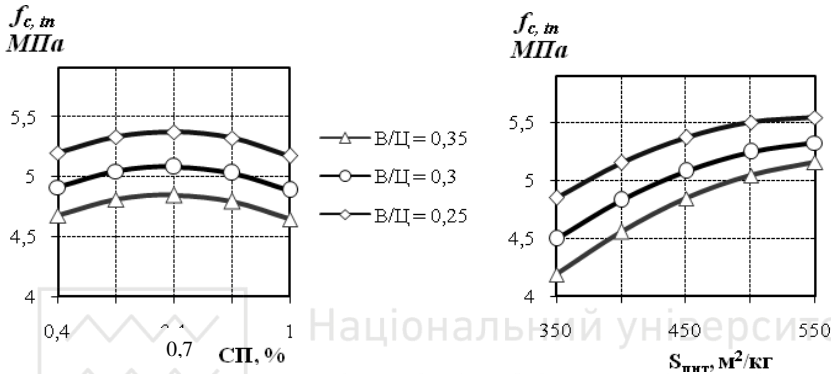


Рис. 2 Залежності міцності бетону на розтяг при розколюванні у віці 28 діб

Згідно даних (табл. 3) та графічних залежностей (рис. 2) міцність досліджуваних бетонів на розтяг при розколюванні у віці 28 діб становить $4,11\text{--}5,49 \text{ МПа}$, при цьому вплив факторів по їх значимості є подібним до впливу на міцність при стиску.

Таким чином аналізуючи графічні залежності (рис. 1, 2) можна виділити область, міцність в якій відповідає кількісним значенням, що висуваються до високотехнологічних бетонів та встановити оптимальні параметри їх складу. Підвищена дисперсність цементів $S_{\text{пнт}} = 450\text{--}550 \text{ м}^2/\text{кг}$ дозволяє отримати бетони з міцністю при стиску у віці 28 діб понад 75 МПа .

Висновки. Виконані дослідження показали, що при застосування добавок полікарбоксилатів введення золи в бетони типу High Performance Concrete в кількості 38% дозволяє в значній мірі зменшувати клінкерну складову цементу при цьому не знижуючи суттєво міцнісні показники в діапазоні зміни рухомості від $S1$ до $S5$, а також отримувати литі і самоущільнювальні бетонні суміші.

1. Aitcin P.-C. High-Performance Concrete, / P.-C. Aitcin // Modern Concrete Technology, E & FN Spon, London, 1998, 591 pages.

2. ACI Committee 211, Guide for Selecting Proportions for High-Strength Concrete with Portland Cement and Fly Ash, ACI 211.4-93, reapproved 1998, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1998, 13 pages.

3. Рунова Р.Ф. Концепция разработки высокопрочных бетонов на основе отечественной минеральной базы / Р.Ф. Рунова, И.И. Руденко, В.В. Троян //

4. Баженов Ю.М Модифицированные высококачественные бетоны / Ю.М.Баженов, В.С. Демьянова, В.И. Калашников // – М.: Изд-во АСВ, 2006 – 368с. 5. Yamada K. Working mechanism of poly-beta-naphthalene sul-fonate and polycarboxylate superplasticizers types from point of cement paste characteristics. /K. Yamada, S. Ogawa, S. Hanahara // ACI SP-145. P. 367-382.

6. Yamada K. Combined effect of cement characteristics on the performance of superplasticizers. An investigation in real cement plants. / K. Yamada, C-B. Kim, K. Ichitsubo, M. Ichikawa // Proceedings of 8-th CANMET/ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete. Suppl. volume. P. 159-174.

7. Дворкін Л.Й. Високоміцні бетони на цементах низької водопотреби з використанням пиловидних відходів промисловості./ Л.Й, Дворкін, О.Л. Дворкін, Ю.В. Гарніцький та інш. // Науково-технічний збірник "Будівельні матеріали, виробі та санітарна техніка", Вип.43, Київ, с.73-81, 2012.

8. Дворкин Л.И. Самоуплотняющиеся цементно-зольные бетоны/ Л.И, Дворкин, О.Л. Дворкин, В.В. Марчук // Технологии бетонов. Вип. 4 (93). – Москва 2014. – С. 24-27.

9. Дворкин Л.И. Эффективные цементно-зольные бетоны / Л.И. Дворкин, О.Л. Дворкин, Ю.А. Корнейчук // - Ровно. - 1998. - 195 с.

1. Aitein P.-C. High-Performance Concrete, / P.-C. Aitein // Modern Concrete Technology, E & FN Spon, London, 1998, 591 pages.

2. ACI Committee 211, Guide for Selecting Proportions for High-Strength Concrete with Portland Cement and Fly Ash, ACI 211.4-93, reapproved 1998, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1998, 13 pages.

3. Runova R.F. Kontseptsiya razrabotki vysokoprochnykh betonov na osnove otechestvennoy mineralnoy bazy / R.F. Runova. I.I. Rudenko. V.V. Troyan // Mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk "Budivelni konstruktсии". – К.:NDIBK, 2009. – Вyp. 72. – С. 24–35.

4. Bazhenov Yu.M Modifitsirovannyye vysokokachestvennyye betony / Yu.M.Bazhenov. V.S. Demianova. V.I. Kalashnikov // – М.: Изд-во ASV. 2006 – 368с.

5. Yamada K. Working mechanism of poly-beta-naphthalene sul-fonate and polycarboxylate superplasticizers types from point of cement paste characteristics. /K. Yamada, S. Ogawa, S. Hanahara // ACI SP-145. P. 367-382.

6. Yamada K. Combined effect of cement characteristics on the performance of superplasticizers. An investigation in real cement plants. / K. Yamada, C-B. Kim, K. Ichitsubo, M. Ichikawa // Proceedings of 8-th CANMET/ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete. Suppl. volume. P. 159-174.

7. Dvorkin L.I. Vysokomitsni betony na tsementakh nyzkoi vodopotreby z vykorystanniam pylovydnykh vidkhodiv promyslovosti./ L.I, Dvorkin, O.L. Dvorkin, Yu.V. Harnitskiy ta insh. // Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk "Budivelni materialy, vyroby ta sanitarna tekhnika", Vyp.43, Kyiv, s.73-81, 2012.

8. Dvorkin L.I. Samouplotnyayushchiesya tsementno-zolnyye betony/ L.I. Dvorkin. O.L. Dvorkin. V.V. Marchuk // Tekhnologii betonov. Vip. 4 (93). – Moskva 2014. – С. 24-27.

9. Dvorkin L.I. Effektivnyye tsementno-zolnyye betony / L.I. Dvorkin. O.L. Dvorkin. Yu.A. Korneychuk // - Rовно. - 1998. - 195 s.

КОМПЛЕКСНА АКТИВІЗАЦІЯ МАЛОКЛІНКЕРНОГО ШЛАКОПОРТЛАНДЦЕМЕНТУ

COMPLEX ACTIVATION OF LOW CLINKER SLAG PORTLAND CEMENT

Дворкін Л.Й., д.т.н., професор, Степасюк Ю.О., к.т.н., ст. викладач, Семчишин Д.С., студент (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Dvorkin L.J., doctor of technical sciences, professor, Stepasyuk Y.O., candidate of technical sciences, senior teacher, Semchyshyn D.S., student (National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne)

В статті наведені результати досліджень шлакопортландцементу зі вмістом клінкеру 5-19 %. Визначені оптимальні склади і параметри виробництва та запропоновані способи активізації для отримання шлакопортландцементу з активністю до 50 МПа.

Low clinker cements filled with industrial waste have a number of positive features. They are characterized by low cost, their production is less energy-intensive, allows us to dispose of accumulated waste, to reduce harmful emissions into the atmosphere. However, such cements are not yet very popular among manufacturers, mainly because of relatively low activity. It is known that in order to increase the activity of slag portland cement, especially with the maximum amount of slag and, therefore, the minimum - clinker, it is important to establish the optimal content of the sulfate component, the fineness of grinding components of the cement and the choice of the appropriate modifier. A positive effect is achieved when adding slag cements to the addition of plasticizers and hardening activators during the milling process. The research, the results of which are set forth in the article, showed the possibility of obtaining low clinker slag portland cement with activity of more than 50 MPa using two-component additive modifiers: superplasticizer SP-1 and activator of hardening of sodium silicon fluoride (Na_2SiF_6). The clinker content in the binder is less than 20%. However, the main disadvantage of this binder is the low pH of concrete and solutions made on its basis, which greatly reduces the area of its application. In order to eliminate this disadvantage, a complex sulfate-fluoride-alkaline activation of low clinker slag portland cement was proposed, by adding calcium hydroxide to the binder system.

Енергозбереження, шлакопортландцемент, клінкер, фосфогіпс, добавки-активатори.

Energy resistant, slag Portland cement, clinker, phosphogypsum, activators additives.

Вступ. Однією з тенденцій сучасного розвитку будівельної промисловості та будівництва є їх перехід на енергоресурсозберігаючі технології виробництва будівельних матеріалів. До найбільш енергоємних галузей промисловості відноситься виробництво портландцементу внаслідок високих затрат палива на отримання напівфабрикату - портландцементного клінкеру. Основним шляхом зниження вмісту клінкеру в складі цементу є збільшення вмісту активних мінеральних добавок і зокрема доменного гранульованого шлаку. На шлакопортландцемент припадає близько 20 % всього світового виробництва цементу.

В європейських нормах EN 197-1 передбачена можливість виробництва малоклінкерного шлакопортландцементу "СЕМ III/C" з вмістом портландцементного клінкеру 5-19%. Малоклінкерний шлакопортландцемент (МШПЦ) рекомендують застосовувати, у першу чергу, для конструкцій, які повинні володіти підвищеною сульфатостійкістю, стійкістю до корозії вилуговування, а також масивних конструкцій так як дане в'язуче є низькоекзотермічним.

Активність ШПЦ формується за рахунок активності клінкерної складової, а також гідралічної активності шлаків, що проявляється при взаємодії шлаків з продуктами гідратації клінкеру. Для досягнення підвищеної активності ШПЦ бажано застосовувати аліто-алюмінатні клінкери ($C_3A + C_3S = 65-75\%$) і забезпечення підвищеної питомої поверхні цементу.

Для підвищення активності ШПЦ, особливо з максимальним вмістом шлаку велике значення має встановлення оптимального вмісту сульфатного компонента. Позитивний ефект досягається при введенні в процесі помелу шлакових цементів добавок пластифікаторів і прискорювачів твердіння.

Перспективним напрямком підвищення активності МШПЦ є активізація шлакового компоненту шляхом введенням в процесі помелу цементу відповідних добавок. В статті наведені експериментальні дані, що свідчать про ефективність комплексної сульфатно-лужної і сульфатно-лужно-фторидної активізації шлаків при отриманні МШПЦ та його застосуванні.

Аналіз останніх досліджень. Розвиток сучасних будівельних технологій у всіх технічно розвинених країнах направлений на розробку ефективних матеріалів, використання яких є економічно доцільним, дозволяє скоротити енергетичні затрати та витрату сировинних ресурсів [1]. В бетоні на долю цементу припадає, як правило, 50-70% енергоємності. Тому проблема зниження енергоємності виробництва цементу – це одне з головних завдань цементної промисловості [2].

Згідно основних принципів концепції сталого розвитку в будівництві одним з перспективних напрямків вирішення проблеми економії паливно-енергетичних ресурсів при одержанні цементів є розробка ресурсо- та енергозберігаючих технологій, що базуються на комплексному використанні мінеральної сировини з широким впровадженням у виробництво відходів промисловості (енергетичне використання горючих відходів як технологічного палива при випалі портландцементного клінкеру і застосування відходів промисловості як мінеральних добавок для малоенергомісних цементів) [1;3; 4].

У шлакопортландцементі практично повністю використовуються специфічні в'язучі властивості основних компонентів [5]. Як показують дослідження, в доменних шлаках як в кристалічній, так і в склоподібній фазі є складові, здатні при роздільному або спільному впливі на них механічних, хімічних і теплових факторів до взаємодії з водою та гідравлічному твердненню, яке обумовлено утворенням нових нерозчинних у воді речовин [6].

Взаємодія з водою доменних гранульованих шлаків являє собою складний комплекс процесів, що включають адсорбцію, іонний обмін, гідратацію, гідроліз, вилугування та ін., в результаті яких відбувається деструкція вихідної речовини і виникнення нових фаз. Інтенсивність процесів твердіння, структура і склад новоутворень залежать від умов твердіння і виду використаного активізатора шлаку. Для підвищення активності шлакових в'язучих використовують лужну та сульфатну активізацію [7-10]. Для ДГШ за даними [11] можлива також і кислотна активізація шлаків.

В присутності іонів Ca^{2+} і SO_4^{2-} прискорюється гідратація як кристалічної, так і скловидної фаз ДГШ. Причому при твердінні в нормальних умовах необхідною є присутність обох іонів, а в умовах теплової обробки достатньо наявності надлишкового Ca^{2+} [7]. За кімнатної температури в присутності іонів Ca^{2+} і SO_4^{2-} досить активно гідратуються геленіт і окерманіт, інші шлакові мінерали потребують гідротермальної обробки.

У присутності іонів SO_4^{2-} (і також Ca^{2+}) в твердуючій системі ДГШ-вода, утворюються кристали гідросульфоалюмінатів кальцію, які унеможливають утворення водонепроникних оболонок з гідроксидів алюмінію і силіцію на частинках скла, а у випадку раннього утворення таких оболонок, сприяють їх руйнуванню. При цьому інтенсифікується і іонний обмін в поверхневому шарі частинок, що викликає деформацію структури скла. В розчині у присутності SO_4^{2-} утворюються голкоподібні кристали кальцію гідросульфоалюмінату [7], що сприяють зміцненню твердіючої маси. Одночасно відбувається і утворення низькоосновних гідросилікатів кальцію.

Слід відмітити, що при подвійній активації шлаків гідроксидом кальцію і сульфатним компонентом, поряд з позитивними сторонами, при певних умовах, і зокрема при підвищеній концентрації останнього, можуть відбуватись і деструктивні процеси – уповільнення твердіння і навіть падіння

міцності. Це пов'язано з тим, що в системі $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-CaSO}_4\text{-H}_2\text{O}$ при певних умовах можливі процеси перекристалізації, що пов'язані з утворенням сполук, які викликають збільшення об'єму твердої фази у вже затверділій системі каменя в'язучого і бетону, яке призводить до концентрації локальних напружень, зниження міцності і навіть руйнування. Тому необхідно враховувати оптимальне кількісне співвідношення використаних активізаторів.

У літературі є багато відомостей про вплив тонкості помелу шлакопортландцементу на показники міцності при стиску. Констатується зростання міцності, в залежності від типу і складу шлаку, в початкові або наступні періоди твердіння. При роздільному способі подрібнення в цементах, що містять 50 і 60% шлаку, було виявлено, що міцність в ранньому віці визначається тонкістю помелу клінкеру, в більш пізньому - гранульованого шлаку. Збільшення вмісту шлаку до 75% показало, що ступінь подрібнення клінкеру не суттєво впливає на наростання міцності, а провідну роль відіграє шлак, гідралічні властивості якого багато в чому залежать від тонкості помелу [12]. Збільшення цього показника дозволяє отримувати шлакопортландцемент з дуже високими характеристиками міцності.

Таким чином, незважаючи на широке вивчення властивостей шлакових в'язучих технологія малоклінкерного шлакопортландцементу є досить цікавою темою, яка заслуговує на подальше більш глибоке вивчення.

Мета роботи і постановка експерименту. Метою даної роботи було пошук шляхів активізації малоклінкерного шлакопортландцементу (МШПЦ), які б забезпечували отримання в'язучого високої якості з низьким вмістом клінкеру.

Для досягнення поставленої мети була реалізована експериментальна програма, що включає дві серії експериментів. Перша серія була направлена на вивчення комплексного впливу на міцність МШПЦ вмісту клінкеру, активізаторів твердіння, питомої поверхні і суперпластифікатора.

Друга серія була направлена на встановлення оптимального компонентного складу МШПЦ з підвищеною активністю, виготовленого на основі клінкеру, доменного гранульованого шлаку та добавок активізаторів.

Вихідні матеріали. Для виготовлення МШПЦ при виконанні досліджень були використані: доменний гранульований шлак, який можна віднести до основних шлаків ($M_0=1,09$), портландцементний клінкер ($C_3S=57,1\%$, $C_2S=21,27\%$, $C_3A=6,87\%$, $C_4AF=12,19\%$), який за мінералогічним складом можна віднести до типових середньоалюмінатних клінкерів що випускаються цементними заводами. В якості сульфатного компоненту ШПЦ застосовували фосфогіпс-дигідрат (ФГ). Хімічний склад вихідних матеріалів матеріалів наведений в табл.1.

Для приготування цементно піщаного розчину 1:3 за масою (одна частина цементу три частини піску) було використано стандартний пісок, який за

гранулометричним складом відповідає вимогам EN 196-1. Для зниження водопотреби розчинів і, відповідно, збільшення їхньої міцності при проведенні експериментальних досліджень було використано добавку суперпластифікатор нафталін-формальдегідного типу СП-1.

Таблиця 1

Хімічний склад вихідних матеріалів

Вид матеріалів	Вміст оксидів, мас. %							
	SO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	MnO	P ₂ O ₅
Доменний гранульований шлак	39,52	6,49	0,12	47,13	3,10	1,74	1,15	-
Фосфогіпс	-	0,36	0,15	38,4	0,003	59,7	-	0,67
Клінкер	22,47	5,26	4,07	66,18	0,64	0,46	0,29	-

Результати досліджень. Основні дослідження були виконані із застосуванням математичного планування експерименту. Для цього був реалізований трьохрівневий п'ятифакторний план На-5[13], умови планування якого наведені в табл. 2.

Таблиця 2

Умови планування експерименту

№	Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
	Натуральні	Кодовані	-1	0	+1	
1	Вміст клінкеру, %	X ₁	5	12	19	7
2	Вміст фосфогіпсу в перерахунку на SO ₃ , %	X ₂	3,03	4,5	5,97	1,47
3	Питома поверхня в'язучого, м ² /кг	X ₃	350	450	550	100
4	Вміст активатора твердіння (Na ₂ SiF ₆), %	X ₄	0	2	4	2
5	Вміст суперпластифікатора СП-1, %	X ₅	0	0,5	1	0,5

У ході досліджень в кожній точці плану виготовляли цементно-піщаний розчин складу в'язуче : пісок 1 : 3, визначали водо-цементне відношення для досягнення розпливу конуса розчину на струшуючому столику не менше 106 мм, міцність зразків-балочок на стиск у віці 7 і 28 діб.

Після проведення обробки і статистичного аналізу експериментальних даних отримані математичні моделі, нормальної густоти, водо-цементного відношення, міцності на стиск стандартних розчинів на основі досліджуваних в'язучих у вигляді поліноміальних рівнянь регресії, які наведені в табл.3.



Експериментально-статистичні моделі, нормальної густоти цементного тіста, водоцементного відношення та міцності розчинів на малоклінкерному шлакопортландцементі

Вихідні параметри	Статистичні моделі
Нормальна густина цементного тіста, %	$\text{НГ} = 24,8 + 1,1X_1 + 0,2X_2 + 2,4X_3 + 1,3X_4 - 2,4X_5 - 0,7X_1^2 + 2X_3^2 - 0,5X_4^2 - 0,2X_5^2 + 0,2X_1X_2 + 1,1X_1X_3 - 0,1X_1X_4 + 0,4X_1X_5 + 0,4X_2X_3 + 0,6X_2X_4 + 1X_2X_5 + 0,013X_3X_4 + 0,2X_3X_5 + 0,3X_4X_5 \quad (1)$
Водоцементне відношення	$\text{В/Ц} = 0,36 + 0,01X_3 + 0,01X_4 - 0,03X_5 - 0,01X_2^2 + 0,02X_3^2 - 0,02X_4^2 + 0,01X_1X_2 \quad (2)$
Міцність на стиск у віці 7 діб, МПа	$f_m^7 = 19,8 + 1,8X_1 - 2,2X_2 + 2,9X_3 - 0,1X_4 + 0,9X_5 - 3,1X_1^2 - 1,4X_2^2 - 1,1X_3^2 - 2,3X_4^2 + 3,5X_5^2 - 0,7X_1X_2 - 0,4X_1X_3 - 1,9X_1X_4 - 0,3X_1X_5 + 0,3X_2X_3 - 0,8X_2X_4 - 0,5X_2X_5 + 0,7X_3X_4 - 0,4X_3X_5 + 1,9X_4X_5 \quad (3)$
Міцність на стиск у віці 28 діб, МПа	$f_m^{28} = 44 + 5,73X_1 - 0,7X_2 + 1,49X_3 + 0,22X_4 + 1,19X_5 - 6,32X_1^2 - 2,42X_2^2 - 3,22X_3^2 - 4,17X_4^2 + 1,33X_5^2 - 0,65X_1X_2 - 1,53X_1X_3 - 2,69X_1X_4 - 0,55X_1X_5 + 1,28X_2X_3 + 0,4X_2X_4 - 3,65X_2X_5 - 0,86X_3X_4 + 0,2X_3X_5 + 2,91X_4X_5 \quad (4)$

Аналіз отриманих моделей свідчить про те, що, як і слід було очікувати, найбільш суттєве зниження НГ спостерігається при введенні суперпластифікатора нафталін-формальдегідного типу СП-1 у кількості 1 % від маси в'язучого. Нормальна густина такого цементу знижується до 20...22%, тобто зменшення його водопотреби складає 15...20%. Як і слід було очікувати суттєвий вплив на НГ цементного тіста чинить збільшення питомої поверхні малоклінкерного ШПЦ, а саме при збільшенні її величини від $S_{\text{пит}} = 400-450 \text{ м}^2/\text{кг}$ до $S_{\text{пит}} = 500-550 \text{ м}^2/\text{кг}$. При цьому нормальна густина цементного тіста збільшується на 20-23%.

Відомо, що введення тонкодисперсного наповнювача у вигляді доменного гранульованого шлаку сприяє зменшенню водопотреби розчинів і бетонів. Це можна пояснити зменшенням кількості капілярної води, яка утримується агрегованими частинками.

Аналізуючи рівняння 2 (табл. 3) приходимо до висновку, що збільшення вмісту клінкеру суттєво не впливає на водо-цементне відношення розчинів виготовлених на МШПЦ. Суттєвий вплив на нього має величина питомої поверхні в'язучого. При збільшенні питомої поверхні до величини 420-450 $\text{м}^2/\text{кг}$ водопотреба в'язучого знижується, що пов'язано із збільшенням пластичності розчинів при збільшенні дисперсності частинок в'язучого, проте надмірне її збільшення призводить до різкого зростання В/Ц. Також до деякого зростання водопотреби призводить збільшення вмісту активізатора твердіння кремнійфториду натрію. Вплив даних двох факторів носить екстремальний характер. Збільшення вмісту фосфогіпсу до величини

7,5 % (4,5 % у перерахунку на SO_3) у загальній масі в'язучого призводить до незначного збільшення В/Ц, це збільшення пов'язане з утворенням підвищеної кількості еtringіту в результаті взаємодії алюмінатної складової цементного клінкеру з сульфатною складовою фосфогіпсу. Проте коли алюмінатна складова повністю витрачається на його утворення, то подальше збільшення вмісту фосфогіпсу веде до незначного зниження В/Ц.

Найбільш значний ефект зменшення В/Ц без зміни консистенції розчину досягається при введенні суперпластифікатора. Суперпластифікатор СП-1 дозволяє зменшити В/Ц розчину на малоклінкерном ШПЦ від 0,39 до 0,33 і, відповідно, збільшити міцність зразків. Вплив суперпластифікатора на В/Ц, як випливає з аналізу отриманої моделі, має практично лінійний характер.

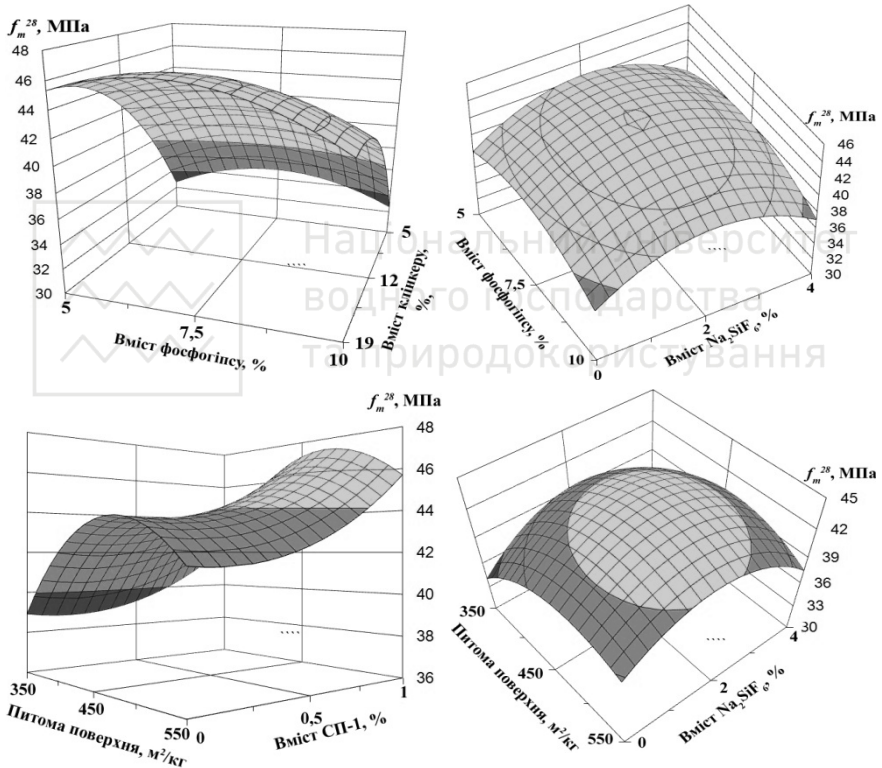


Рис. 1. Вплив технологічних факторів на міцність розчинів на основі малоклінкерного шлакопортландцементу у віці 28 діб.

Зниження водопотреби в'язучих за рахунок введення добавки суперпластифікатора і підвищення питомої поверхні дозволяє суттєво збільшити їхню міцність. Також позитивно на міцність впливає збільшення вмісту добавки інтенсифікатора твердіння Na_2SiF_6 , але до величини не більше ніж 2% від маси в'язучого. Це пов'язано із протонізацією адсорбованих на

електроакцепторному центрі на поверхні частинок шлаку молекул води шляхом заміни ОН-групи на F-іон. При цьому зростає активність в'язучого комплексу і активізуються кислотно-основні реакції, зокрема реакції гідратації [14]. Подальше збільшення вмісту цієї добавки приводить до спаду міцності. Негативно на міцність зразків впливає збільшення вмісту фосфогіпсу.

Аналізуючи рис. 1 приходимо до висновку, що одночасне збільшення вмісту клінкеру, фосфогіпсу та кремнійфториду натрію в загальній масі в'язучого, при підвищенні його питомої поверхні, позитивно впливають на марочну міцність МШПЦ. Це пов'язано з тим, що в присутності іонів Ca^{2+} і SO_4^{2-} і високої дисперсності частинок прискорюється гідратація склоподібної фази доменного гранульованого шлаку, внаслідок чого відбувається утворення низькоосновних гідросилікатів кальцію. Однак слід зазначити, що при подвійній активації шлаків гідроксидом кальцію і сульфатним компонентом можливі й деструктивні процеси - уповільнення твердіння і деяке падіння міцності, викликане процесами перекристалізації гідросульфоалюмінатів. Тому, як впливає з аналізу отриманої моделі (рис. —1), необхідно враховувати оптимальне кількісне співвідношення використаних активізаторів.

Негативно на міцність МШПЦ впливає надмірне збільшення величини питомої поверхні в'язучого, а також витрати добавки активізатора твердіння - кремнійфториду натрію, що пов'язано з різким збільшенням В/Ц. Дослідженнями встановлено, що найбільша міцність зразків спостерігається при величині питомої поверхні $450 \text{ м}^2/\text{кг}$, при цьому оптимальна витрата фосфогіпсу та кремнійфториду натрію у в'язучому становить 7,5% (4,5% в перерахунку на SO_3) і 2% відповідно.

Як і слід було очікувати, зниження водопотреби досліджених в'язучих за рахунок введення добавки суперпластифікатора та підвищення питомої поверхні дозволяє збільшити їх міцність. Однак збільшення загальної кількості суперпластифікатора і фосфогіпсу в масі в'язучого вище певної межі негативно впливає на міцність. Це пов'язано з тим, що збільшення кількості фосфогіпсу приводить до утворення підвищеної кількості етрінгіту для утворення якого, як відомо, необхідно порівняно велика кількість води. Введення суперпластифікатора і, як результат, зниження кількості води замішування може призводити до деякого зниження концентрації новоутворень і відповідно спаду міцності.

З результатів попередніх досліджень випливає, що введення в в'язучу систему речовин, переважно іонних по хімічній природі зв'язку, а також речовин з окислювальними властивостями сприяє активуванню гідратації і підвищенню міцності каменю в'язучого. Проте, недоліками попередньо описаних видів активації МШПЦ є низькі значення рН бетонів і розчинів виготовлених на даному в'язучому, які не забезпечують пасивацію арматурної сталі.

Як відомо, ефективним способом активізації шлакових в'язучих, при одночасному збільшенні рН, є введення їдких лугів. Проте основним недоліком даного способу є надто швидке тужавлення в'язучої системи, що призводить до різкого зниження термінів придатності бетонів та розчинів, виготовлених на такому в'язучому.

Таблиця 4

Результати випробувань СФЛ активованого МШПЦ

№	Вид в'язучого	В/Ц	РК, мм	$f_{m,tf}^7$, МПа	f_m^7 , МПа	$f_{m,tf}^{28}$, МПа	f_m^{28} , МПа
1	МШПЦ	0,4	130	2,0	17	5,6	29,4
2	МШПЦ	0,5	215	2,6	13,3	3,2	24,1
3	МШПЦ+Вапно(3%)	0,4	120	3,6	19,9	8,2	36,3
4	МШПЦ+Вапно(3%)	0,5	205	2,9	16,3	5,9	30,8
5	МШПЦ+Вапно(7%)	0,4	200	3,0	17,8	6,9	31,4
6	МШПЦ+Вапно(7%)	0,5	120	2,8	15,5	6,1	30,2
7	МШПЦ+ Na ₂ SiF ₆ (2%)	0,4	120	4,4	24,7	6,7	38,3
8	МШПЦ+ Na ₂ SiF ₆ (2%)	0,5	205	3,9	21,3	6,7	30,5
9	МШПЦ+Вапно(3%)+ Na ₂ SiF ₆ (2%)	0,4	115	6,7	28,9	7,2	46,7
10	МШПЦ+Вапно(3%)+ Na ₂ SiF ₆ (2%)	0,5	200	6,4	24,3	7,5	39,2
11	МШПЦ+Вапно(7%)+ Na ₂ SiF ₆ (2%)	0,4	115	7,1	24,9	8,5	44,9
12	МШПЦ+Вапно(7%)+ Na ₂ SiF ₆ (2%)	0,5	195	5,4	23,3	7,2	35,4

Нам представляла інтерес можливість підсилення ефекту сульфатно-фторидної активації, при введенні кремнійфториду натрію (Na₂SiF₆), шляхом додаткового введення Ca(OH)₂ у в'язучу систему. Із загально хімічних позицій повинна пройти хімічна реакція:



Тобто в розчині тверднучого цементу поряд з фторидом кальцію (CaF₂) утворюється їдкий луг (NaOH), який і забезпечує додаткову лужну активацію. Результати дослідження ефективності СФЛ активізації наведені в табл.4.

Всі дослідження виконувалися на однаковому в'язучому наступного складу: портландцементний клінкер - 12 %, доменний гранульований шлак - 88%, фосфогіпс дигідрат - 7,5 % (4,5 % в перерахунку на SO₃).

Аналізуючи отримані результати можна зробити висновок, що введення в склад МШПЦ комплексної добавки у вигляді суміші малорозчинної речовини, кремнійфториду натрію (Na₂SiF₆), та вапна дозволяє суттєво покращити властивості в'язучого, а саме: суттєво скорочуються строки тужавлення (з 3 годин 10 хвилин до 1 год 15 хвилин); зростає рН середовища (з 9-10 до 12-13); активність МШПЦ у віці 7 та 28 діб збільшується майже



Забезпечення даних вдвічі. Забезпечення характеристик суттєво розширює межі застосування даного цементу, а саме, його можна використовувати для виготовлення залізобетонних конструкцій, так як рН середовища забезпечуватиме пасивацію арматурної сталі в бетоні.

Висновок. 1. Дослідження показали можливість отримання малоклінкерного шлакопортландцементу активністю більше 50 МПа із застосуванням двохкомпонентних добавок-модифікаторів: суперпластифікатора СП-1 та активізатора твердіння кремнійфториду натрію (Na_2SiF_6). При цьому в'язуче має наступний склад: вміст клінкеру – 12%, вміст доменного гранульованого шлаку – 88%, вміст фосфогіпсу – 7,5% (в перерахунку на SO_3 – 4,5%). Питома поверхня в'язучого складає 400-450 m^2/kg , витрата добавки суперпластифікатора СП-1 – 1%, та добавки активізатора твердіння кремнійфториду натрію (Na_2SiF_6) – 1% від загальної маси в'язучого.

2. Комплексна сульфатно-фторидно-лужна активація МШПЦ дозволяє суттєво скоротити строки тужавлення в'язучого, збільшити рН середовища, а також активність МШПЦ у віці 7 та 28 діб майже вдвічі.

1. L.Black. Low clinker cement as a sustainable construction material, Sustainability of Construction Materials (Second Edition), Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering, 2016, p. 415-457.

2. Энергетичне використання горючих відходів у цементній промисловості / М.А. Саницький, Т.С. Марків, Ю.Л. Новицький, Т.М. Круць // Будівельні матеріали та вироби. - № 6. – 2008. – С. 5-8.

3. G.J.Osborne. Durability of Portland blast-furnace slag cement concrete, Cement and Concrete Composites, Volume 21, Issue 1, 1999, p. 11-21.

4. Регулювання властивостей сировинних цементних шламів комплексними модифікаторами / Ю.Л. Новицький, Х.С. Соболев, Н.І. Петровська, І.І. Кіракевич // Вісник НУ"Львівська політехніка". "Хімія, технологія речовин та їх застосування". – № 609- 2008. - С. 304-309.

5. Тейлор Х. Химия цемента /Пер. с англ. — М.: Мир, 1996. — 560 с.

6. Волженский А. В. Минеральные вяжущие вещества (Технология и свойства) / Волженский А. В., Бузов Ю. С., Колокольников В. С. – Москва: Стройиздат, 1973. – 479 с.

7. A. Gruskovnjak, B. Lothenbach, F. Winnefeld, R. Figi, S.-C. Ko, M. Adler, U. Mäder. Hydration mechanisms of super sulphated slag cement, Cement and Concrete Research 38 (2008), p. 983–992.

8. Глуховский В.Д., Пахомов В.А. Шлакощелочные цементы и бетоны.. – К.: Будівельник, 1978. – 184 с.

9. Кривенко П.В., Пушкарева К.К. Долговечность шлакощелочного бетона.- К.: Будівельник, 1993. - 224 с.

10. I. García-Lodeiro, A. Fernández-Jiménez, A. Palomo. Cements with low Clinker Content. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 96 (2015).

11. Большаков В.И., Бондаренко Г.М., Головки А.И. та ін. Напряжки і перспективи використання відходів металургійної, гірничорудної та хімічної промисловості в будівництві. Дніпропетровськ, ПДАБіА, 1998 – 104 с.



12. Ушеров - Маршак А. Шлакопортландцемент и бетон / А.Ушеров — Маршак, З.Гергичны, Я.Маломепши/— X.: Колорит, 2004. - 154 с.

13. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. Mathematical Experiments Planning in Concrete Technology. Nova Science Publishers, Inc., New York, USA, 2012, 173 p.

14. Сватовская Л.Б., Сычев М.М. Активированное твердение цементов. – Л.: Стройиздат, 1983. – 160 с.

1. L.Black. Low clinker cement as a sustainable construction material, Sustainability of Construction Materials (Second Edition), Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering, 2016, p. 415-457.

2. Enerhetychne vykorystannia horiuchykh vidkhodiv u tsementnii promyslovosti / M.A. Sanytskyi, T.Ie. Markiv, Yu.L. Novytskyi, T.M. Kruts // Budivelni materialy ta vyroby. - № 6. – 2008. – S. 5-8.

3. G.J.Osborne. Durability of Portland blast-furnace slag cement concrete, Cement and Concrete Composites, Volume 21, Issue 1, 1999, p. 11-21.

4. Rehuliuвання властивостей сировинних цементних шламів комплексними модифікаторами / Yu.L. Novytskyi, Kh.S. Sobol, N.I. Petrovska, I.I. Kirakevych // Visnyk NU"Lvivska politehnika". "Khimiiia, tekhnolohiia rechovyn ta yikh zastosuvannia". – № 609- 2008. - S. 304-309.

5. Teilor X. Khymyia tsementa /Per. s anhl. — M.: Myr, 1996. — 560 s.

6. Volzhenskiy A. V. Myneralnye viazhushchye veshchestva (Tekhnolohiia y svoistva) / Volzhenskiy A. V., Burov Yu. S., Kolokolnykov V. S. – Moskva: Stroiyzdat, 1973. – 479 s. **7.** A. Gruskovnjak, B. Lothenbach, F. Winnefeld, R. Figi, S.-C. Ko, M. Adler, U. Mäder. Hydration mechanisms of super sulphated slag cement, Cement and Concrete Research 38 (2008), r. 983–992.

8. Hlukhovskiy V.D., Pakhomov V.A. Shlakoshchelochnye tsementy y betony.. – K.: Budivelnik, 1978. – 184 s.

9. Kryvenko P.V., Pushkareva K.K. Dolhovechnost shlakoshchelochnoho betona.- K.: Budivelnik, 1993. - 224 s.

10. I. García-Lodeiro, A. Fernández-Jiménez, A. Palomo. Cements with low Clinker Content, IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 96 (2015).

11. Bolshakov V.I., Bondarenko H.M., Holovko A.I. ta in. Napriamky i perspektyvy vykorystannia vidkhodiv metalurhiinoi, hirnychorudnoi ta khimichnoi promyslovosti v budivnytstvi. Dnipropetrovsk, PDABiA, 1998 – 104 s.

12. Usherov - Marshak A. Shlakoportlandtsement y beton / A.Usherov — Marshak, Z.Нергичны, Ya.Mаломепшы/ — Kh.: Koloryt, 2004. - 154 s.

13. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. Mathematical Experiments Planning in Concrete Technology. Nova Science Publishers, Inc., New York, USA, 2012, 173 p.

14. Svatovskaia L.B., Sychev M.M. Aktyvyrovannoe tverdenye tsementov. – L.: Stroiyzdat, 1983. – 160 s.



РОЗРАХУНОК СКЛАДІВ ПОРИЗОВАНИХ БУДІВЕЛЬНИХ СУМІШЕЙ НА ПРИКЛАДІ ПІНОГІПСУ

CALCULATION OF THE COMPOSITIONS OF POROSITIES BUILDING MIXTURES BY THE EXAMPLE OF FOAMGYPSUM

Ковалик І.В., к.т.н., ст. викладач, Безусяк О.В., к.т.н., доц.,
Мельник Д.О., студент (Національний університет водного господарства та
природокористування, Україна, м. Рівне)

Kovalyk I.V., candidate of technical sciences, senior lecturer, Bezusyak O.V.,
candidate of technical sciences, associate professor, Melnic D. O., student
(National University of Water and Environmental Engineering, Rivne)

В статті приводяться дослідження по визначенню основних показників
якості поризованої будівельної суміші (макроструктура, кратність та
густина). Отримані теоретичні залежності та доказана їх адекватність.
Наведено алгоритм проектування поризованої будівельної суміші на
прикладі піногіпсу.

The research of porosities build mixture quality indexes determination
(macrostructure, multiplicity and density of mixture) is shown in the article.
The theoretical dependencies are obtained and their adequacy was proved.
The algorithm design of porosities build mixture is proposed by the example
of foamgypsum. This equations adequately describes the experimental points
in the research. Thus, on the basis of experimental studies, the equations for
predicting the strength of foam and the strength of foam-gypsum have been
obtained. They can be used in the design of porosities build mixture. This
technique has been experimentally tested. A series of samples of foam gypsum
was manufactured according to the given technology.

Ключові слова:

Поризована будівельна суміші, макроструктура, кратність, густина, піногіпс.
Пористая строительная смесь, макроструктура, кратность, плотность,
пеногипс.

Porosities build mixture, macrostructure, multiplicity, density of mixture,
foamgypsum.

Вступ. Поризовані будівельні суміші представляють собою гетерогенні
системи, дисперсною фазою яких є повітряні бульбашки, а дисперсійним
середовищем – розчин на основі в'язучого з можливим включенням
наповнювачів. Розчин, в свою чергу, також можна розглядати як гетерогенну

систему, дисперсною фазою в якій є суміш в'язучого і наповнювача, а дисперсійним середовищем – вода замішування з розчиною в ній ПАР. На рис. 1. приведена розрахункова схема поризованої суміші.

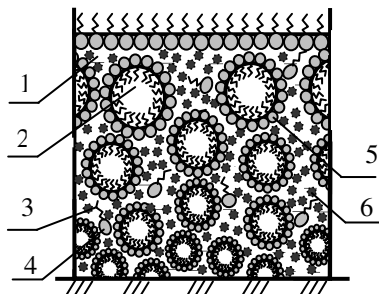


Рис.1. Розрахункова схема поризованої суміші:

- 1 – розчин ПАР;
- 2 – повітряне включення (бульбашка);
- 3 – гідрофобна частина молекули ПАР;
- 4 – гідрофільна частина молекули ПАР;
- 5 – “килим” з одного шару молекул ПАР;
- 6 – суміш в'язучого і наповнювача

Теоретичний аналіз. Якість поризованої суміші характеризуються кратністю та густиною [2].

При взаємодії в'язучого з водним розчином ПАР, утворюється тісто, густина якого значно більша ніж густина водного розчину ПАР. Збільшення густини дисперсійного середовища поризованої суміші по відношенню до дисперсійного середовища піни, призводить до підвищення тиску газу в бульбашках і відповідно до зменшення їх об'єму.

Маса в'язучого, наприклад гіпсу (Γ), в 1 м^3 піногіпсової суміші становить:

$$\Gamma = \frac{\rho_{n2.c} V_{n2.c}}{1 + B/\Gamma}, \quad (1)$$

де $\rho_{n2.c}$ – густина піногіпсової суміші; $V_{n2.c}$ – об'єм 1 м^3 піногіпсової суміші; B – маса води, г;

Об'єм гіпсового тіста в 1 м^3 піногіпсової суміші визначиться за залежністю:

$$V_{2.m} = \frac{\Gamma}{\rho_{2.6}} + \Gamma \frac{B}{(\Gamma \rho_6)}, \quad (2)$$

де $\rho_{2.6}$ – густина гіпсового в'язучого, $\rho_{2.6} = 2,65 \text{ г/см}^3$; ρ_6 – густина води, $\rho_6 = 1 \text{ г/см}^3$. Об'єм газу в 1 дм^3 піногіпсової суміші становить:

$$V_{z(n2.c)} = V_{n2.c} - V_{2.m} = V_{n2.c} - \Gamma \left(\frac{1}{\rho_{2.6}} + \frac{B}{\Gamma} \right). \quad (3)$$



Кратність поризованої суміші є відношення її об'єму до об'єму розчинової суміші, що включає в'язуче та наповнювач [3]. Для піногіпсової суміші:

$$\beta_{n2.c} = \frac{V_{n2.c}}{V_{2.m}} = \frac{\Gamma/\rho_{2.6} + B/\rho_6 + V_{2(n2.c)}}{\Gamma/\rho_{2.6} + B/\rho_6} = 1 + \frac{V_{2(n2.c)}}{\Gamma(1/\rho_{2.6} + B/\Gamma)}, \quad (4)$$

Рівняння (4) включає об'єм газу в піногіпсовій суміші $V_{2(n2.c)}$, який можна визначити за рівнянням:

$$V_{2(n2.c)} = A_2 V_2, \quad (5)$$

де A_2 – параметр, який враховує зміну стану газу (зміну його об'єму при зміні тиску) в піні та його втрати, при замішуванні гіпсового в'язучого з піною; V_2 – об'єм газу в піні, який на основі попередніх досліджень авторів [2] визначається за залежністю:

$$V_2 = \frac{A_0(\sigma_o - a_n \ln(1 + 3,25^m C))V_p C}{1000 I}, \quad (6)$$

де A_0 – коефіцієнт, який враховує умови диспергування розчину і клас ПАР; σ_o – поверхневий натяг води, $\sigma_o = 72,8$ мН/м; a_n – постійна для гомологічного ряду ПАР у піні; m – величина пропорційна номеру гомологічного ряду; C – концентрація розчину ПАР, %; V_p – об'єм розчину ПАР, мл; I – умовна інтенсивність диспергування розчину. Для прийнятих умов проведення дослідів $A_0 = 1675$, $a_n = 3,96$, для синтетичного ПАР Hostapur OSB $m = 14$ та $I = 1$.

Враховуючи рівняння (5), (6) і те, що $\rho_6 = 1$ г/см³, рівняння (4) прийме вид:

$$\beta_{n2.c} = 1 + \frac{A_2 A_0 (\sigma_o - a_n \ln(1 + 3,25^m C)) V_p C}{1000 I \Gamma (1/\rho_{2.6} + B/\Gamma)}. \quad (7)$$

Густина поризованої суміші є відношення маси суміші до її об'єму. Для піногіпсової суміші:

$$\rho_{n2.c} = \frac{m_{n2.c}}{V_{n2.c}} = \frac{\Gamma + B}{\Gamma/\rho_{2.6} + B/\rho_6 + V_{2(n2.c)}}, \quad (8)$$

де $m_{n2.c}$ – маса поризованої суміші, г.

Враховуючи рівняння (7), і те, що $\rho_6 = 1$ г/см³, рівняння (8) прийме вид:



$$\rho_{nz.c} = \frac{1 + B/\Gamma}{\beta_{nz.c} (1/\rho_{z.6} + B/\Gamma)}. \quad (9)$$

Методика досліджень та результати. Рівняння (7) включає невідомий параметр A_z , який був визначений для піногіпсової суміші на основі експериментальних досліджень. Основними факторами, які впливають на показники якості піногіпсової суміші, є водогіпсове відношення B/Γ та відношення об'єму газу в піногіпсовій суміші до маси гіпсу в ній $V_{z(nz.c)}/\Gamma$. B/Γ впливає на текучість піногіпсової суміші, а $V_{z(nz.c)}/\Gamma$ – на розмір та кількість бульбашок в піногіпсовій суміші в залежності від якісних показників піни. Параметр об'єму газу в піногіпсовій суміші $V_{z(nz.c)}/\Gamma$ прямолінійно залежить від витрати піноутворювача на суху речовину Q/Γ . При $Q/\Gamma = 0,00015$ – $V_{z(nz.c)}/\Gamma \approx 0,1$ см³/г; при $Q/\Gamma = 0,0003$ – $V_{z(nz.c)}/\Gamma \approx 0,8$ см³/г; $Q/\Gamma = 0,00045$ – $V_{z(nz.c)}/\Gamma \approx 0,86$ см³/г [2]. Умови планування експерименту наведені в табл.1.

Таблиця 1

Умови планування експерименту

Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
натуральний вид	кодований вид	-1	0	+1	
Водогіпсове відношення B/Γ	X_1	0,74	0,80	0,86	0,06
Відношення об'єму газу в піногіпсовій суміші до маси гіпсу в ній $V_{z(nz.c)}/\Gamma$	X_2	0,1	0,8	1,5	0,7

Експериментальні дослідження проводились за тривірневим планом для $k=2$ [4]. Матриця планування, склад піногіпсової суміші та вихідні параметри наведено в табл. 2.

При виконанні експериментів були використанні наступні матеріали: піноутворювач Ностаруг OSB, будівельний гіпс марки Г-5 (БАТ “Івано-Франківськцемент”). Приготування піногіпсової суміші виконувалось методом сухої мінералізації. Піна отримувалась шляхом диспергування, який полягав в інтенсивному сумісному перемішуванні розчину піноутворювача та повітря за допомогою міксеру при 3000 обертах насадки за хвилину на протязі 2 хв. В подальшому на протязі 20 с піна перемішувалась з гіпсовим в'язучим і отримана суміш формувалась у формах розміром 10×10×10 см.



Матриця планування, склад піногіпсової суміші та вихідні параметри

№ е. т.	Кодовані значення факторів		Натуральні значення факторів		Склад піногіпсової суміші			Вихідні параметри		
	X ₁	X ₂	B/Г	$\frac{V_{z(nz.c)}}{\Gamma}$ см ³ /Г	Г, Г	В, мл	ПАР, Г	A _z	$\beta_{nz.c}$	$\rho_{nz.c}$, г/см ³
1	1	1	0,86	1,5	440	378	46,1	0,80	2,22	0,68
2	1	-1	0,86	0,1	900	774	8,70	0,38	1,65	1,39
3	-1	1	0,74	1,5	460	340	51,7	0,79	2,35	0,66
4	-1	-1	0,74	0,1	990	733	9,90	0,37	1,09	1,43
5	1	0	0,86	0,8	590	507	30,5	0,75	1,08	0,91
6	-1	0	0,74	0,8	630	466	34,6	0,73	1,71	0,91
7	0	1	0,8	1,5	450	360	48,8	0,79	2,28	0,67
8	0	-1	0,8	0,1	945	756	9,30	0,38	1,08	1,41
9	0	0	0,8	0,8	610	488	32,4	0,74	1,68	0,91
10	0	0	0,8	0,8	610	488	32,4	0,73	1,66	0,93
11	0	0	0,8	0,8	610	488	32,4	0,75	1,71	0,90

Об'єм піногіпсової суміші визначався після її приготування об'ємним способом, а маса і об'єм гіпсового тіста – теоретично з врахуванням його складу. Кратність піногіпсової суміші визначалась як відношення її об'єму до об'єму гіпсового тіста, а густина піногіпсової суміші – як відношення її маси до об'єму (табл. 2).

В результаті статистичної обробки експериментальних даних отримано рівняння регресії вихідного параметру:

$$A_z = 0,207 + 0,117 B/\Gamma + 0,803 V_{z(nz.c)}/\Gamma - 0,316 (V_{z(nz.c)}/\Gamma)^2. (10)$$

При збільшенні факторів B/Γ та $V_{z(nz.c)}/\Gamma$, значення параметра A_z монотонно зростає. При цьому вплив фактора B/Γ в досліджуваних межах, є менш значним ніж фактора $V_{z(nz.c)}/\Gamma$.

Експериментальні точки апроксимовані за допомогою отриманого рівняння (7). Аналіз показує, що на кратність піногіпсової суміші суттєвий вплив здійснює фактор $X_2 - V_{z(nz.c)}/\Gamma$, при його збільшенні $\beta_{nz.c}$ монотонно зростає. Фактор $X_1 - B/\Gamma$, здійснює незначний вплив на



кратність піногіпсової суміші в прийнятих межах досліджень. При його збільшенні $\beta_{n.c.}$ зменшується.

При малих значеннях $V_{z(n.c.)}/\Gamma$ із збільшенням B/Γ густина піногіпсової суміші теж зменшується. При великих значеннях фактора $V_{z(n.c.)}/\Gamma$ із збільшенням B/Γ $\rho_{n.c.}$ – збільшується.

У виробничих умовах, для прийнятої технології, задача проектування поризованої суміші полягає у визначенні її складу по заданим значенням оптимального водов'язучого відношення, густини та об'єму.

Приклад розрахунку:

Розрахувати склад піногіпсової суміші для отримання піногіпсу густиною $\rho_{n.c.} = 700 \text{ кг/м}^3$ та міцністю піногіпсу на стиск 3,7 МПа.

Розрахунок виконується на 1 м³ піногіпсової суміші.

Виготовлення піногіпсової суміші виконано за наступними технологічними параметрами: розчин ПАР Hostapur OSB з вихідною концентрацією $C_g = 30 \%$, емпіричне значення номеру гомологічного ряду ПАР $m = 14$, коефіцієнт $a_n = 3,96$, умови диспергування $A_d = 1675$, умовна інтенсивність перемішування розчину ПАР $I = 1$.

Порядок розрахунку наступний:

1. З номограмою, яка отримана в результаті виконаних попередніх досліджень [5] визначаємо оптимальні значення B/Γ та витрату піноутворювача до гіпсового в'язучого Q/Γ , які забезпечують міцність піногіпсу на стиск при задану густину рис. 2. З рис. 2. визначаємо, що для піногіпсу густиною 700 кг/м³ та міцністю на стиск $f_{c,cube}^{nc} \approx 3,75$ МПа оптимальне значення $B/\Gamma = 0,74$ та $Q/\Gamma = 1,85 \cdot 10^3$.

2. Визначаємо витрату гіпсового в'язучого:

$$\Gamma = \frac{\rho_{n.c.} V_{n.c.}}{1 + B/\Gamma} = \frac{0,7 \cdot 1000}{1 + 0,74} = 402 \text{ кг.}$$

3. Визначаємо витрату води: $B = \Gamma \frac{B}{\Gamma} = 402 \cdot 0,74 = 298 \text{ л.}$

4. Визначаємо об'єм гіпсового тіста:

$$V_{z.m} = \Gamma / \rho_{z.6} + B = 402 / 2,65 + 298 = 450 \text{ л.}$$

5. Визначаємо кратність піногіпсової суміші:

$$\beta_{n.c.} = V_{n.c.} / V_{z.m} = 1000 / 450 = 2,23.$$

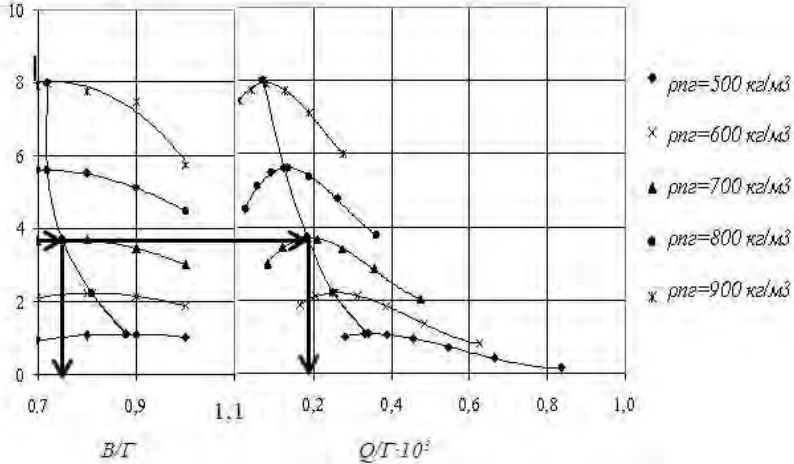


Рис.2. Номограма для проектування складу піногіпси

6. Визначаємо відношення об'єму газу в піногіпсовій суміші до маси гіпсового в'язучого:

$$V_{z(nz.c)}/\Gamma = (\beta_{nz.c} - 1)(1/\rho_{z.b} + B/\Gamma) = (2,23 - 1)(1/2,65 + 0,74) = 1,37.$$

7. Визначаємо об'єм газу в піні:

$$V_z = \frac{V_{z(nz.c)}}{\Gamma} \Gamma \left/ \left(0,207 + 0,117 B/\Gamma + 0,803 V_{z(nz.c)}/\Gamma - 0,316 (V_{z(nz.c)}/\Gamma)^2 \right) \right. =$$

$$= 1,37 \cdot 402 / (0,207 + 0,11 \cdot 0,74 + 0,803 \cdot 1,37 - 0,316 \cdot 1,37^2) = 708 \text{ л.}$$

8. Визначаємо об'єм піни:

$$V_n = V_p + V_z = B + V_z = 298 + 708 = 1005 \text{ л.}$$

9. Визначаємо кратність піни:

$$\beta_n = \frac{V_n}{B} = \frac{1005}{298} = 3,38.$$

10. Концентрацію піноутворюючого розчину, яка забезпечить необхідну кратність піни визначаємо з рівняння (7):

$$C = \frac{1000(\beta_n - 1)I}{A_0(\sigma_0 - \alpha_n \ln(1 + 3,25^m C))} = 0,082 \%$$

11. Визначаємо необхідну масу піноутворювача (на суху речовину) для утворення розчину з концентрацією С:

$$Q = \frac{V_p C}{100} = \frac{298 \cdot 0,082}{100} = 0,243 \text{ кг.}$$



12. Визначаємо необхідний об'єм розчину піноутворювача з вихідною об'ємною концентрацією C_v для приготування піни:

$$V_v = \frac{Q}{C_v} 100 = \frac{0,243}{30} 100 = 0,809 \text{ л.}$$

13. Визначаємо масу води у піноутворюючому розчині з вихідною концентрацією:

$$B_{n.p.v} = V_v - Q = 0,809 - 0,243 = 0,567 \text{ л.}$$

14. Визначаємо кількість води, яка необхідна для приготування піноутворюючого розчину з концентрацією C .

$$B_{n.p} = B - B_{n.p.v} = 298,0 - 0,6 = 297,4 \text{ л.}$$

Висновки. Таким чином, на основі виконаного розрахунку, для прийнятої технології приготування 1м^3 піногіпсової суміші з густиною 700 кг/м^3 необхідно 402 кг гіпсу, $297,4 \text{ л}$ води та $0,6 \text{ л}$ 30% розчину ПАР.

Дана методика була експериментально перевірена. Була виготовлена серія зразків піногіпсу за заданою технологією (методом сухої мінералізації піни). Витрата матеріалів на зразок $10 \times 10 \times 10 \text{ см}$ становила: витрата будівельного гіпсу $-0,4 \text{ кг}$, води $-0,295 \text{ л}$, розчину ПАР Hoptapur OSB $-0,0006 \text{ л}$. Середнє значення густини отриманого піногіпсу становило $\rho_{n.c.} \approx 705 \pm 0,03 \text{ кг/м}^3$.

1. Курс коллойдной химии / под общей ред. А.П. Писаренко. – 3-е изд. – М.: Высшая школа, 1969. – 248 с.

2. Дворкін Л.Й. Розрахунок параметрів технічної піни / Л.Й. Дворкін, І.В. Ковалик // Вісник НУВГП. – Рівне, 2010. – Вип. 4 (55). – С. 127-133.

3. Тихомиров В.К. Пены. Теория и практика их получения и разрушения / [В.К.Тихомиров], 1983. – М. : Химия, – 264 с. – (Монографія).

4. Рекомендации по применению методов математического планирования эксперимента в технологии бетона. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1982. – 103 с.

5. Дворкін Л. Й. Проектування складу піногіпсу / Л.Й. Дворкін, О. В. Безусяк, І. В. Ковалик // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - 2013. - Вип. 26. - С. 31-38.

1. Kurs kolloydnoi khymyy / pod obshchei red. A.P. Pysarenko. – 3-e yzd. – М.: Vysshiaia shkola, 1969. – 248 s.

2. Dvorkin L.I. Rozrakhunok parametrov tekhnichnoi piny / L.I. Dvorkin, I.V. Kovalyk // Visnyk NUVHP. – Rivne, 2010. – Vyp. 4 (55). – S. 127-133.

3. Tykhomyrov V.K. Pены. Teoriya y praktyka ykh polucheniya y razrusheniya / [V.K.Tykhomyrov], 1983. – М. : Khymiya, – 264 s. – (Monohrafiia).

4. Rekomendatsyyu po pryumeneniyu metodov matematycheskoho planyrovaniya eksperymenta v tekhnolohyy betona. – М.: NYZhB Hosstroia SSSR, 1982.–103s.

5. Dvorkin L. Y. Proektuvannia skladu pinohipsu / L.I. Dvorkin, O. V. Bezusiak, I. V. Kovalyk // Resursoekonomni materialy, konstruktсии, budivli ta sporudy. - 2013. - Vyp. 26. - S. 31-38.



ОСНОВНИ ДЕФОРМАТИВНИ ВЛАСТИВОСТІ КЕРАМЗИТОБЕТОНІВ

ОСНОВНЫЕ ДЕФОРМАТИВНЫЕ СВОЙСТВА КЕРАМЗИТОБЕТОНОВ

THE BASIC DEFORMATION PROPERTIES OF CLAYDITE- CONCRETES

Кравченко С.А., к.т.н., доц, Постернак О.О., к.т.н., доц. (Одеська державна академія будівництва та архітектури, г. Одеса)

Кравченко С.А., к.т.н., доц, Постернак А.А., к.т.н., доц. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

Kravchenko S.A., candidate of technical sciences, docent, Posternak A.A., candidate of technical sciences, docent. (Odessa state academy of civil engineering and architecture)

Наведено результати експериментальних досліджень модуля пружності, усадки та повзучості керамзитобетонів. Описана методика експериментальних досліджень, результати випробувань зразків і їх аналіз, а також обсяг, цілі і результати випробувань.

Приведены результаты экспериментальных исследований модуля упругости, усадки и ползучести керамзитобетонров. Описана методика экспериментальных исследований, результаты испытаний образцов и их анализ, а также объем, цели и результаты испытаний.

The results of experimental studies of the modulus of elasticity, shrinkage and creep of expanded clay concrete are presented. Studies show that the use of lime and active mineral additives and in particular fly ash can reduce the consumption of cement. The method of experimental studies, the results of testing samples and their analysis, as well as the volume, purpose and results of the tests are described. Optimal compositions of expanded clay concretes satisfying the requirements for deformability are obtained. According to the results of experimental studies with 95% reliability, quadratic regression equations for the modulus of elasticity of expanded clay concrete and expanded clay perlite concrete on multicomponent binder and quartz sand are obtained. Were received regression models of the second order, linking the magnitude of shrinkage deformations and the extent of creep factors of the composition and the conclusion about the possibility of wide regulation of

extended properties through proper selection of the components of the composition of claydite-concrete on multicomponent binder. Convenient dependences for practical use in determining the deformation of expanded clay concrete on a multicomponent binder are established. Carried out researches have allowed to evaluate the main characteristics of the long-lasting properties of claydite-concrete on multicomponent binder required for implementation in the prestressed structures of buildings and structures.

Ключові слова:

Деформативність, усадка, повзучість, керамзитобетон, в'язуче
 Деформативность, усадка, ползучесть, керамзитобетон, вяжущее.
 Deformations, shrinkage, creep, claydite-concrete, binder.

Введение. В последние годы внимание сосредоточено на разработке и применении конструкций с использованием новых материалов и компонентов, обладающих улучшенными технологическими и эксплуатационными свойствами.

Лёгкий бетон на пористых заполнителях представляет собой универсальный строительный материал, позволяющий при его рациональном использовании решать многие актуальные задачи современного строительства и одновременно решать экологические, ресурсосберегающие и экономические проблемы за счёт технологических и техногенных отходов при применении и изготовлении местных пористых заполнителей и различных видов вяжущих.

Основным преимуществом бетонов на пористых заполнителях по сравнению с тяжёлым бетоном является пониженная плотность, что позволяет уменьшить массу конструкции и обеспечивает экономические преимущества при возведении фундаментов, особенно для высотных зданий, а также в несущих конструкциях, особенно работающих на изгиб, где собственная масса составляет значительную часть от полной нагрузки [1].

Анализ последних достижений. За последнее время накопилось много исследований прочности и деформаций легких бетонов и конструкций на их основе, приведены в работах М.А. Ахматова, Э.М. Бабича, В.Н. Вырового, Б.С. Комисаренко, Р.Л. Маиляна, А.И. Костюка, Н.Я. Спивака, В.Г. Суханова, А.Б. Пирадова и др.

На современном уровне значительный вклад в развитие бетонов с использованием шлака и золы внесли Ш.Т. Бабаев, Е.В. Гончикова, С.А. Высоцкий, Л.И. Дворкин, О.Л. Дворкин, А.Г. Зоткин, С.В. Зинченко, Н.Р. Рузиев, А.В. Каляскин, и др., но в основном ресурсосберегающие вопросы за счёт применения промышленных отходов при изготовлении пористых заполнителей и вяжущих рассматриваются для тяжелых бетонов.

Основная цель статьи заключается в исследовании деформативности опытных образцов из керамзитобетонов при кратковременном и длительном действии нагрузки.

Методика исследования. Материалы, использованные в исследованиях, имели следующие характеристики:

- керамзитовый гравий 5...10 мм, нефракционированный Кулиндоровского индустриального концерна “Инто-Строй”, марки по насыпной плотности М 600, условной прочностью в цилиндре, равной 2,8...3,0 МПа;
- песок кварцевый Кременчугского карьера;
- цемент М 400 Криворожского завода – ДСТУ Б В.2.7-112-2002;
- зола-унос Ладыжинской ТЭС – ГОСТ 25818-91;
- известь негашёная Кулиндоровского завода, содержание активной окиси кальция СаО-75%;
- гипс строительный – ДСТУ Б В.2.7-104-2000;
- суперпластификатор С-3–ТУ-2481-001-51831493-00.

Анализ литературных источников в подобного ряда исследованиях, а также результаты проведенных предварительных опытов позволили выбрать следующие факторы и назначить уровни их варьирования:

- 1 - расход цементно-зольной смеси, соотношение 1:1, кг/м³ – $X_1(300\pm 100)$;
- 2 - расход извести, кг/м³ – $X_2(125\pm 25)$;
- 3 - агрегатно-структурный фактор r – $X_3(0,4\pm 0,1)$.

Обработка результатов эксперимента с целью выявления закономерностей влияния исследуемых факторов – X_1 , X_2 , X_3 на модуль упругости керамзитобетона f_{cd} , позволили получить с 95% надёжностью квадратичные уравнения регрессии f_{cd}^{28} .

На основании полученных зависимостей, а также исходя из требований, предъявляемых к лёгким бетонам, производили назначение оптимальных составов керамзитобетона и керамзитоперлитобетона на многокомпонентном вяжущем и кварцевом песке приведенные в табл.1 и табл.2.

Таблица 1

Проектная прочность, МПа	Агрегатно-структурный фактор, r	Расход материалов на 1 м ³ бетона							
		Цемент, кг/м ³	Известь, кг/м ³	Зола, кг/м ³	Керамзит, кг/м ³	Песок, кг/м ³	Гипс, кг/м ³	С-3, %	Вода, л
10	0,5	100	110	100	495	500	25	0,3	205
12,5	0,3	110	150	105	460	210	25	0,3	225
15	0,3	150	125	145	475	215	25	0,3	235
20	0,3	200	105	190	455	205	25	0,3	220
25	0,3	220	150	200	460	200	25	0,3	230



Проектная прочность, МПа	Агрегатно-структурный фактор, г	Расход материалов на 1 м ³ бетона							Вода, л.
		Цемент, кг/м ³	Известь, кг/м ³	Зола, кг/м ³	Керамзит, кг/м ³	Песок перлит	Песок кварцевый	С-3, %	
5,0	0,3	110	160	100	450	70	120	0,3	225
7,5	0,3	160	130	150	440	80	130	0,3	240
10,0	0,4	190	130	210	520	140	210	0,3	305
12,5	0,5	210	150	200	480	195	280	0,3	325

Изучение длительных деформаций свойств бетона осуществлялось на неармированных призматических образцах размерами 100x100x400 мм с неизолированной от высыхания поверхностью. Изучение потерь в арматуре – на железобетонных стержневых (размерами 100x100x900 мм) образцах, находящихся под действием центрально приложенных усилий предварительного натяжения и балках размерами 100x220x2200 мм с одиночным армированием, находящихся под действием усилий предварительного натяжения арматуры и внешней длительнодействующей нагрузки. За начало отсчёта деформаций принят возраст, соответствующий моменту достижения бетоном 70% проектной прочности. При постановке опытов была использована теория планирования эксперимента и математико-статистические методы анализа результатов.

Результаты исследования. По результатам экспериментальных исследований с 95% надёжностью получены квадратичные уравнения регрессии модуля упругости керамзитобетона и керамзитоперлитобетона на многокомпонентном вяжущем и кварцевом песке в возрасте $t = 1$ п.п., 28, 180 и 360 сутки. Уравнения по F – критерию Фишера адекватны ($F_{ад} < F_{табл}$) и имеют информационную ценность ($F_{инф} > F_{табл}$).

- для керамзитобетона:

$$E_{сд}(1. п. п) \times 10^{-3} = 8,1 + 1,42X_1 + 0,26X_2 - 1,1X_3 + 0,29X_1X_2 + 0,37X_1^2 - 0,15X_2^2 + 1,74X_3^2; \quad (1)$$

$$E_{сд}(28) \times 10^{-3} = 8,84 + 1,6X_1 + 0,34X_2 - 1,3X_3 + 0,11X_1X_2 - 0,17X_2X_3 + 0,2X_1^2 - 0,19X_2^2 + 1,95X_3^2; \quad (2)$$

$$E_{сд}(180) \times 10^{-3} = 9,82 + 1,7X_1 + 0,34X_2 - 1,45X_3 + 0,25X_1X_2 + 0,22X_1X_3 - 0,24X_2X_3 - 0,24X_1^2 + 2,2X_3^2; \quad (3)$$

$$E_{сд}(360) \times 10^{-3} = 10,44 + 1,7X_1 + 0,26X_2 - 1,4X_3 + 0,21X_1X_2 + 0,35X_1X_3 - 0,26X_2X_3 + 2,3X_3^2. \quad (4)$$

- для керамзитоперлитобетона:



$$E_{\text{сд}}(1.п.п.) \times 10^{-3} = 5,82 + 1,63X_1 + 0,27X_2 - 1,38X_3 + 0,35X_1^2 - 0,34X_2^2 + 1,49X_3^2; \quad (5)$$

$$E_{\text{сд}}(28) \times 10^{-3} = 6,55 + 1,74X_1 + 0,33X_2 - 1,54X_3 - 0,15X_1X_2 + 0,17X_1^2 - 0,39X_2^2 + 1,69X_3^2; \quad (6)$$

$$E_{\text{сд}}(180) \times 10^{-3} = 7,33 + 1,86X_1 + 0,3X_2 - 1,66X_3 + 0,19X_1X_2 - 0,18X_2X_3 + 0,11X_1^2 - 0,36X_2^2 + 1,99X_3^2; \quad (7)$$

$$E_{\text{сд}}(360) \times 10^{-3} = 7,92 + 1,88X_1 + 0,3X_2 - 1,61X_3 + 0,19X_1X_2 + 0,13X_1X_3 - 0,19X_2X_3 + 0,12X_1^2 - 0,55X_2^2 + 2,22X_3^2. \quad (8)$$

Из этих уравнений видно, что наибольшее влияние оказывает расход вяжущего (X_1 и X_2) по сравнению с γ (X_3), хотя оба они в значительной степени влияют на указанную величину.

Для упрощения квадратичных уравнений регрессии была использована зависимость для описания достаточно надёжной статической связи $y = E_{\text{сд}}(t)$ и $x = (B/MKB) + \gamma$ и был проведен математико-статистический анализ, в результате которого нулевая гипотеза о равенстве нулю коэффициента корреляции $H_0: \rho_{xy} = 0$ отвергнута в пользу альтернативной $H_0: \rho_{xy} \neq 0$ при уровне значимости $\alpha = 0,05$, что свидетельствует о наличии линейной связи между $E_{\text{сд}}(t)$ и $(B/MKB) + \gamma$ в каждом из принятых возрастов керамзитобетона.

В результате применения регрессионного анализа для каждого из принятых возрастов керамзитобетонов получены линейные уравнения регрессии вида:

- для керамзитобетона:

$$E_{\text{сд}}(1.п.п.) \times 10^{-3} = 19,6 - 11[(B/MKB) + \gamma]; \quad (9)$$

$$E_{\text{сд}}(28) \times 10^{-3} = 21,6 - 12,3[(B/MKB) + \gamma]; \quad (10)$$

$$E_{\text{сд}}(180) \times 10^{-3} = 23,9 - 13,7[(B/MKB) + \gamma]; \quad (11)$$

$$E_{\text{сд}}(360) \times 10^{-3} = 23,4 - 11,7[(B/MKB) + \gamma]. \quad (12)$$

- для керамзитоперлитобетона:

$$E_{\text{сд}}(1.п.п.) \times 10^{-3} = 19,4 - 12,5[(B/MKB) + \gamma]; \quad (13)$$

$$E_{\text{сд}}(28) \times 10^{-3} = 21,1 - 13,4[(B/MKB) + \gamma]; \quad (14)$$

$$E_{\text{сд}}(180) \times 10^{-3} = 23,2 - 14,5[(B/MKB) + \gamma]; \quad (15)$$

$$E_{\text{сд}}(360) \times 10^{-3} = 23,7 - 14,3[(B/MKB) + \gamma]. \quad (16)$$

Результаты статистических расчётов свидетельствуют о том, что нулевая гипотеза о равенстве дисперсий обобщённого фактора состава S_{x^2} , и модуля упругости S_{y^2} во всех возрастах керамзитобетона не отвергается. Однако гипотеза о незначимости различия между выборочными

коэффициентами корреляции r_{xy} отвергнута: $Z > Z_{1-\alpha/2}$. Следовательно, коэффициенты регрессии при обобщённом факторе состава $(B/MKB) + r$ в линейных уравнениях $E_{сд}(1.п.п.) \dots E_{сд}(360)$ не принадлежат единой генеральной совокупности. Из этого следует, что расход воды оказывает статистически значимое влияние на изменение модуля упругости во времени.

Опытные конечные величины, характеризующие длительную деформативность бетонов в нормальных температурно-влажностных условиях, составили:

$$\varepsilon_{тк} = (40 + 60) \times 10^{-5}$$

$$C_m(t, \tau) = (1,251 + 2,467) \times 10^{-5}$$

Нами были получены регрессионные модели второго порядка, связывающие величины деформаций усадки и меру ползучести с факторами состава и сделан вывод о возможности широкого регулирования длительных свойств путём рационального подбора компонентов состава керамзитобетона на многокомпонентном вяжущем.

$$\varepsilon_{тк}(360) = (0,257 MKB - 0,0003 MKB^2 + 163,75r - 147,7r^2 - 41,31)10^{-5} \quad (17)$$

$$C_m(360) = [MKB(1,06 MKB - 1133,3)10^{-5} + r(0,2955r + 2,5015) - 0,00422 MKBr + 4,751]10^{-5}. \quad (18)$$

где: MKB (кг) – расход вяжущего на 1 м³ бетона;

$$r = \frac{V_{растворной}}{\sum V_{ингредиентов вяжущим}} - \text{агрегатно-структурный фактор};$$

Установлено, что пропаривание позволяет уменьшить деформации усадки на величину, достигающую 31,5%, а меру ползучести – на 2 – 63%. Снижение меры ползучести за счёт термовлажностной обработки будет тем больше, чем меньше расход цемента и чем выше объём растворной части бетона. Одновременно, пропаривание ведёт к снижению (до 24,8 %) величины модуля упругости керамзитобетона на многокомпонентном вяжущем.

При одинаковых: составах, прочности и условиях твердения – конечные значения деформаций усадки керамзитобетона на многокомпонентном вяжущем и обычного керамзитобетона на кварцевом песке будут одинаковы. Мера линейной ползучести керамзитобетона на многокомпонентном вяжущем на 10 - 15,6% ниже, чем у обычного керамзитобетона на кварцевом песке.

Изменение во времени величины модуля упругости керамзитобетона на многокомпонентном вяжущем для большинства составов подчиняется типичным для керамзитобетонам закономерностям, отмечавшимися в опытах В.Г. Суханова, А.И. Костюка и И.А. Столевича.

Исключение составляют бетоны с повышенным содержанием растворной части (425 – 550 кг), модуль упругости который на всём

протяженні цього опыта увеличивается. Прирост по отношению к $E_{сд}(28)$ достигает в возрасте 360 суток 5 – 13,5%. Необходимо отметить, что полученные из опыта значения $E_{сд}(28)$ керамзитобетона на многокомпонентном вяжущем хорошо согласуются с данными ДБН В.2.6 – 98:2009.

В опытах с керамзитобетонными предварительно напряжёнными сжатыми и изгибаемыми элементами установлено, что при плавной передаче на бетон усилий натяжения стержневой арматуры класса А 400С сцепление между поверхностью арматуры и бетоном не нарушается.

Величины пластических потерь зависят от значений начальных относительных напряжений сжатия бетона $k_{с} = \sigma_c / f_{сд}(t_0)$ и от вида мелкого заполнителя. Форма эпюры напряжений в бетоне тем существеннее сказывается на величинах пластических потерь, чем выше значение $k_{с}$. Величины деформаций бетона верхней зоны и выгибы балок при отпуске натяжения от вида заполнителя не зависят.

Конечные значения усадочных деформаций ненапрягаемых образцов зависят от наличия арматуры и величины коэффициента армирования ρ_f . С увеличением класса бетона конечные значения $\varepsilon_{1с}$ увеличиваются при $\rho_f = 0$ и уменьшаются при $\rho_f > 0$. Рост коэффициента армирования ведёт к уменьшению конечных значений $\varepsilon_{1с}$, что связано с усадочными растрескиванием керамзитобетона на многокомпонентном вяжущем. Для оценки потерь от усадки в арматуре предварительно напряжённых элементов могут быть использованы значения $\varepsilon_{1с}$, замеренные на арматуре ненапрягаемых образцов – близнецов.

Связь между полными (усадка плюс ползучесть) потерями в арматуре и начальным уровнем напряжения сжатия керамзитобетона (не превышающим 0,8) определяется линейной зависимостью:

$$\sigma_n(t) = E_s [\delta k_{с} + \varepsilon_{1с}(t)] \quad (19)$$

где: E_s – модуль упругости напрягаемой арматуры;

$\varepsilon_{1с}(t)$ – усадочные деформации, замеренные в возрасте t на арматуре ненапрягаемых образцах – близнецах ;

δ – коэффициент пропорциональности.

После нагружения балок внешней длительнодействующей нагрузкой прирост $\sigma_n(t)$ практически прекращается.

Оптимальные значения начальных относительных напряжений сжатия керамзитобетона на многокомпонентном вяжущем находятся в диапазоне $0.2 < k_{с} \leq 0.8$. При этом конечные величины полных потерь в арматуре не превышают 35 – 38% σ_{0L} .



1. Рецептурно-технологические факторы оказывают существенное влияние на формирование основных свойств керамзитобетона и керамзитоперлитобетона на многокомпонентном вяжущем и кварцевом песке. Учёт влияния указанных факторов с достаточной для практики точностью рекомендуется осуществлять, используя квадратические уравнения регрессии и линейные уравнения.

2. Значения модуля упругости $E_{сд}$ отличаются от рекомендуемых ДБН В.2.6 – 98:2009. Поэтому величину $E_{сд}$ рекомендуется определять по выражениям (2), (10) и (6), (14).

3. Проведенные исследования позволили оценить основные характеристики длительных свойств керамзитобетона на многокомпонентном вяжущем, необходимые для реализации в преднапряжённых конструкциях зданий и сооружений.

1. Столевич А.С. Конструкционные лёгкие бетоны / А.С. Столевич, С.В. Макаров, И.А. Столевич, К.М. Мади, С.А. Кравченко // Вісник ОДАБА : зб. наук. праць. – Одеса, 2006. – вип.21. – С. 246-255.

2. Кравченко С.А. Исследование свойств конструкционно-теплоизоляционных лёгких бетонов на пористых заполнителях / С.А. Кравченко, А.А. Постернак // Актуальные научные исследования в современном мире: XXXII Междунар. научн. конф., 26-27 декабря 2017 г., Переяслав-Хмельницкий. // Сб. научных трудов - Переяслав- Хмельницкий, 2017. - Вып. 12(32), ч. 1 – С. 129-135.

3. Кравченко С.А. Свойства керамзитобетона на многокомпонентном вяжущем / С.А. Кравченко, А.А. Постернак, А.И. Костюк, И.А. Столевич // Містобудування та територіальне планування: Наук-техн. збірник/-К., КНУБА, 2013. Вип.48.-536с- Вип. № 48, С.217 – 221.

4. Кравченко С.А. Усадка и ползучесть керамзитобетона на многокомпонентном вяжущем. / С.А. Кравченко, А.С. Столевич, А.А. Постернак, И.А. Столевич // Вісник ОДАБА: зб. наук. праць, вип. №. 44, Одеса, ОДАБА, 2012. – С.320 – 325.

1. Stolevich A.S. Konstruktsionnye legkie betony / A.S. Stolevich, S.V. Makarov, I.A. Stolevich, K.M. Madi, S.A. Kravchenko // Visnik ODABA : zb. nauk. prats. – Odesa, 2006. – vip.21. – S. 246-255.

2. Kravchenko S.A. Issledovanie svoystv konstruktsionno-teploizolyatsionnyh legkih betonov na poristykh zapolnitelyah / S.A. Kravchenko, A.A. Posternak // Aktual'nye nauchnye issledovaniya v sovremennom mire: HKHKHII Mezhduнар. nauchn. konf., 26-27 dekabrya 2017 g., Pereyaslav-Hmel'niyskiy. // Sb. nauchnyh trudov - Pereyaslav-Hmel'niyskiy, 2017. - Vyp. 12(32), ch. 1 – S. 129-135.

3. Kravchenko S.A. Svoystva keramzitobetona na mnogokomponentnom vyazhushchem / S.A. Kravchenko, A.A. Posternak, A.I. Kostyuk, I.A. Stolevich // Mistobuduvannya ta teritorial'ne planuvannya: Nauk-tekhn. zbirknik/-K., KNUBA, 2013. Vyp.48.-536s- Vip. № 48, S.217 – 221.

4. Kravchenko S.A. Usadka i polzuchest' keramzitobetona na mnogokomponentnom vyazhushchem. / S.A. Kravchenko, A.S. Stolevich, A.A. Posternak, I.A. Stolevich // Visnik ODABA: zb. nauk. prac', vip. №. 44, Odesa, ODABA, 2012. – S.320 – 325.



РЕЦЕПТУРНО-ТЕХНОЛОГІЧНІ МЕТОДИ ПІДВИЩЕННЯ ДОВГОВІЧНОСТІ БЕТОНІВ НА ЛЕГКИХ ЗАПОВНЮВАЧАХ ДЛЯ ТОНКОСТІННИХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ І ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД

RECIPE AND TECHNOLOGICAL METHODS OF INCREASING THE DURABILITY OF CONCRETE ON LIGHT FILLERS FOR THIN- WALLED HYDRO-TECHNICAL AND TRANSPORT CONSTRUCTIONS

Кровяков С.О., к.т.н., доц., ORCID 0000-0002-0800-0123, Мішутін А.В., д.т.н., проф., ORCID 0000-0001-9512-6084 (Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Kroviakov S.O., PhD., assistant professor, ORCID 0000-0002-0800-0123, Mishutin A.V., Dr. of sciences, prof., ORCID 0000-0001-9512-6084 (Odessa state academy of civil engineering and architecture)

Запропоновано два технологічних прийоми підвищення довговічності бетонів на легких заповнювачах для тонкостінних гідротехнічних і транспортних споруд: гідрофобізації гравію та його обробки цементною суспензією в початковій стадії приготування суміші. Ці прийоми мають виконуватися в комплексі з застосуванням модифікаторів для бетону: пластифікатору, кольматуючої добавки, мікрокремнезему.

To increase the durability of lightweight concrete thin-walled constructions of hydro-technical and transport structures it is necessary to increase their water-tightness and frost-resistance. Purpose of the research is the development of prescription and technological methods for increasing the durability of concretes on lightweight aggregates through the use of rational modifiers and treatment of a porous aggregate.

Two methods of processing a porous filler are suggested. The first method is the hydrophobization of its surface. Hydrophobization reduces the absorption of water from the cement matrix and the W/C mixture, and also reduces the volume deformation of the aggregate. The second method is the treatment with a cement slurry in the initial stage of mixing the mixture. Due to the treatment, the surface layer of the aggregate and the transition zone between the aggregate and the cement-sand matrix hardens. Both methods contribute to the transformation of the porosity of the aggregate into a closed porosity.

It is established that due to hydrophobization, the volume moisture deformations of gravel are reduced by 3.4 times. Also, hydrophobization increases the strength and water-tightness of expanded clay lightweight concrete. By treating the porous aggregate with a cement slurry, the strength

of lightweight concrete increases by 2..3 MPa, and the water-tightness increases by one grade.

Also, to improve the durability of concretes on porous aggregates, it is recommended to use modifiers. The effect of plasticizers, colmatizing additives, silica fume and fibers on the properties of lightweight concrete was investigated.

It has been established that expanded clay lightweight concrete modified by rational chemical additives has high water-tightness (W8-W14), frost-resistance 200..300 cycles in seawater, compressive strength from 35 to 45 MPa, tensile strength from 4,5 to 7 MPa. The average density of these lightweight concretes in the water-saturated state is from 1800 to 1870 kg/m³. Thus, modified expanded clay lightweight concrete on the basis of processed gravel is an effective material for a significant part of thin-walled constructions of hydro-technical and transport structures, including floating reinforced concrete structures.

Ключові слова:

Легкий бетон, довговічність, заповнювач, модифікатор, усадка, набухання.
Lightweight concrete, durability, filler, modifier, shrinkage, extension.

Вступ. Світовий і вітчизняний досвід показує, що для ряду споруд, зокрема тонкостінних, ефективно застосування легких бетонів на пористих заповнювачах. Основними перевагами легкого бетону є зниження ваги і теплопровідності конструкцій, підвищення їх стійкості до динамічних навантажень та вогнестійкості. Проте на сучасному рівні розвитку матеріалознавства не можна вважати повністю вирішеним завдання отримання довговічних бетонів на легких заповнювачах для тонкостінних гідротехнічних і транспортних споруд. Найбільш перспективними методами підвищення довговічності подібних бетонів є застосування раціональних модифікаторів і технологічних прийомів, спрямованих на утворення структури з переважно замкнутою пористістю та покращення роботи заповнювача в цементно-піщаній матриці. З розвитком будівельних технологій відкривається перспектива отримання енергоефективних і довговічних бетонів на пористих заповнювачах, що забезпечують необхідні фізико-механічні властивості та високу довговічність тонкостінних конструкцій. Це розширює можливості використання легких бетонів у гідротехнічному і транспортному будівництві та дозволяє отримати додаткові економічні переваги від їх застосування. Окремою перспективною галуззю застосування бетонів на пористих заповнювачах є залізобетонне суднобудування, яке розвивається в багатьох країнах, включаючи Україну.

Аналіз останніх досліджень. Як показують роботи багатьох вчених, основним шляхом забезпечення високої довговічності бетонів для конструкцій гідротехнічних і транспортних споруд є підвищення їх

водонепроникності та морозостійкості [1-3]. При цьому до 80% від загального об'єму компонентів бетону складають заповнювачі, тому їх властивості та властивості їхньої контактної зони мають велике значення для корозійної стійкості та довговічності композиту [4]. О.Г. Ольгінський називав заповнювач «рівноправним» елементом контактної зони, мінерали якого здатні впливати на процеси утворення контактів і підпадати під вплив зовнішнього середовища [5]. При цьому характер зчеплення гідратів в'язучого з заповнювачем О.Г. Ольгінський і В.Л. Чернявський вважали найбільш важливим «показником структурного стану бетону», що визначає його міцність і довговічність [5,6]. С.С. Гордон показав, що контактна зона зазвичай є слабкою ланкою будівельних композитів, у зв'язку з цим важливим напрямом підвищення фізико-механічних властивостей і довговічності бетону є забезпечення якісного зчеплення і стабільності зони контакту в'язучого і заповнювача [7], зокрема з врахуванням об'ємних змін композиційного матеріалу в цілому і його окремих складових.

У дослідженнях наукової школи В.М. Вирового [8,9] показано, що на границі матричного матеріалу з заповнювачем відбуваються структурні процеси різної спрямованості. В залежності від співвідношення величин когезійної і адгезійної міцності в матричному матеріалі при твердінні виникають різноспрямовані деформації різної величини. Це веде до зміни щільності в локальних ділянках матриці та провокує зміну форми поверхонь розділу та виникнення нових поверхонь. За рахунок цього з'являються порожнини у вигляді тріщин з різним напрямками на границі з заповнювачем та у матричному матеріалі. При когезії матричного матеріалу вищій за адгезію до заповнювача тріщини та внутрішні поверхні розділу утворюються переважно на границі з заповнювачем. При когезії меншій за адгезію дані структурні елементи утворюються переважно у цементній матриці. Найбільш складними є деформації матриці, яка твердіє при вибірковій адгезії до заповнювача. При застосуванні пористих заповнювачів досягнути вибірковій адгезії матриці можна, наприклад, за рахунок гідрофобної обробки поверхні заповнювача. Як показано у [9], при вибірковій адгезії матриці до заповнювача в процесі структуроутворення бетону збільшується різноманіття його структурних елементів, що позитивно відображається на властивостях матеріалу. При подальшій експлуатації у процесі мікроруйнування в структурі бетону найбільша кількість тріщин спостерігається саме в контактній зоні заповнювач – цементна матриця, причому тріщини на межі зчеплення частіше всього є відкритими і безперервними [10]. Тріщини зчеплення з'являються в результаті водовідділенням і диференціальних об'ємних деформацій, тобто є різновидом технологічних тріщин [8,9].

З врахуванням викладеного вище основним шляхом підвищення довговічності бетонів на пористих заповнювачах можна вважати модифікацію розчинної частини, спрямовану на підвищення її непроникності, яка має відбуватися у комплексі з технологічними

прийомами, що сприяють зменшенню деформацій заповнювача в процесі структуроутворення та перетворенню пористості заповнювача на замкнуту. Для конструкційних легких бетонів високої міцності також актуальною є задача підвищення міцності пористого заповнювача, зокрема з врахуванням умов експлуатації конструкції. Це пов'язано з тим, що для таких матеріалів в значній мірі саме цей показник, а не витрата в'язучого, обмежує їх міцність. Безперечно, це не знижує важливості забезпечення однорідності та максимальної злитності структури бетону, що досягається, насамперед, проектуванням оптимальних складів легких бетонів [11].

Мета досліджень. Метою досліджень є розробка рецептурно-технологічних методів отримання бетонів на легких заповнювачах із заданими експлуатаційними властивостями та підвищеною довговічністю для тонкостінних гідротехнічних і транспортних споруд, зокрема залізобетонних плавучих, за рахунок керування структурою шляхом застосування раціональних модифікаторів і обробки пористого заповнювача.

Методика досліджень. Дослідження властивостей модифікованих бетонів виконані з широким використанням методів оптимального планування експериментів і застосуванням багатofакторного математичного моделювання. В експериментах використовувався керамзитовий гравій виробництва Одеського керамзитового заводу, сульфатостійкий портландцемент ССПЦ 400-Д0 виробництва ПАТ «Івано-Франківськцемент», кварцовий пісок з модулем крупності 2,7, суперпластифікатори С-3 і Coral ExpertSuid-5, поліпропіленова фібра Ваuson. В якості гідрофобізатору використовувалася кремнійорганічна рідина 136-157М, також відома як ГКР-94м.

Результати досліджень. З врахуванням особливостей умов експлуатації тонкостінних конструкцій гідротехнічних і транспортних споруд запропоновано два методи обробки пористого заповнювача, кожен з яких має свої особливості. Перший метод – гідрофобізація поверхні заповнювача. Це дозволяє знизити поглинання води з цементної матриці за рахунок чого зменшити В/Ц суміші без погіршення її технологічності, а також зменшити об'ємні зміни зерен заповнювача та матриці в процесі структуроутворення. При цьому забезпечується необхідна резервна пористість замкнутого типу в заповнювачі. Метод вперше був запропоновано О.А. Кучеренко і В.М. Вировим [12], зокрема для зниження об'ємних змін заповнювача при зволоженні та висушуванні бетону. В наших дослідженнях даний метод вдосконалюється з позиції забезпечення підвищення саме довговічності бетону для тонкостінних конструкцій гідротехнічних і транспортних споруд.

Другий метод – обробка пористого заповнювача цементною суспензією у початковій стадії перемішування суміші. Цей прийом є технологічно простішим. Така обробка також сприяє перетворенню пористості заповнювача на замкнуту, зміцнює поверхневий шар крупного заповнювача та перехідної зони між заповнювачем і розчинною частиною бетону. Тобто

підвищує однорідність контактної зони, за рахунок чого впливає на адгезію заповнювача до матриці. Також важливим ефектом обробки суспензією є те, що вона дозволяє покращити однорідність заповнювача завдяки насиченню його технологічних тріщин, пор та інших порожнин цементним тістом. Справедливо буде зазначити, що пористий заповнювач взаємодіє з цементно-піщаною сумішшю і при звичайному методі її приготування. У [13] встановлено, що відкриті капілярні пори на поверхні наповнювачів поглинають не чисту воду, а цементно-водну суспензію, а при подальшому обміні виділяють лише воду, тобто працюють як фільтри. Спрямована обробка пористого заповнювача цементною суспензією додатково посилює позитивний ефект такого явища. Обробка суспензією в'язучого в значній мірі також дозволяє уникнути ефекту зниження мікротвердості контактного шару між пористим заповнювачем і цементним тістом, який за даними М.К. Хохріна виникає при насиченні заповнювача водою [14].

Проведені дослідження показали, що за рахунок застосування технологічного прийому обробки пористого заповнювача цементною суспензією міцність керамзитобетону зростає на 2..3 МПа в порівнянні з аналогічними за складом легким бетоном на основі насиченого водою гравію. При цьому для бетону на вапняковому заповнювачі такий метод обробки дозволяє підвищити міцність на 4-5 МПа. Крім того, легкі бетони на обробленому заповнювачі показують приблизно на 2 атмосфери (1 марка) більш високу водонепроникність в порівнянні з контрольними складами.

Пористі заповнювачі активно обмінюються вологою з цементно-піщаною матрицею, при цьому можуть як поглинати, так і віддавати вологу не лише на різних етапах життєвого циклу матеріалу, а і при зміні умов експлуатації. Ці процеси активно впливають на об'ємні зміни як матриці, так і заповнювача. Керамзит є найбільш розповсюдженим штучним пористим заповнювачем. Технологічні особливості його виготовлення обумовлюють утворення в гранулах двох зон: зовнішньої – більш щільної і міцної, яку можна назвати «оболонкою», і внутрішньої – більш пористого «ядра». Характер набухання і усадка керамзиту в процесі приготування суміші, твердіння і експлуатації легкого бетону є досить складним і неоднозначним [15]. З одного боку, на зміну геометричних розмірів зерен впливає їхні об'ємні напруження (оболонки та ядра), з іншого боку – процеси обміну з цементним тістом.

На спеціальній модельній системі були проаналізовані набухання і усадка керамзиту в умовах, наближених до реальних умов твердіння легкобетонної суміші. Встановлено, що при висушуванні усадка попередньо насиченого водою керамзитового гравію є набагато меншою за його первинне лінійне подовження при насиченні водою. Це є наслідком накопичення залишкових деформацій та зниження попередньо напруженого стану у гранулах керамзиту, в зовнішніх шарах яких виникнуть напруження розтягнення, в внутрішня зона яких є стислою [15].

Також було встановлено, що об'ємні вологісні деформації гравію з гідрофобізованою поверхнею у воді та у цементно-піщаному розчині є в 3..4 рази меншим за деформації необробленого гравію. Гідрофобізація здійснювалася водною емульсією кремнійорганічної рідини 136-157М з послідовним висушуванням гравію для формування плівки полімеру. Тобто гідрофобна обробка ефективно знижує вологісні деформації керамзиту. Даний ефект частково обумовлюється первинним зволоженням і висушуванням пористого гравію при його обробці емульсією гідрофобізатору, але це не знижує ролі впливу гідрофобної плівки на поверхні заповнювача на його поглинання та інші масообміни процеси у бетонній суміші.

Таким чином, обидва запропонованих технологічних прийоми підвищення довговічності бетонів на пористих заповнювачах є досить ефективними. При цьому проведення гідрофобізації гравію є технічно більш складним в порівнянні з обробкою цементною суспензією. Але ця операція забезпечує деякі додаткові переваги матеріалу – насамперед це зниження експлуатаційної вологості і відповідно теплопровідності бетону, що є дуже важливим, наприклад, для залізобетонного суднобудування. Також слід відзначити, що обидва запропонованих технологічних прийоми можуть розглядатися виключно як одні з методів підвищення довговічності та фізико-механічних властивостей бетонів на пористих заповнювачах. Обробка заповнювача має здійснюватися в комплексі з рецептурними рішеннями – проектуванням раціональних складів бетонів, введенням модифікаторів: ефективних пластифікаторів, кольматуючих добавок і наповнювачів, дисперсним армуванням тощо. Застосування комплексних заходів дозволяє керувати структурою композиту з метою забезпечення утворення переважно закритої пористості крупного заповнювача при зниженні капілярної пористості цементно-піщаної матриці.

Подальші дослідження показали, що з позиції забезпечення комплексу фізико-механічних властивостей керамзитобетону раціональною є концентрація кремнійорганічної рідини в емульсії при обробці гравію на рівні 0,6-0,8%. Технологічний прийом обробки пористого гравію дозволяє знизити В/Ц легко бетонної суміші, досягнути певного балансу між адгезією і когезією матричного матеріалу до заповнювача, а також знизити розм'якшення пористого заповнювача в вологих умовах [16].

При дослідженнях ефективності рецептурних методів вирішення технічної задачі підвищення довговічності бетонів на пористих заповнювачах для тонкостінних гідротехнічних і транспортних споруд були вивчені властивості керамзитобетонів з різними типами модифікаторів: пластифікаторами С-3 і Coral ExpertSuid-5, кольматуючою добавкою Пенетрон Admix, мікрокремнеземом. Крім того, досліджувалася ефективність застосування дисперсної арматури в легких бетонах [16,17].

Встановлено, що за рахунок введення 30-35 кг/м³ мікрокремнезему водонепроникність легких бетонів підвищується на одну марку і більше. Аналогічне зростання рівня W досягається при введенні кольматуючої добавки Пенетрон Admix у кількості 2% від маси цементу. Також встановлено, що найбільшу водонепроникність мають керамзитобетони, до складу яких введено 0,8-0,9% суперпластифікатору С-3 або 0,9-1% полікарбоксилатного пластифікатору Coral ExpertSuid-5. При цьому для досягнення високого рівня водонепроникності керамзитобетону для тонкостінних конструкцій (W8-W14) кількість портландцементу в його складі має складати 500..550 кг/м³.

Модифіковані раціональними хімічними добавками керамзитобетони також мають високу морозостійкість – F500..F600 або від 200 до 300 циклів в морській воді, що забезпечує їх довговічність в складних умовах експлуатації, які є типовими для гідротехнічних і транспортних споруд в кліматичних умовах України та інших країн з помірним кліматом. За рахунок застосування дисперсної арматури морозостійкість легких бетонів додатково підвищується приблизно ще на 50 циклів. Міцність при стиску модифікованих керамзитобетонів і фіброкерамзитобетонів знаходиться переважно у діапазоні від 35 до 45 МПа, міцність на розтяг при згині – в діапазоні від 4,5 до 7 МПа. При цьому середня густина даних легких бетонів в сухому стані становить 1650..1700 кг/м³, а у водонасиченому 1800..1870 кг/м³.

Таким чином, модифіковані керамзитобетони на основі обробленого гравію є ефективними матеріалами для значної частини тонкостінних конструкцій гідротехнічних і транспортних споруд, в тому числі плавучих залізобетонних. Запропоновані рецептурно-технологічні методи дозволяють підвищити довговічність даних матеріалів в типових для них умовах експлуатації.

Висновки. Задача підвищення довговічності бетонів на легких заповнювачах для тонкостінних гідротехнічних і транспортних споруд може бути вирішена за рахунок керування структурою шляхом використання ефективних модифікаторів і спрямованого регулювання взаємодії між цементною матрицею і заповнювачем. Для цього запропоновано два методи обробки пористого заповнювача: гідрофобізація поверхні та обробки цементною суспензією в початковій стадії приготування суміші. Перший метод дозволяє знизити поглинання води з цементної матриці за рахунок чого понизити В/Ц суміші, а також зменшити об'ємні деформації заповнювача в процесі структуроутворення. Другий метод зміцнює поверхневий шар крупного заповнювача та перехідної зони між заповнювачем і розчинною частиною бетону. Обидва методи сприяють перетворенню пористості заповнювача на замкнуту.

Також для підвищення довговічності бетонів на пористих заповнювачах ефективним є використання комплексних модифікаторів, які включають

суперпластифікатор, кольматуючу добавку або мікрокремнезем. Дисперсне армування додатково підвищує морозостійкість легкого бетону.

1. Штарк И., Вихт Б. Долговечность бетона. Пер. с нем. А. Тулаганова. Под ред. П. Кривенко. К.: Оранта, 2004. 301 с.
2. Бабушкин В.И. Защита строительных конструкций. Харьков: Вища школа, 1989. 166 с.
3. Мишутин А.В., Мишутин Н.В. Повышение долговечности бетонов морских железобетонных плавучих и стационарных сооружений. Одесса: Эвен, 2011. 292 с.
4. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузеев Е.А. М.: Стройизд, 1980. 536 с.
5. Ольгинский А.Г. Оценка и регулирование структуры зоны контакта цементного камня с минералами заполнителями. Автореф. дис. докт. техн. наук: 05.23.05. Харьков, 1994. 37 с.
6. Ольгинский А.Г., Чернявский В.Л. Влияние среды на адаптационные зоны контакта заполнителей с цементным камнем в бетоне. Бетон и железобетон. 2000, №4 С. 5-8.
7. Гордон С.С. Структура и свойства тяжелых бетонов на различных заполнителях. М.: Стройиздат, 1969. 151 с.
8. Выровой В.Н., Дорофеев В.С., Суханов В.Г. Композиционные строительные материалы и конструкции. Структура, самоорганизация, свойства. Одесса: ТЕС, 2010. 176 с.
9. Суханов В.Г., Выровой В.Н., Коробко О.А. Структура материала в структуре конструкции. Одесса: Полиграф, 2016. 244 с.
10. Клочко Б.Г., Кушвид А.А. Трещинообразование бетона в процессе эксплуатации конструкций. Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. 2004. Вип. 3. С. 124-126.
11. Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л. Проектування складів бетонів. Рівне : НУВГП, 2015. 353 с.
12. А.с. № 863556. СССР, Кл. С 04 В 31 / 40. Способ обработки легкого заполнителя. Кучеренко А.А., Выровой В.Н., Шкрабик И.В. №2737967/29-33; заявл. 19.03.79; опубл. 15.09.81, Бюл. № 34.
13. Калмыкова Е.Е. Исследование процессов структурообразования легкобетонных смесей. Всесоюз. конф. по легким бетонам. Сб. №5. Ереван: АИСМ Госстроя Арм. ССР, 1970. С.56-60.
14. Хохрин Н.К. Процессы структурообразования и химическая стойкость легкого бетона на пористых заполнителях. Автореф. дис. докт. техн. наук: 05.23.05. Самара, СамИИТ, 1998. 82 с.
15. Макридин Н.И., Максимова И.Н. Искусственные пористые заполнители и легкие бетоны. Пенза: ПГУАС, 2013. 324 с.
16. Mishutin A., Kroviakov S., Mishutin N., Bogutsky V. Modified expanded clay lightweight concretes for thin-walled floating structures. Proceedings of the Second International Conference on Concrete Sustainability. ICCS16. Madrid, Spain, 2016. P. 741-747.
17. Kroviakov S., Mishutin A., Pishev O. Management of the properties of shipbuilding expanded clay lightweight concrete. International Journal of Engineering & Technology, 2018, Vol 7, No 3.2, pp. 245-249.

1. Shtark I., Vikht B. Dolhovechnost betona. Per. s nem. A. Tulahanova. Pod red. P. Krivenko. K.: Oranta, 2004. 301 s.
2. Babushkin V.I. Zashchita stroitelnykh konstruksii. Kharkov: Vyscha shkola, 1989. 166 s.
3. Mishutin A.V., Mishutin N.V. Povysenie dolhovechnosti betonov morskikh zhelezobetonnykh plavuchikh i statsionarnykh sooruzhenii. Odessa: Even, 2011. 292 s.
4. Korrozia betona i zhelezobetona, metody ikh zashchity. Moskvina V.M., Ivanov F.M., Alekseev S.N., Huzeev E.A. M.: Stroizad, 1980. 536 s.
5. Olhinskii A.H. Otsenka i rehulirovanie struktury zony kontakta tsementnoho kamnia s mineralami zapolniteliami. Avtoref. dis. dokt. tekhn. nauk: 05.23.05. Kharkov, 1994. 37 s.
6. Olhinskii A.H., Cherniavskii V.L. Vliianie srede na adaptatsionnye zony kontakta zapolnitelei s tsementnym kamnem v betone. Beton i zhelezobeton. 2000, №4 S. 5-8.
7. Hordon S.S. Struktura i svoistva tiazhelykh betonov na razlichnykh zapolniteliakh. M.: Stroizdat, 1969. 151 s.
8. Vyrovoy V.N., Dorofeev V.S., Sukhanov V.H. Kompozitsionnye stroitelnye materialy i konstruksii. Struktura, samoorhanizatsiia, svoistva. Odessa: TES, 2010. 176 s.
9. Sukhanov V.H., Vyrovoy V.N., Korobko O.A. Struktura materiala v strukture konstruksii. Odessa: Polyhraf, 2016. 244 s.
10. Klochko B.H., Kushvid A.A. Treshchinoobrazovanie betona v protsesse yekspluatatsii konstruksii. Visnyk Dnipropetrovskoho natsionalnoho universytetu zaliznychnoho transportu imeni akademika V. Lazariana. 2004. Vyp. 3. S. 124-126.
11. Dvorkin L.Y., Dvorkin O.L. Proektuvannia skladiv betoniv. Rivne : NUVHP, 2015. 353 s.
12. A.s. № 863556. SSSR, Kl. S 04 V 31 / 40. Sposob obrabotki lehkoho zapolnitelia. Kucherenko A.A., Vyrovoy V.N., Shkrabik I.V. №2737967/29-33; zaiavl. 19.03.79; opubl. 15.09.81, Biul. № 34.
13. Kalmykova E.E. Issledovanie protsessov strukturoobrazovaniia lehkobetonnykh smesei. Vsesoiuzn. konf. po lehkim betonam. Sb. №5. Erevan: AYSM Hosstroia Arm. SSR, 1970. S.56-60.
14. Khokhrin N.K. Protsessy strukturoobrazovaniia i khimicheskaiia stoikost lehkoho betona na poristykh zapolniteliakh. Avtoref. dis. dokt. tekhn. nauk: 05.23.05. Samara, SamIIT, 1998. 82 s.
15. Makridin N.I., Maksimova I.N. Iskusstvennye poristye zapolniteli i lehkie betony. Penza: PHUAS, 2013. 324 s.
16. Mishutin A., Kroviakov S., Mishutin N., Bogutsky V. Modified expanded clay lightweight concretes for thin-walled floating structures. Proceedings of the Second International Conference on Concrete Sustainability. ICCS16. Madrid, Spain, 2016. P. 741-747.
17. Kroviakov S., Mishutin A., Pishev O. Management of the properties of shipbuilding expanded clay lightweight concrete. International Journal of Engineering & Technology, 2018, Vol 7, No 3.2, pp. 245-249.



УДК 691.32

Національний університет
Криворізького господарства
та природокористування

ВПЛИВ РЕАКЦІЙНОГО ПОРОШКУ НА МІЦНІСТЬ ПОРОШКОВОГО БЕТОНУ

INFLUENCE OF REACTION POWDER ON THE POPULAR CONCRETE DENSITY

Шишкіна О. О., к. т. н., доцент., Шишкін О. О., д. т. н., професор.
(Криворізький національний університет)

Shishkina A.A. Cand. tech Sciences, Associate Professor, Shishkin A.A. doc. technical sciences, prof (Kryvyi Rih National University, Kryvyi Rih)

Наведено результати досліджень впливу реакційних порошків в присутності поверхнево-активної речовини, яка утворює міцели, на величину міцності порошкового бетону і швидкість її формування. Доведено, що колоїдна поверхнево-активна речовина збільшує вплив реакційного порошку на міцність бетону.

It is determined that the active components of modern concrete are active mineral fillers, such as microsilica, meta-kaolin, ash-bearing or compositions from them, as well as superplasticizers. The optimal combination of these additive modifiers allows you to control the rheological properties of concrete mixtures and to modify the structure of the cement stone in such a way as to provide concrete properties that provide high operational reliability of structures. However, they have certain disadvantages that hamper their widespread use. The purpose of the research is to determine the effect of reaction powders applied simultaneously with colloidal surfactant, on the strength of powdered concrete and the rate of its formation. As a result of the experiments, it was established that the compressive strength of concrete resulting from the hydration of the dispersed system "Portland cement - colloidal surfactant - reaction powder", when used as a reactive powder of melted river sand ash-removal TPP, fine fraction of waste of iron enrichment Ores and blast granular slag above the strength of concrete obtained on the basis of impregnated Portland cement. Thus, the presence in the dispersion of a colloidal surfactant provides increased compressive strength of the resulting concrete. The speed of the set of strength at the compression of concrete, obtained as a result of solidification of the dispersed system, "Portland cement - colloidal surfactant - reaction powder" depends on the type of applied reaction powder. So the highest speed of the set of strength and its finite value are the concrete containing the blend granular slag as a reaction powder. The research and their results have shown that the use of colloidal surfactant leads

to an increase in the efficiency of the use of mineral powders obtained, in particular, from waste enrichment of iron ores and blast furnace granulated slag in reactive powder concrete. The most effective reactive powder, which is expedient to use simultaneously with the colloidal surfactant, is blast furnace granulated slag. This means that the use of colloidal surfactant is more effective for the modification of concretes based on slag-portland cement than for concrete in Portland cement.

Ключові слова: порошок, бетон, поверхнево-активні речовини, міцність.
powder, concrete, surface-active substances, strength

Вступ.

Обов'язковими компонентами сучасного функціонального бетону є активні тонкодисперсні мінеральні наповнювачі (наприклад, мікрокремнезем, метакнолін, зола-винесення або композиції з них) [1,2] і високоефективні суперпластифікатори. Оптимальне поєднання зазначених добавок-модифікаторів дозволяє управляти реологічними властивостями бетонних сумішей і модифікувати структуру цементного каменю на мікрорівні так, щоб надати бетону властивості, які забезпечують високу експлуатаційну надійність конструкцій [3,4]. Отримані властивості бетонів - це результат складних колоїдно-хімічних і фізичних процесів, що впливають на фазовий склад, пористість і міцність цементного каменю [5]. Для таких модифікованих бетонів характерні висока і надвисока міцність, низька проникність і екзотермія, підвищена корозійна стійкість і довговічність, поліпшені деформаційні характеристики. Важливо відзначити, що зазначені властивості досягаються із застосуванням високорухливих і самоущільнюючих сумішей зі знизженими витратами цементу [6-8].

Аналіз останніх досліджень.

Найбільш широко в даний час в якості добавок-модифікаторів застосовуються мікрокремнезем [9] і метакнолін [10-12]. Однак вони мають певні недоліки, які стримують їх широке застосування. До таких недоліків слід віднести для мікрокремнезему те, що він є відходом виробництва, а, отже, не має стабільності властивостей. Для метакноліну недоліком є його висока вартість внаслідок досить високих енерговитрат на його приготування. На підставі викладеного, а також результатів досліджень в області міцелярного каталізу реакцій синтезу гідросилікатів кальцію [13], була визначена мета досліджень, результати яких викладені в даній роботі.

Постановка мети і задач досліджень. Метою досліджень є визначення впливу реакційних порошоків, застосованих одночасно із колоїдною поверхнево-активною речовиною (ПАР), на величину міцності порошкового бетону і швидкість її формування. Відповідно до мети, задачами досліджень є визначення залежності міцності бетону від кількості реакційного порошку, як

за наявності колоїдної ПАР, так і без неї; визначити вплив колоїдної ПАР на ефективність реакційного порошку стосовно підвищення міцності бетону.

Матеріали та методика досліджень. Для виготовлення бетону використовували портландцемент М400 ВАТ «Хайдельберг цемент Кривий Ріг» (Україна). Як дрібний заповнювач - відходи збагачення залізних руд Новокриворізького гірничо-збагачувального комплексу ПАТ «Арселор Міттал Кривий Ріг», які мають максимальний розмір часток 0,63 мм. Як міцелуютьоруюча ПАР (МПАР) - олеат натрію (Simagchem Согр., Китай). Як реакційні порошки використовували мелений річковий пісок, золу винесення ТЕС, тонкозернисту фракцію відходів збагачення залізних руд та мелений до питомої поверхні 300 м²/кг доменний гранульований шлак.

Компоненти бетонної суміші дозували в необхідних, згідно з планом експерименту, кількостях, перемішували лабораторному змішувачі протягом 2 хвилин. Отримана суміш містилася за допомогою віброуцільнення в металеву форму, яка має розмір сторін 16 x 4 x 4 см. Відформовані таким чином зразки бетону тверднули протягом 28 діб при вологості навколишнього середовища 70 ± 10% і температурі навколишнього повітря 293 ± 2 К.

Результати досліджень.

Міцність при стиску бетону, отриманого в результаті гідратації дисперсної системи «портландцемент - комплексна МПАР - реакційний порошок», при використанні в якості реакційного порошку меленого річкового піску в кількості 15 ... 18% від маси дисперсної фази системи (рис.1), 20...30% золи-виносу ТЕС (рис. 2) і 10 ... 30% тонкодисперсної фракції відходів збагачення залізних руд (рис.3) та доменного гранульованого шлаку (рис. 4) вище міцності бетону, отриманого на основі бездобавочного портландцементу.

Таким чином, наявність в дисперсійній системі комплексної ПАР забезпечує підвищення міцності при стиску одержуваного бетону.

Швидкість набору міцності при стиску бетону, отриманого в наслідок твердіння дисперсійної системи «портландцемент - комплексна МПАР - реакційний порошок» залежить від застосованого реакційного порошку. Так найбільшою швидкістю набору міцності і її кінцевою величиною володіють бетони, що містять в якості реакційного порошку доменний гранульований шлак (рис.5).

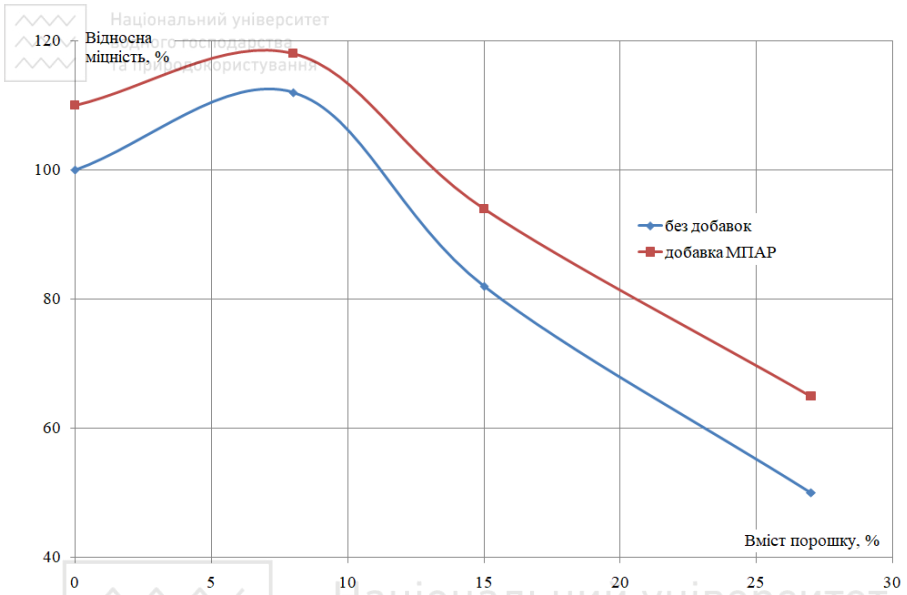


Рис. 1 Вплив вмісту меленого річкового піску на міцність при стиску бетону, отриманого на основі дисперсної системи «портландцемент - комплексна МПАР - реакційний порошок»

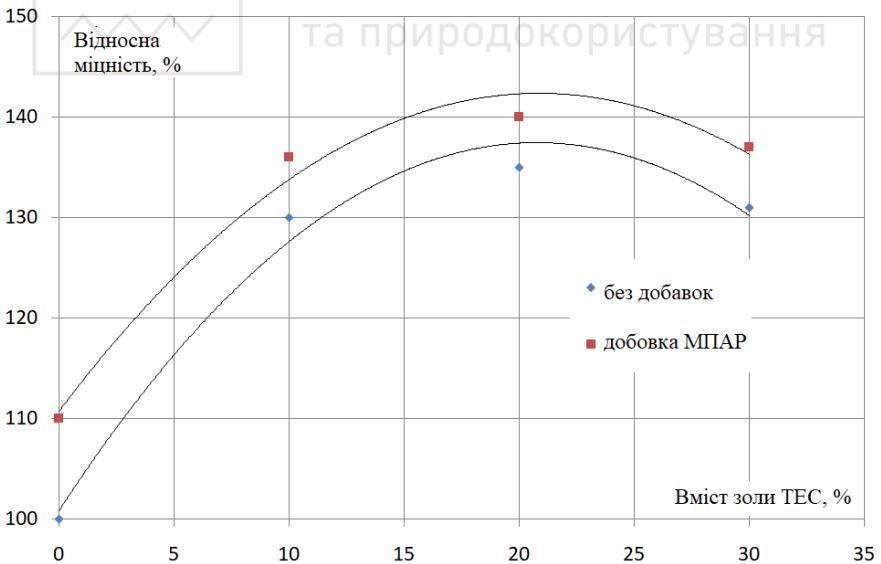


Рис. 2 Вплив вмісту золи-виносу ТЕС на міцність при стиску бетону, отриманого на основі дисперсної системи «портландцемент - комплексна МПАР - реакційний порошок»

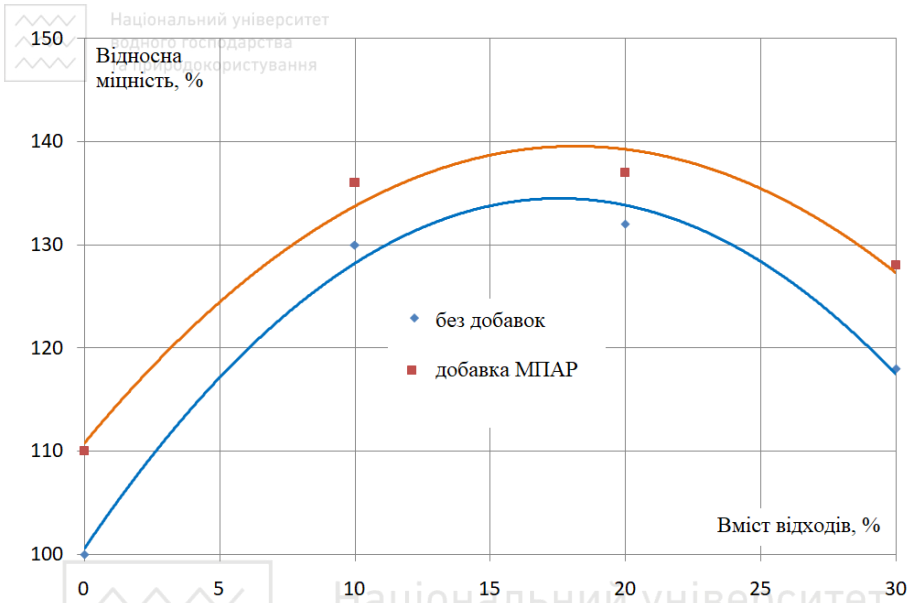


Рис. 3 Вплив вмісту відходів збагачення залізних руд на міцність при стиску бетону, отриманого на основі дисперсної системи «портландцемент - комплексна МПАР - реакційний порошок»

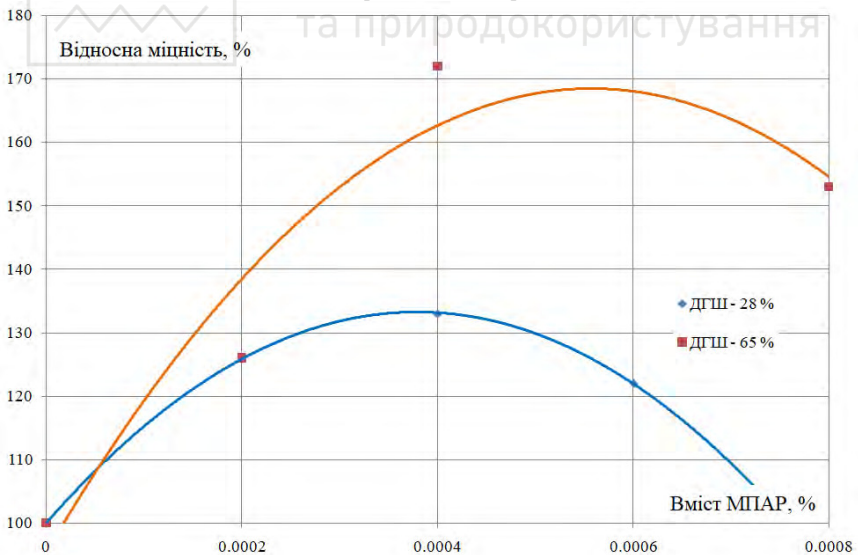


Рис. 4 Вплив вмісту МПАР на міцність при стиску бетону, отриманого на основі дисперсної системи «портландцемент - комплексна МПАР - реакційний порошок» (ДГШ – доменний гранульований шлак)

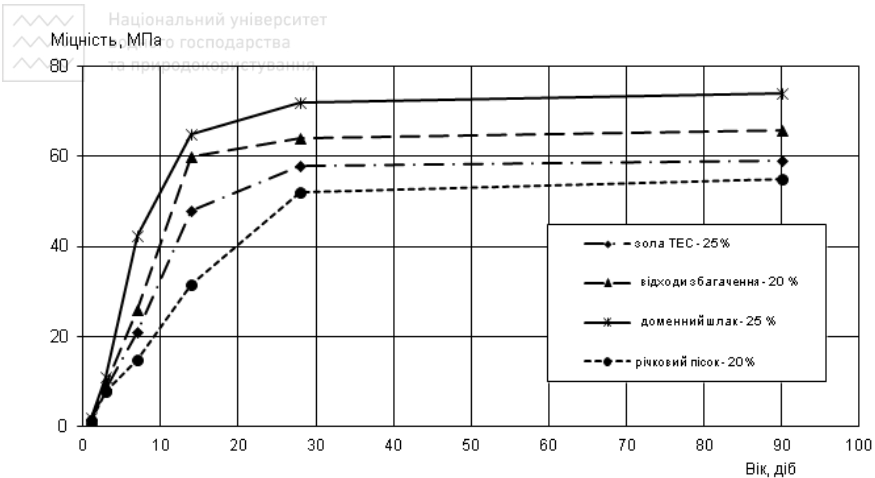


Рис. 5 Зміна в часі міцності при стисненні бетону з В / Ц = 0,35.

Таким чином, не тільки комплексна МПАР, а й реакційний порошок забезпечує збільшення швидкості набору міцності бетоном.

Аналіз результатів виконаних досліджень, показав наявність оптимуму вмісту в досліджуваній системі реакційного порошку, величина якого залежить від виду останнього. Порівняльний аналіз впливу означених видів реакційних порошоків, застосованих при визначенні міцності бетонів, одержуваних на основі досліджуваної системи (рис. 6) показав, що використання в якості реакційного порошку доменного гранульованого шлаку забезпечує найбільший ефект підвищення міцності бетону в порівнянні з іншими реакційними порошками.

Висновки.

Виконанні дослідження та їх результати показали, що застосування колоїдної поверхнево-активної речовини призводить до підвищення ефективності застосування мінеральних порошоків, отриманих, зокрема, із відходів збагачення залізних руд та доменного гранульованого шлаку в реакційно-порошкових бетонах. Найбільш ефективним реакційним порошком, який доцільно використовувати одночасно із МПАР, є доменний гранульований шлак. Це означає, що застосування МПАР більш ефективно для модифікації бетонів на основі шлакопортландцементу ніж для бетонів на портландцементі.

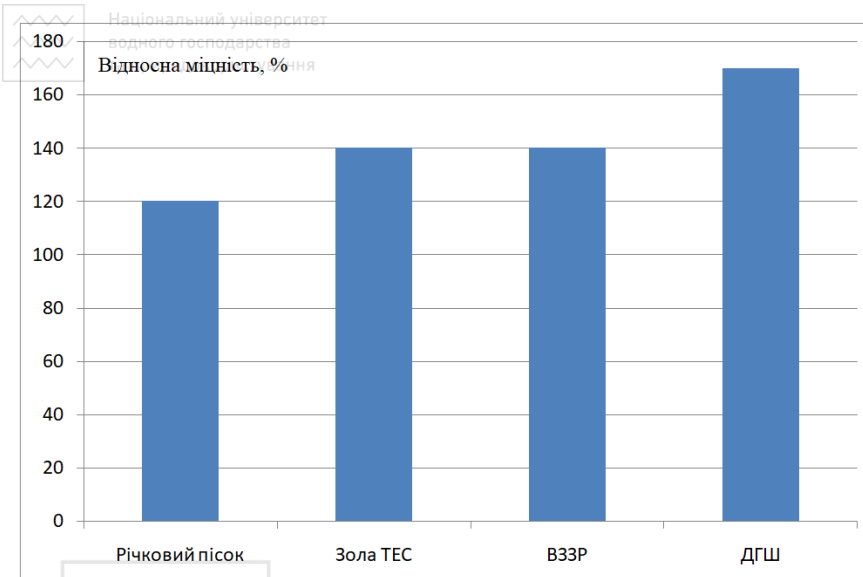


Рис. 6 Порівняння ефективності реакційних порошків (В333 – відходи збагачення залізних руд, ДГШ – доменний гранульований шлак)

- Каприелов С.С., Кардумян Г.С. Новые модифицированные бетоны в современных сооружениях // Бетон и железобетон. 2011. 2. С. 78-82.
- Каприелов С. С., Шейнфельд А. В., Кардумян Г.С. Новые модифицированные бетоны, 2010. – 258 с.
- Фролов А.В., Чумадова Л.И., Черкашин А.В., Акимов Л.И. Экономичность использования и влияние наноразмерных частиц на свойства легких высокопрочных бетонов. //Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. 19. С. 51-61.
- Толстой А.Д., Лесовик В.С., Загороднюк Л.Х., Ковалева И.А. Порошковые бетоны с применением техногенного сырья // Вестник МГСУ. 2015. 11. С. 101-109
- Сопов В.П., Ткачук А.Л. Влияние минеральных добавок на структурообразование цементного камня // Науковий вісник будівництва. 2011. 66. С. 250-254.
- Мороз М.Н., Калашников В.И., Худяков В.А., Василик П.Г. Водостойкий мелкозернистый бетон, гидрофобизированный наночастицами стеарата кальция // Строительные материалы. 2009. 8. С. 55-59.
- Номоев А.В., Лыгденов В.Ц., Урханова Л.А., Лхасаранов С.А. Мелкозернистый цементный бетон с нанодисперсным модификатором // Нанотехнологии в строительстве: научный интернет-журнал. 2010. 4. С. 42-52.
- Христофоров А.И., Христофорова И.А., Кузьмин Д.И. Мелкозернистый бетон, модифицированный органическими соединениями Na+ // Строительство и реконструкция. 2011. 2. С. 104-109.
- Барабаш И.В., Ксьоншкевич Л.М., Крантовська О.М. Високоміцні бетони на механоактивованому в'язучому // Збірник наукових праць УкрДАЗТ. 2014.149. С. 130-136.



10. Морозов Н.М., Боровских И.В. Влияние метакволина на свойства цементных систем // Известия КГАСУ. 2015. 3(33) . 127-132.

11. Краснобаева С.А., Медведева И.Н., Брыков А.С., Стафеева З.В. Свойства материалов на основе портландцемента с добавкой метакволина МКЖЛ // Цемент и его применение. 2015. С. 50-55.

12. Клёсова А.И., Голубева О.А. Влияние комплексных метакволиновых добавок на свойства цементного камня // Проблемы геологии и освоения недр. 2014. С. 672-673.

13. Шишкіна О.О., Шишкін О.О. Дослідження впливу нанокаталізу на формування міцності реакційного порошкового бетону // Восточно-европейский журнал передовых технологий. 2016. 1/6 (79). С. 55-60.

1. Kaprielov S.S., Kardumyan G.S. Novye modifitsirovannye betony v sovremennykh sooruzheniyah // Beton i zhelezobeton. 2011. 2. S. 78-82. 2. Kaprielov S. S., Shejnfeld A. V., Kardumyan G.S. Novye modifitsirovannye betony, 2010. – 258 s.

3. Frolov A.V., Chumadova L.I., Cherkashin A.V., Akimov L.I. Ekonomichnost ispolzovaniya i vliyaniye nanorazmernykh chastic na svoystva legkikh vysokoprochnykh betonov. // Stroitelstvo unikalnykh zdaniy i sooruzhenij. 2014. 19. С. 51-61.

4. Tolstoj A.D., Lesovik B.C., Zagorodnyuk J.I.X., Kovaleva I.A. Poroshkovyye betony s primeneniem tehnogennoy syrya // Vestnik MGSU. 2015. 11. S. 101-109.

5. Sopov V.P., Tkachuk A.L. Vliyaniye mineralnykh dobavok na strukturoobrazovaniye cementnogo kamnya // Nauchnyy visnik budivnictva. 2011. 66. S. 250-254.

6. Moroz M.N., Kalashnikov V.I., Hudyakov V.A., Vasilik P.G. Vodostojkiy melkozernistyj beton, gidrofobizirovannyy nanochasticami stearata kaltsiya // Stroitelnyye materialy. 2009. 8. S. 55-59.

7. Nomoev A.V., Lygdenov V.C., Urhanova L.A., Lhasarano S.A. Melkozernistyj cementnyj beton s nanodispersnym modifikatorom // Nanotehnologii v stroitelstve: nauchnyj internet-zhurnal. 2010. 4. S. 42-52.

8. Hristoforov A.I., Hristoforova I.A., Kuzmin D.I. Melkozernistyj beton, modifitsirovannyy organicheskimi soedineniyami Na+ // Stroitelstvo i rekonstruktsiya. 2011. 2. S. 104-109.

9. Barabash I.V., Ksonshkevich L.M., Krantovska O.M. Visokomicni betoni na mehanoaktivnomu v'yazhuchomu // Zbirnik naukovykh prac UkrDAZT. 2014.149. S. 130-136.

10. Morozov N.M., Borovskih I.V. Vliyaniye metakvoлина на свойства цементных систем // Izvestiya KGASU. 2015. 3(33) . 127-132.

11. Краснобаева С.А., Медведева И.Н., Брыков А.С., Стафеева З.В. Свойства материалов на основе портландцемента с добавкой метакволина МКЖЛ // Цемент и его применение. 2015. С. 50-55.

12. Klyosova A.I., Golubeva O.A. Vliyaniye kompleksnykh metakvoлиnovykh dobavok na svoystva cementnogo kamnya // Problemy geologii i osvoeniya neдр. 2014. S. 672-673.

13. Shishkina O.O., Shishkin O.O. Doslidzhennya vplyvu nanokatalizu na formuvannya micnosti reaktsijnogo poroshkovogo betonu // Vostochno-evropejskij zhurnal peredovykh tehnologij. 2016. 1/6 (79). S. 55-60.



УДК 624.012.35: 620.173

**ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ РОЗРАХУНКУ ЗАХИСНИХ
ФОРТИФІКАЦІЙНИХ СПОРУД**

**MAIN PROVISIONS OF PROTECTED CALCULATION FORTIFICATION
STRUCTURES**

Бабич Є.М. д.т.н., проф., ORCID ID: 0000-0003-1746-9991, **Кочкаръов Д.В.**, д.т.н., проф., ORCID ID: 0000-0002-4525-7315, **Філіпчук С.В.** к.т.н., доц., ORCID ID: 0000-0002-4464-4620 (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне),

Babych Y. Dr, Prof., ORCID ID: 0000-0003-1746-9991, **Kochkarev D. Dr, Prof.**, ORCID ID: 0000-0002-4525-7315, **Filipchuk S.V. candidate of technical sciences, associate professor**, ORCID ID: 0000-0002-4464-4620 (National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne)

Розроблена методологія розрахунку та проектування залізобетонних елементів та конструкцій в умовах високошвидкісних ударних навантажень. Встановлені основні розрахункові залежності розрахунку захисних фортифікаційних споруд дії вогнепальної зброї.

For assignment of the type and class of concrete and conditions of reinforcement the initial data must be given, which include: geometric parameters of the settlement wall or overlap of the fortification structure: the estimated flight is l_0 , m; height (width) H , m; thickness h , m; parameters of the fire weapon, fire influence, which must withstand the protective cover: the speed of the approach of the ammunition to the protective thickness v_c , m / s; the mass of the munition, kg; projectile caliber d , mm; the height of the main part of the projectile H_z , m.

To determine the thickness of the protective structures, the following data is required: - geometric parameters of the calculated wall or overlap of the fortification structure: estimated flight, l_0 , m, height (width) H , m; parameters of the fire weapon, fire influence, which must withstand the protective cover: the speed of the approach of the ammunition to the protective thickness v_c , m/s; mass of ammunition m , kg; projectile caliber d , mm; height of the main part of the projectile H_z , m; class and type of concrete, with given physical and mechanical characteristics; scheme and parameters of the planned reinforcement.

The influence of reinforcement on concrete strength is established. The influence of reinforcement on the strength of concrete should be taken into account in the presence of the following structural conditions: the area of the cross section of the rods per unit length in one and in other directions do not differ by more than 1,5 times; the distance between the rods of one direction does not exceed 150 mm, and do not exceed more than 1/3 of the smaller side of the cross section of the element.

The basic calculation dependences of the calculation of protective fortifications of the firearms effect are developed and established. The methodology of calculation of such types of protective structures is proposed.

Ключові слова:

Міцність, арматура, високоміцний важкий бетон, пробивання
Strength, armature, high-hard concrete, penetration

Вступ. Залізобетонні захисні фортифікаційні споруди мають велике розповсюдження в загальній оборонній системі багатьох держав. В першу чергу завдяки високій міцності та довговічності таких споруд. У таких спорудах відмічена певна специфіка роботи бетону в умовах високошвидкісних ударів [1-3].

В умовах сучасного розвитку зброї різного призначення, одне з головних питань, яке протягом всього розвитку людства є неодмінно важливим, це ефективність тих чи інших конструкцій укриттів, в тому числі безпосередньо бетонних і залізобетонних.

Тому необхідно розробити методологію розрахунку та проектування залізобетонних елементів та конструкцій в умовах високошвидкісних ударних навантажень.

Визначення виду і класу бетону. Для призначення виду і класу бетону та умов армування повинні бути задані вихідні дані, які включають:

- геометричні параметри розрахункової стіни або перекриття фортифікаційної споруди: розрахунковий проліт l_0 , м; висота (ширина) H , м; товщина h , м;
- параметри вогневої зброї, вогнепальний вплив, якої повинно витримувати захисне покриття: швидкість підходу боеприпасу до захисної товщі $v_с$, м/с; маса боеприпасу m , кг; калібр снаряду d , мм; висота головної частини снаряду $H_с$, м.

Допоміжні параметри визначаються за наступними формулами:

- коефіцієнт форми головної частини снаряду λ_1 :

$$\lambda_1 = 0,5 + 0,43 \sqrt{\left(\frac{H_c}{d}\right)^2}; \tag{1}$$

- коефіцієнт калібру снаряду λ_2 :



$$\lambda_2 = 2,8\sqrt[3]{d} - 1,3\sqrt{d}; \quad (2)$$

- коефіцієнт, який враховує форму головної частини снаряду та його калібр:

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2. \quad (3)$$

Коефіцієнти піддатливості проникненню матеріалу з умови, що пробивання відбувається під прямим кутом до поверхні захисної конструкції, за виразом:

$$k_{np} = \frac{hd^2}{\lambda m v_c}. \quad (4)$$

Характеристичні значення призмової міцності бетону призначаються за формулами:

- для важкого бетону (в межах від C15 до C100)

$$f_{fck,prism} = \frac{13,37 - k_{np} \times 10^7}{0,05}; \quad (5)$$

- для дрібнозернистого бетону (в межах від C15 до C80)

$$f_{fck,prism} = \frac{13,75 - k_{np} \times 10^7}{0,05}; \quad (5)$$

- для дрібнозернистого сталевібробетону (в межах від C15 до C80)

$$f_{fck,prism} = \frac{11,55 - k_{np} \times 10^7}{0,05}. \quad (7)$$

За визначеною призмовою міцністю бетону приймається вид і клас бетону та визначаються його основні характеристики: $f_{fck,prism}, f_{c,d}, f_{c,v}, E_c, \epsilon_{c1}, \epsilon_{cu1}$

Значення коефіцієнту піддатливості проникненню для встановленого типу та класу бетону знаходяться за наступними формулами:

- для важкого бетону (від C15 до C100)

$$k_{np} = (13,37 - 0,05 f_{fck,prism}) \times 10^{-7}; \quad (8)$$

- для дрібнозернистого бетону (від C15 до C80)

$$k_{np} = (13,75 - 0,05 f_{fck,prism}) \times 10^{-7}; \quad (9)$$

- для дрібнозернистого сталевібробетону (від C15 до C80)

$$k_{np} = (11,55 - 0,05 f_{fck,prism}) \times 10^{-7}. \quad (10)$$

Глибина проникнення боеприпасу в захисне покриття визначається за формулою

$$h_{np} = \lambda k_{np} \frac{m}{d^2} v_c. \quad (11)$$

Час дії навантаження знаходиться за формулою

$$\tau = \frac{2h_{np}}{v_c}. \quad (12)$$



Граничні деформації стиску відповідного класу та типу бетону ε_{cu} попередньо приймаються рівними $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu1}$.

Швидкість зміни деформацій приймається рівною

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\tau} \quad (13)$$

Значення ε_{cu1} в розрахунках необхідно використовувати з урахуванням зміцнення бетону при впливах динамічного характеру. Для цього необхідно знайти коефіцієнт динамічного зміцнення бетону за формулою:

$$\left\{ \begin{array}{l} DEF_c = \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\varepsilon_{sc}} \right)^{1,026 \alpha_s} \quad \text{при } 30 \times 10^{-6} \leq \dot{\varepsilon} \leq (30 + 23i) c^{-1}; \\ DEF_c = \eta \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\varepsilon_{sc}} \right)^k \quad \text{при } (30 + 23i) \leq \dot{\varepsilon} \leq 300 c^{-1}, \end{array} \right. \quad (14)$$

де $\alpha_s = \frac{1}{5 + 9 f_c / f_{c0}}$, $f_{c0} = 10 \text{ МПа}$;

$$\dot{\varepsilon}_{sc} = 30 \times 10^{-6} c^{-1}, \gamma_s = 10^{(6,15\alpha_s - 2)}, \eta = (1 - 0,3392i) \gamma_s, k = \frac{1 + 0,05i}{3},$$

$$i = \begin{cases} 0 & \text{— для важкого бетону;} \\ 1 & \text{— для сталевібробетону.} \end{cases}$$

У виразах (14): $\dot{\varepsilon}$ – швидкість зростання деформацій, $c^{-1} f_c$ – міцність бетону на стиск при статичній дії навантаження, МПа.

Уточнення значення граничних деформацій стиску відповідного класу та типу бетону здійснюється за формулою:

$$\varepsilon_{cu1,d} = \frac{\varepsilon_{cu1}}{DEF_c} \quad (15)$$

Розбіжність між попередньо прийнятими значеннями граничних деформацій стиску $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu1}$ та $\varepsilon_{cu1,d}$, що отримані за виразом (15) не повинна перевищувати 5%. Якщо різниця більше 5%, необхідно визначити нове значення коефіцієнту динамічного зміцнення, прийнявши $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu1,d}$.

Інші динамічні характеристики бетону вибраного типу та класу знаходяться за формулами:

- коефіцієнт динамічного зміцнення при розтязті

$$DEF = DEF_c^{2/3}; \quad (16)$$

- розрахунковий опір стиску при встановленому динамічному впливі

$$f_{c,d} = DEF_c \times f_c; \quad (17)$$

- розрахунковий опір розтягу при встановленому динамічному впливі

$$f_{ct,d} = DEF \times f_{ct}; \quad (18)$$



- модуль деформацій при встановленому динамічному впливі

$$E_{c,d} = E_c DEF_c^2; \quad (19)$$

- деформаційні характеристики

$$\varepsilon_{c1,d} = \frac{\varepsilon_{c1}}{DEF_c}; \quad (20)$$

$$\varepsilon_{ct1,d} = \frac{\varepsilon_{ct1}}{DEF}; (\varepsilon_{ct1} = 667 \times 10^{-5} \text{ - для фібробетонів}); \quad (21)$$

$$\varepsilon_{ctu} = \frac{\varepsilon_{ctu}}{DEF}; (\varepsilon_{ctu} = 1000 \times 10^{-5} \text{ - для фібробетонів}). \quad (22)$$

За наявності визначених всіх параметрів умова міцності конструкції перевіряється за виразом

$$mv_c^2 \leq \frac{4M_{ult}}{l} h_{np} + \frac{1}{3} M_{ult} \frac{1}{r_{ult}} l. \quad (23)$$

Виконання умови (23) свідчить про те, що вид і клас бетону для конструкції визначено правильно. При невиконанні умови (23) необхідно збільшити клас або тип бетону та повторити розрахунок. В окремих випадках можна змінити конструкцію фортифікаційної споруди або влаштувати обвалування.

Визначення необхідної товщини захисних конструкцій. Для визначення товщини захисних конструкцій необхідні такі дані:

- геометричні параметри розрахункової стіни або перекриття фортифікаційної споруди: розрахунковий проліт l_0 , м, висота (ширина) $H, м$;

- параметри вогневої зброї, вогнепальний вплив, якої повинно витримувати захисне покриття: швидкість підходу боєприпасу до захисної товщі v_c , м/с; маса боєприпасу m , кг; калібр снаряду d , мм; висота головної частини снаряду H_s , м;

- клас та тип бетону, із заданими фізико-механічними характеристиками;

- схема та параметри армування, що планується.

Встановлюється вплив армування на міцність бетону. Вплив армування на міцність бетону необхідно враховувати при наявності наступних конструктивних умов:

1) площі перерізу стержнів на одиницю довжини в одному та в іншому напрямках не відрізняються більш ніж у 1,5 рази;

2) відстань між стержнями одного напрямку не перевищують 150 мм, і не перевищують більше, ніж 1/3 меншої сторони перерізу елемента.

Якщо конструктивні умови армування відповідають конструктивним умовам, приведена міцність бетону з урахуванням армування визначається за формулою

$$f_{c,red} = f_{fck,prism} + \varphi \mu_{xy} f_{s,xy}, \quad (24)$$



де $f_{s,xy}$ – розрахунковий опір арматури,

φ – коефіцієнт ефективності армування, що визначається за виразом

$$\varphi = \frac{I}{0,23 + \psi}, \quad (25)$$

$$\psi = \frac{\mu_{xy} f_{s,xy}}{f_c + 10}, \quad (f_c, f_{s,xy} - \text{в МПа}), \quad (26)$$

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s}. \quad (27)$$

Для дрібнозернистого бетону коефіцієнт φ приймається не більше одиниці.

У виразах (24) і (27):

n_x, A_{sx}, l_x – відповідно число стержнів, площа поперечного перерізу і довжина стержня в одному напрямку;

n_y, A_{sy}, l_y – те саме, в іншому напрямку;

A_{ef} – площа перерізу бетону, що знаходиться в середині контуру сіток, (рис. 2);

s – відстань між стержнями в напрямку дії динамічного навантаження (рис. 2).

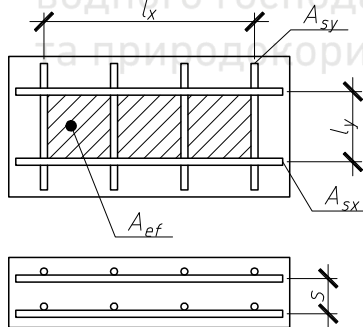


Рис. 2– До визначення приведеної міцності бетону

Якщо умови армування не відповідають конструктивним умовам, попередньо встановлюється значення коефіцієнту піддатливості проникненню для встановленого типу та класу бетону за формулами:

- для важкого бетону (від C15 до C100)

$$k_{np} = (13,37 - 0,05 f_{fck,prism}) \times 10^{-7}; \quad (28)$$

- для дрібнозернистого бетону (від C15 до C80)

$$k_{np} = (13,75 - 0,05 f_{fck,prism}) \times 10^{-7}; \quad (29)$$

- для дрібнозернистого сталевібробетону (від C15 до C80)



$$k_{np} = (11,55 - 0,05 f_{fck,prism}) \times 10^{-7}. \quad (30)$$

У випадку залізобетонної плити із армуванням, що відповідає конструктивним вимогам, у виразах (28) - (30) необхідно замість $f_{fck,prism}$ приймати $f_{c,red}$.

Глибина проникнення боєприпасу в захисне покриття встановлюється за формулою:

$$h_{np} = \lambda k_{np} \frac{m}{d^2} v_c. \quad (31)$$

Товщина захисної конструкції приймається не менше глибини проникнення боєприпасу $h \geq h_{np}$.

Час дії навантаження знаходиться за формулою:

$$\tau = \frac{2h}{v_c}. \quad (32)$$

Граничні деформації стиску відповідного класу та типу бетону попередньо призначаються при $\dot{\epsilon}_{cu} = \epsilon_{cu1}$.

Швидкість зміни деформацій визначається за формулою:

$$\dot{\epsilon} = \frac{\epsilon_{cu}}{\tau}. \quad (33)$$

Коефіцієнт динамічного зміцнення бетону знаходиться за формулою:

$$\left\{ \begin{array}{l} DEF_c = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\epsilon_{sc}} \right)^{1,026\alpha_s} \quad \text{при } 30 \times 10^{-6} \leq \dot{\epsilon} \leq (30 + 23i) c^{-1}; \\ DEF_c = \eta \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\epsilon_{sc}} \right)^k \quad \text{при } (30 + 23i) \leq \dot{\epsilon} \leq 300 c^{-1}, \end{array} \right. \quad (34)$$

$$\text{де } \alpha_s = \frac{1}{5 + 9 f_c / f_{c0}}, f_{c0} = 10 \text{ МПа}; \dot{\epsilon}_{sc} = 30 \times 10^{-6} c^{-1}, \gamma_s = 10^{(6,15\alpha_s - 2)},$$

$$\eta = (1 - 0,3392i)\gamma_s, k = \frac{1 + 0,05i}{3}, i = \begin{cases} 0 - \text{для важкого бетону;} \\ 1 - \text{для сталевіфробетону.} \end{cases}$$

Значення граничних деформацій стиску відповідного класу та типу бетону обчислюється за формулою:

$$\epsilon_{cu1,d} = \frac{\epsilon_{cu1}}{DEF_c}. \quad (35)$$

Обчислюється різниця між попередньо прийнятими значеннями граничних деформацій стиску $\epsilon_{cu} = \epsilon_{cu1}$ та $\epsilon_{cu1,d}$, яка не повинна перевищувати 5%. Якщо різниця більше 5%, визначаємо нове значення коефіцієнту динамічного зміцнення, прийнявши $\epsilon_{cu} = \epsilon_{cu1,d}$.



Динамічні характеристики бетону вибраного класу та типу знаходяться за формулами:

- коефіцієнт динамічного зміцнення при розтязі

$$DEF = DEF_c^{2/3}; \quad (36)$$

- розрахунковий опір стиску при встановленому динамічному впливі

$$f_{c,d} = DEF \times f_c; \quad (37)$$

- розрахунковий опір розтягу при встановленому динамічному впливі

$$f_{ct,d} = DEF \times f_{ct}; \quad (38)$$

- модуль деформацій при встановленому динамічному впливі

$$E_{c,d} = E_c DEF_c^2; \quad (39)$$

- деформаційні характеристики

$$\varepsilon_{c1,d} = \frac{\varepsilon_{c1}}{DEF}; \quad (40)$$

$$\varepsilon_{ct1,d} = \frac{\varepsilon_{ct1}}{DEF}; (\varepsilon_{ct1} = 667 \times 10^{-5} \text{ – для фібробетонів}); \quad (41)$$

$$\varepsilon_{ctu} = \frac{\varepsilon_{ctu}}{DEF}; (\varepsilon_{ctu} = 1000 \times 10^{-5} \text{ – для фібробетонів}). \quad (42)$$

Коефіцієнти динамічного зміцнення арматури необхідно визначати за графіком, наведеним на рис. 3. Значення межі текучості арматури у залежності від її класу при динамічних впливах знаходиться за рис. 4 або за системою:

$$f_{y,d} = DEF_s \times f_y = \begin{cases} A - 240, \left(1 + 2,227 \times \dot{\varepsilon} \right) f_y \leq 1,48; \\ A - 400, \left(1 + 1,272 \times \dot{\varepsilon} \right) f_y \leq 1,27; \\ A - 500, \left(1 + 0,75 \times \dot{\varepsilon} \right) f_y \leq 1,15. \end{cases} \quad (43)$$

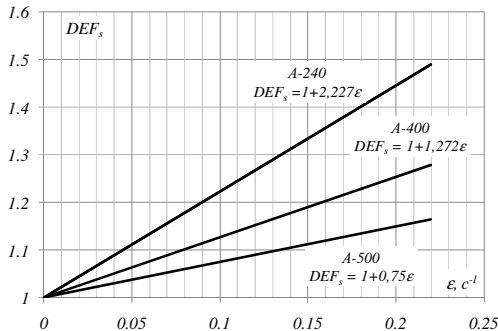


Рис. 3 Зміна коефіцієнта зміцнення арматурної сталі залежно від швидкості зміни деформацій

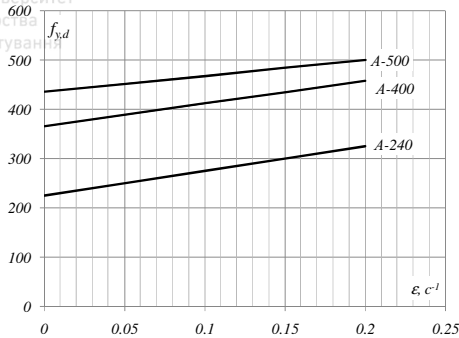


Рис. 4 Залежність межі текучості при динамічних впливах $f_{y,d}$

від швидкості зміни деформацій $\dot{\epsilon}$

За отриманими параметрами перевіряється умова

$$mv_c^2 \leq \frac{4M_{ult}}{l} h_{np} + \frac{1}{3} M_{ult} \frac{l}{r_{ult}} \quad l. \quad (44)$$

Якщо умова (44) виконується, то вважається, що вид і клас бетону, армування і товщина конструкції встановлені вірно. За невиконання умови (44) необхідно збільшити товщину захисного покриття та повторити розрахунок.

Висновок. Розроблені та встановлені основні розрахункові залежності розрахунку захисних фортифікаційних споруд дії вогнепальної зброї. Запропонована методологія розрахунку таких типів захисних споруд.

1. Дворкін Л.Й., Бабич Є.М., Житковський В.В., Бордюженко О.М., Філіпчук С.В., Кочкар'ов Д.В., Ковалик І.В., Ковальчук Т.В., Скрипник М.М. Високоміцні швидкотверднучі бетони та фібро бетони – Рівне: НУВГП, 2017. 331 с.

2. Babych, Y., Filipchuk, S., Fenko, O., "Mathematical modeling of the resistance of pulling out steel bars from high strength concrete," International Journal of Engineering and Technology (UAE), vol. 7 (3.2), pp. 516-521, May 2018.

3. Бабич Є.М., Кочкар'ов Д.В., Філіпчук С.В.. Оцінювання міцнісних і деформаційних характеристик високоміцних бетонів при динамічних впливах. "Наука та будівництво" Журнал – Київ: НДІБК, 2017. – № 4. – С. 15–21.

1. Dvorkin L.J., Babich E.M., ZHitkovs'kij V.V., Bordyuzhenko O.M., Filipchuk S.V., Kochkar'ov D.V., Kovalik I.V., Koval'chuk T.V., Skripnik M.M. Visokomichni shvidkotverdnuchi betoni ta fibro betoni – Rivne: NUVGP, 2017. 331 s.

2. Babych, Y., Filipchuk, S., Fenko, O., "Mathematical modeling of the resistance of pulling out steel bars from high strength concrete," International Journal of Engineering and Technology (UAE), vol. 7 (3.2), pp. 516-521, May 2018.

3. Babych Ye.M., Kochkarov D.V., Filipchuk S.V.. Otsiniuvannia mitsnisnykh i deformatsiinykh kharakterystyk vysokomitsnykh betoniv pry dynamichnykh vplyvakh. "Nauka ta budivnytstvo" Zhurnal – Kyiv: NDIBK, 2017. – № 4. – S. 15–21.



МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ МОДИФІКОВАНОЇ СИЛОРОМ ДЕРЕВИНИ З СТИМУЛЯЦІЄЮ ПРОСОЧЕННЯ УЛЬТРАЗВУКОМ ЗА РОБОТИ НА СТИСК ВЗДОЖ ВОЛОКОН

THE METHOD OF EXPERIMENTAL RESEARCH OF SILOR MODIFIED WOOD WITH ULTRASONIC STIMULATION OF IMPREGNATION DURING WORK ON COMPRESSION ALONG THE FIBER

Гомон С.С., к.т.н., доц., ORCID 0000-0003-3401-0760 (Національний університет водного господарства та природокористування, Україна, м.Рівне)

Gomon S.S, candidate of technical sciences, associate professor (National university of water and environmental engineering , Rivne)

Розроблено методику експериментальних досліджень роботи сухої цільної, клеєної деревини різних порід та модифікованої деревини полімерною композицією "СИЛОР" із стимуляцією просочення ультразвуком. Показано конструкцію дослідних зразків призм з цільної, клеєної деревини конструктивних розмірів та особливості розміщення приладів на них.

The researches of foreign and domestic scientists engaged in the modification of wood of various breeds and varieties (improvement of physical and mechanical properties) during the last decades have been analyzed. The paper deals with the analysis of the influence of ultrasound on the process of mass transfer of composite liquids to the body of solid and glued wood to accelerate the modification. The method of experimental research of the work of dry solid and glued wood of various breeds and wood modified with polymer composition "Silor" under the action of longitudinal compression has been developed. The design of experimental samples of prisms from a single, glued wood of constructive dimensions and features of placing of devices on them is shown. The features of test specimens manufacturing, in particular drying and modification processes, are presented. The process of modification of solid and laminated wood by ultrasound stimulation is described. To achieve maximum results (maximum filling with a polymer composition of the wood structure), the frequency of ultrasound varies. Also, the conditions of the external environment in which wood (moisture, temperature) will be investigated are characterized. The tasks for research of load-carrying capacity and determination of physical and mechanical properties of modified wood with a polymer composite "SILOR" mass transfer stimulation by ultrasound and their economic efficiency are set.

Ключові слова: Деревина, деформації, навантаження, стиск, модифікована деревина.
Wood, deformation, loadings, compression, modified wood.

Вступ. Якісної деревини хвойних порід, що використовується в капітальному будівництві, стає дедалі менше, і розумний шлях в цій ситуації — використання менш малоцінних м'яких порід деревини наряду з безвідходним використанням сировини, підвищення якості виробів за допомогою сучасних технологій модифікації. Отже, модифікованою називають таку деревину, яка має підвищені фізико-механічні властивості в порівнянні з необробленою деревиною за рахунок дії на неї різних факторів впливу (температури, тиску, хімічних речовин та ін.) [1, 2, 3]. Без сумніву клеєна та й суцільна деревина є перспективним будівельним матеріалом, який все ще ховає великий потенціал і тому його можна назвати матеріалом нинішнього та майбутнього із-за дегенеративності. Але модифікована деревина, особливо клеєна, має ще перспективніше майбутнє. Довговічність роботи такої деревини забезпечується відповідною технологічністю та екологічністю виготовлення, а також економічністю експлуатації.

Із поширенням застосування в будівництві дощатоклеєної деревини виникає необхідність підсилення існуючих конструкцій. На сьогодні існують різні методи підсилень, одні з них передбачають зміну конструктивної схеми, а інші — розвантаження конструкцій. Підсилення, ефективність якого нами вивчається, передбачає просочення, при стимулюванні ультразвуком, деревини полімерною композицією «Силор».

Стан питання та задачі дослідження. В умовах здорожчання енергозатратних будівельних матеріалів використання нових хімічних засобів модифікації деревини дає можливість дерев'яним конструкціям ще більш ширше конкурувати у практичному застосуванні з іншими матеріалами на будівництві. Однак фізико-механічні властивості, як суцільної та клеєної деревини, так і модифікованої деревини хвойних та малоцінних м'яких порід потребують детального всебічного дослідження.

Саме тому, метою досліджень стало вивчення впливу полімерної композиції «СИЛОР» на різні властивості клеєної деревини за роботи на стиск вздовж волокон. При обробці деревини композицією «СИЛОР» він перетворюється з мономера в полімер. Початком досліджень впливу полімерної композиції «СИЛОР» на несучу здатність та деформативність цільної та клеєної деревини вздовж та поперек волокон за дії статичного та малоциклових повторних навантажень закладено в роботах [4, 5, 6]. У зв'язку з тим, що полімерна композиція не повністю заповнює структуру деревини при просочуванні в природних умовах твердіння [6] і потребує великих затрат часу, тому для ще більшого просочування мономера в деревину та можливого збільшення несучої здатності матеріалу спробуємо використати ультразвук.

Існуючі на сьогоднішній день методики прогнозування міцності та довговічності анізотропного матеріалу [7] з клейовими швами базуються на побудованій математичній моделі довговічності матеріалу та клейових швів,

що враховує рівень тривалих навантажень, вологість та температуру навколишнього середовища експлуатації, але не враховують змінність навантажень. Отже, для забезпечення надійності роботи будівельних конструкцій необхідно вивчати поведінку таких конструкцій в умовах максимально наближених до реальних.

Методика досліджень та конструкція зразків. Для проведення випробувань було виготовлено зразки розмірами 45x45x250 мм з суцільної та клеєної деревини, які склеєні з дощок сосни товщиною $25 \pm 0,1$ мм. Дощки склеювалися по пласту між собою з використанням резорцинового клею Casco Silva, класу вологостійкості D3 відповідно EN 204/205. Вирізання зразків для серій випробувань проводили з однієї довгої заготовки з цільної деревини чи балки з клеєної деревини. Прийняті розміри призми з суцільної та клеєної деревини дали можливість уникнути впливу тертя між плитою преса та торцями зразків на міцність матеріалу та врахувати вплив макроструктури будови деревини як матеріалу [8]. Дощатоклеєні дерев'яні балки, з яких були вирізані зразки і використані в експериментальному дослідженні виготовлялися в заводських умовах зі струганих дощок [9]. Висушування пиломатеріалів з деревини для виготовлення зразків проводилося на протязі одного року за нормальної вологості середовища в 60-70% та температури 18-21°C з доведенням до необхідної проектної вологості в 10...12% [9, 10] у термокамері на протязі трьох тижнів.

Допустимі відхилення від номінальних розмірів робочої частини при виготовленні зразків не перевищували $\pm 0,5$ мм. Будь-яка величина, взята в межах допустимого відхилення, була витримана по всьому зразку з точністю до $\pm 0,1$ мм. Розміри зразка, що не входять до розрахункових формул (наприклад, довжина зразка на стиск), були витримані з точністю до ± 1 мм. Робочі поверхні зразків були чисто оброблені.

Для наклеювання тензодатчиків [11] використаємо клей БФ-2. Місця розташування датчиків розмічаються. Для випробувань будуть використані тензорезистори базою 10 мм. Схема розташування тензодатчиків та геометричні розміри зразків зображена на рис.1. Випробування буде виконуватися з використанням тензометричної системи СІИТ-3М за допомогою гідравлічного пресу. На початку випробувань кожен із зразків з деревини буде відцентрований спочатку за геометричними осями, а згодом і за фізичними.

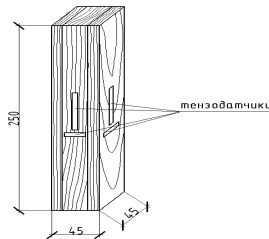


Рис.1. Геометричні розміри зразків та схема розташування тензодатчиків



Випробування зразків буде проводитися у дві серії. Випробування першої серії буде необхідне для встановлення руйнівного значення навантаження та деформативності зразків з суцільної та клеєної деревини. А в другій - з метою встановлення руйнівного навантаження, деформативності та модуля пружності зразків з деревини модифікованих силором з різним терміном просочення деревини полімером природним шляхом [4, 5, 6] та за допомогою ультразвуку [10, 12, 13].

Просочення дослідних зразків природним шляхом виконували за групами за допомогою повного занурення в посудину із полімерною композицією на: перша група ПС-15 на 15хв, друга - ПС-30 на 30хв, третя - ПС-60 - 60хв, четверта - ПС-120 - 120хв, п'ята - ПС-240 - 240хв, шоста - ПС-360 - 360хв та сьома - ПС-720 на 720хв. В кожній групі буде по три зразки-близнюки, які просочені з кожною заданою тривалістю. Проникнення полімерної композиції «СИЛОР» в товщу зразків проходитиме шляхом додаткового стимулювання за допомогою ультразвуку, в посудині в горизонтальному положенні при повному зануренні в полімерний розчин. Стимулювати просочення полімерної композиції «СИЛОР» в товщу зразків за допомогою ультразвуку передбачається проводити за рекомендаціями [14]. Доступ полімерної композиції до всіх сторін призм у всіх випадках забезпечувався відстанями між дном, стінками посудини та зразком, які будуть утворюватися за допомогою дроту діаметром 3мм. Змішування компонентів проводимо зі співвідношенням 1:4 (одна частина це полізоціанат + трихлоретилфосфат та 4 частини - етилацетату). Просочування всіх зразків проводитиметься при температурі повітря 19°C. Після відведеного часу просочування призми будуть вийматися і просушуватися при температурі 18-21°C протягом двох днів. Властивості полімерної композиції приведено в роботі [6], а детальне дозування та співвідношення компонентів приведено в патенті та технічних умовах [15,16].

Частота ультразвуку буде варіюватися для досягнення максимального результату, тобто максимального заповнення силором структури деревини. Ультразвук буде створюватися за допомогою приладу УК-14ПМ.

Всі зразки будуть досліджуватися з ступеневим прикладанням одноразового короткочасного навантаження з ступенем в 0,1 $F_{руйн}$, та з витримкою на кожному ступені для зняття показів з тензодатчиків в повздовжньому та поперечних напрямках.

Висновки. 1. В результаті просочення дощатоклеєної деревини відбувається формування полімеру в порах деревини (трахеїдах, капілярах і променевиx клітинах). Отриманий полімер може допомогти уникнути потенційного пошкодження вилуженими консервантами обробленої деревини з навколишнього середовища і не змінює колір деревини.

2. Раніше нами встановлено особливості впливу тривалості просочення полімерним композитом “СИЛОР” на міцність та деформативність

доштокклеєної деревини при центральному стиску вздовж волокон, які заключаються в наступному:

а) з ростом тривалості просочення композитом, міцність модифікованої клеєної деревини збільшується, і за просочення в 720 хвилин вона зростає на 19%;

б) з ростом тривалості просочення композитом, відносна деформативність модифікованої деревини постійно зменшується і за просочення на протязі 720 хвилин вона знизилася: вздовж волокон на 22%; поперек перпендикулярно до клеєного шва на 27,1%; поперек паралельно клеєному шву на 45%.

3. Розроблено методику експериментальних досліджень роботи сухої цільної, клеєної деревини різних порід та модифікованої деревини полімерною композицією "СИЛОР" з стимуляцією просочення ультразвуком.

1. Шамаев В.А. Химико-механическое модифицирование древесины / В.А. Шамаев // монография. - М., 2003. - 260 с.

2. Машкин Н.А. Эксплуатационная стойкость модифицированной древесины в строительных изделиях и ее технологическое обеспечение /Машкин Николай Алексеевич // Дис. д.т.н. - Новосибирск:НГАСУ, 2000. - 366 с.

3. Шамаев В.А. Проблемы изготовления модифицированной древесины / В.А. Шамаев // Известия высших учебных заведений "Лесной журнал", 2005. - С. 89-92.

4. Гомон С.С. Работа модифікованої силором деревини поперек волокон за дії малоциклових навантажень / С. С. Гомон, Т. А. Сасовський // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: НУВГП, 2010. – Випуск 20. – С. 170 -174.

5. Сасовський Т.А. Витривалість деревини малоцикловим повторним навантаженням при роботі на стиск поперек волокон / Т.А. Сасовський / Устойчивое развитие городов. - Харків: ХНАГХ - часть 1. - 2011 - С. 131-132.

6. Гомон С.С. Дослідження модифікованої силором клеєної деревини на стиск вздовж волокон/С.С. Гомон, С.С. Гомон, А.В. Зінчук/ Всеукраїнський науково-технічний журнал "Вісті Донецького гірничого інституту", ДВНЗ "Донецький НТУ", №1(40). Покровськ, 2017.- С. 134-138.

7. Ашкенази Е.К. Анизотропия конструкционных материалов / Е.К. Ашкенази, Э.В. Ганов. – Ленинград: Машиностроение, 1980. –247с.

8. Тутурин С.В. Механическая прочность древесины/Сергей Викторович Тутурин/ Дис. д. т. н. – М.: МГУ, 2005. – 318с.

9. ГОСТ 23551-79. Древесное сырье для изготовления модифицированной древесины. Технические условия. М.: Стройиздат.- 1979 – 15с.

10. ГОСТ 24329-80. Древесина модифицированная. Способы модифицирования. М.: Стройиздат.- 1980 – 16с.

11. ГОСТ 21615–76 Тензорезисторы. Методы определения характеристик. – М.: Стройиздат, 1976. – 10 с.

12. Сайдалимов С.А. О действии ультразвука на лигнин / С.А. Сайдалимов, Л.С. Смирнова, Х.А. Абдуазимов // Химия древесины, 1977. №2. С. 43–44.

13. Антонова, Г.Ф. Влияние ультразвука на лигнин древесины дуба / Г.Ф. Антонова, А.В. Баженов, Т.Н. Вараксина, Н.Т. Коновалов, Н.Н. Коновалова, В.В. Стасова // Химия растительного сырья, №3, 2006. - С. 5-16.

14. Патент на изобретение №2391202 РФ «Способ получения модифицированной древесины», МПК В27К, 10.06.2010.

15. Патент на винахід №40068 А України «Спосіб ізоляції і зміцнення та полімерна композиція для його здійснення “СИЛОП”», 16.07.2001 р., Бюл. №6.

16. ТУ У 24.1-19478158-001-2004. Композиція полімерна. Технічні умови.

1. Shamayev V.A. Khimiko-mekhanicheskoye modifitsirovaniye drevesiny / V.A. Shamayev // monografiya. - M., 2003. - 260 s.

2. Mashkin N.A. Ekspluatatsionnaya stoykost' modifitsirovannoy drevesiny v stroitel'nykh izdeliyakh i yeye tekhnologicheskoye obespecheniye /Mashkin Nikolay Alekseyevich // Dis. d.t.n. - Novosibirsk:NGASU, 2000. - 366 s.

3. Shamayev V.A. Problemy izgotovleniya modifitsirovannoy drevesiny / V.A. Shamayev // Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy "Lesnoy zhurnal", 2005. - S. 89-92.

4. Gomon S.S. Robota modifikovanoy SILORA derevyny poperek volokon za Diyi malotsyklovykh NAVANTAZHENNYA / S. S. Gomon, T. A. Sasovs'kiy // Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, Budivli ta sporudy. - Rivne: NUVHP, 2010. - Vypusk 20. - S. 170 -174.

5. Sasovs'kiy T.A. Vytryvalist' derevyny malotsyklova povtorno navantazhennya pry rabote na stisk poperek volokon / T.A. Sasovs'kiy / Stalyy rozvytok mist. - Kharkiv: KHNAMH - chastyna 1. - 2011 - S. 131-132.

6. Gomon S.S. Doslidzhennya modifikovanoy SILORA kleyenoyi derevyny na stisk vzdovzh volokon / S.S. Gomon, S.S. Gomon, A.V. Zinchuk / Vseukrayins'kyi naukovotekhnichnyy zhurnal "Visti Donets'koho hirnychoho instytutu", DVNZ "Donets'kiy NTU", №1 (40). Pokrovs'ka, 2017.- S. 134-138.

7. Ashkenazi Ye.K. Anizotropiya konstruktsionnykh materialov / Ye.K. Ashkenazi, E.V. Ganov. – Leningrad: Mashinostroyeniye, 1980. –247s.

8. Tuturin S.V. Mekhanicheskaya prochnost' drevesiny/Sergey Viktorovich Tuturin/ Dis. d. t. n. – M.: MGU, 2005. – 318s.

9.GOST 23551-79. Drevesnoye syr'ye dlya izgotovleniya modifitsirovannoy drevesiny. Tekhnicheskiye usloviya. M.: Stroyizdat.- 1979 – 15s.

10. GOST 24329-80. Drevesina modifitsirovannaya. Sposoby modifitsirovaniya. M.: Stroyizdat.- 1980 – 16s.

11. GOST 21615–76 Tenzorezistory. Metodi opredileniya kharakteristik. – M.: Stroyizdat, 1976. – 10 s.

12. Saydalimov S.A. O deystvii ul'trazvuka na lignin / S.A. Saydalimov, L.S. Smirnova, KH.A. Abduazimov // Khimiya drevesiny, 1977. №2. S. 43–44.

13. Antonova G.F. Vliyaniye ul'trazvuka na lignin drevesiny duba / G.F. Antonova, A.V. Bazhenov, T.N. Varaksina, N.T. Konovalov, N.N. Konovalova, V.V. Stasova // Khimiya rastitel'nogo syr'ya, №3, 2006. - S. 5-16.

14. Patent na izobreteniyе №2391202 RF «Sposob polucheniya modifitsirovannoy drevesiny», МПК В27К, 10.06.2010.

15. Патент на wynakhid №40068 А Украйны «Спосіб ізоляції і зміцнення та полімерна композиція для його здійснення “SYLOR”», 16.07.2001 р., Бул. №6.

16. ТУ У 24.1-19478158-001-2004. Композиція полімерна. Технічні умови.



РОЗРАХУНОК КОСОЗІГНУТИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ БАЛОК З ВИКОРИСТАННЯМ ДЕФОРМАЦІЙНОЇ МОДЕЛІ

CALCULATION OF THE WOODEN BEAMS UNDER THE CONDITIONS OF SLANTING BENDING USING THE DEFORMATION MODEL

Гомон С.С., к.т.н., проф. ORCID-0000-0003-2080-5650, Гомон П.С., к.т.н., доцент, Павлюк А.П., аспірант ORCID-0000-0003-3958-0519 (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Gomon S.S, candidate of technical sciences, professor, Gomon P.S., candidate of technical sciences, associate professor, Pavluk A.P., post-graduate student (National University of Water and Environmental Engineering, Rivne)

Наведено методику розрахунку міцності дерев'яних балок, що знаходяться в умовах косоного згину з використанням деформаційної моделі, яка враховує більш реально роботу таких елементів.

The practice of designing building structures shows that bending is one of the most common types of deformation in construction. Oblique bend is a kind of direct bend in which the distribution of stresses in the cross section of the beam is much more complicated than the straight normal bend. The setting of moment for oblique bend is an important characteristic of the work of structures, since in this complex stress-deformed state, the outer fibers of wood are exposed to varying stresses of compression and tension.

The work of the most of today's known experimental researches of wood structures was studied for direct bending. In the current design standards of wooden structures the calculation of oblique bend is based on the rules of resistance of materials, which are valid only when the direction of the load passes through the geometric center of the cross-section of the element. Therefore, there is a need for a more profound study of oblique bend with the use calculation methods that take into account the actual work of such structures.

Oblique bend of wooden beams – the kind of deformation, in which the direction of the external load does not coincide with the main axis of the cross section of the element. Flexible stress-strain condition that occurs behind the oblique bend requires detailed research at various levels of loading of structures from the beginning of the application of the load and to the destruction. The setting of moment of bending elements is the main characteristic in the calculations for the first group of boundary states, so this study is relevant today.

In this article the method of calculating the bearing capacity of beams behind the slanting bend using a deformation model is developed. According to the developed method, the bearing capacity of the lacquered beams and their comparison with the magnitudes of destructive loads determined by the theoretical method are determined.

Ключові слова:

Деревина, несуча здатність, косий згин, деформації, напруження, деформаційна модель.

Wood, caring capacity, slanting bend, deformation, strain, deformation model.

Вступ. На сьогоднішній день в сучасних умовах будівельної галузі нашої країни досить велике значення має економія ресурсів при будівництві будівель і споруд різного призначення. Деревина як будівельний матеріал завдяки своїй невеликій масі, легкості в обробці та теплотехнічним характеристикам є хорошим економічним варіантом в будівництві.

Розрахунки дерев'яних будівельних конструкцій, які дають змогу більш точно врахувати їх реальну роботу на різних рівнях навантаження в сучасній науці потребують розвитку, так як відомо, що норми проектування передбачають великий запас міцності в розрахунках дерев'яних елементів, зокрема згинальних. За згину та косоного згину у крайніх волокнах балок виникають зусилля стиску та розтягу. Діючі норми проектування [1] не враховують в повній мірі роботу деревини в цих зонах, що призводить до заниження їх несучої здатності при виконанні розрахунків згідно даних норм.

Стан питання та задачі дослідження. Згин – один з найбільш розповсюджених видів напружено деформованого стану в будівельних конструкціях, дослідженням якого займалися [2,3,4]. Дослідження косоного згину, який є одним з різновидів згину, обмежені загальноприйнятими правилами опору матеріалів [5,6,7]. Діючі норми [1] розрахунок міцності косозігнутих елементів пропонують проводити за формулами :

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \tag{1}$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \tag{2}$$

де $\sigma_{m,z,d}, \sigma_{m,y,d}$ – розрахункові напруження згину відносно відповідних осей; $f_{m,y,d}, f_{m,z,d}$ - розрахункові значення міцності за згину; k_m - коефіцієнт,

що враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу в поперечному перерізі.

Формули 1 та 2 дозволяють провести розрахунок міцності косозігнутих балок в пружній стадії їх роботи. Дослідження дерев'яних балок за косоного згину [8,9,10,11,12] показали, що за рівня навантаження $0,8M_{\max}$ (M_{\max} - максимальний згинаючий момент, який сприймає переріз балки) в стиснутій зоні чистого згину утворюється складка. Утворення даної складки призводить до зміни епюри напружень стиснутої зони - максимальні напруження стиску фіксуються дещо нижче найвіддаленіших шарів деревини. Цей факт формули 1 та 2 не враховують. Тому, метою даної роботи є розробити розрахунок несучої здатності дерев'яних балок в умовах косоного згину, який би враховував їх реальну роботу.

Методика досліджень. Розроблена методика розрахунку дерев'яних балок прямокутного перерізу за деформаційною моделлю заснована на таких передумовах:

- для розрахунку використовується нормальний переріз до поздовжньої осі елемента в середині прольоту балки;
- напруження в нормальному перерізі обчислювались за допомогою двох функцій 3 та 4 [12];
- розглядаються елементи, в яких вплив поперечної сили на прогини не суттєвий;
- середні значення тимчасового опору дерев'яних елементів прийняті як розрахункові;
- деформації стиснутої зони прийняті зі знаком мінус, розтягнутої – зі знаком плюс.

За критерій втрати несучої здатності перерізу прийнято:

- руйнування розтягнутої зони деревини за досягнення найбільш розтягнутим шаром граничних значень деформацій;
- екстремальний критерій - втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями.

Напруження в нормальному перерізі балки обчислювались за допомогою функцій [20]:

$$f_1(u) = \sigma_{c,d} = k_1 \cdot u_{c,d} + k_2 \cdot u_{c,d}^2 = E_c \frac{1}{\rho} z + k_2 \left(\frac{1}{\rho}\right)^2 z^2, \quad (3)$$

$$f_2(u) = \sigma_{t,d} = E_t \cdot u_{t,d} = E_t \frac{1}{\rho} z, \quad (4)$$

де E - модуль пружності деревини при розтягу; $u_{t,d}$ - відносні деформації за розтягу деревини; $u_{c,d}$ - відносні деформації за стиску деревини; k_1, k_2 - коефіцієнти поліному; $f_1(u)$ - напруження розтягнутої зони; $f_2(u)$ - напруження стиснутої зони; z - відстань від нейтральної лінії до довільної точки в стиснутій та розтягнутій зонах; E_c, E_t - модуль пружності деревини за стиску та розтягу відповідно; $\frac{1}{\rho}$ - кривизна згинального елемента.



Коефіцієнти поліномів обчислювались за формулами [20]:

$$k_1 = \frac{2 \cdot f_{c,o,d}}{u_{c,fin,d}}, \quad (5)$$

$$k_2 = -\frac{f_{c,o,d}}{u_{c,fin,d}^2}, \quad (6)$$

де $f_{c,o,d}$ - розрахункове значення стиску вздовж волокон; $u_{c,fin,d}$ - повні відносні деформації за стиску деревини вздовж волокон.

Розподіл напружень та деформацій в нормальному перерізі балки, який розраховуємо в умовах косоного згину, наведено на рис. 1.

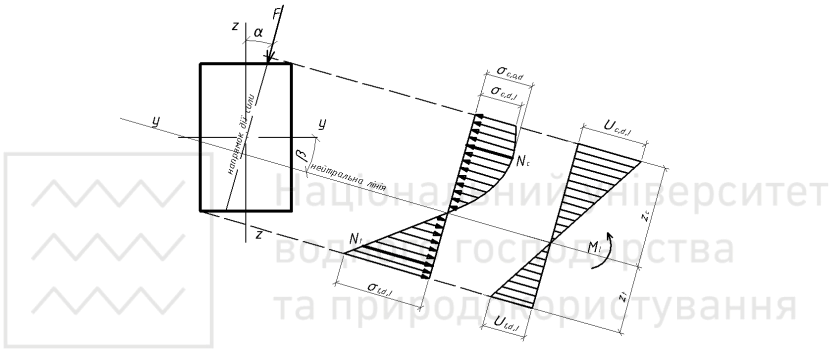


Рис.1 Розподіл напружень та деформацій в нормальному перерізі балки

Для наведеного на рис.1 перерізу записуємо рівняння рівноваги, які мають вигляд:

$$\sum M_{н.л.} = 0; M = M_c + M_t, \quad (7)$$

$$\sum N = 0; N_c = N_t, \quad (8)$$

де M, M_c, M_t - згинальні моменти від зовнішнього навантаження, зусиль у стиснутій та розтягнутій зоні відповідно; N_t, N_c - рівнодіючі внутрішніх зусиль у розтягнутій та стиснутій зонах відповідно.

На основі розподілу деформацій відповідно до рис.1 напруження в нормальному перерізі описуємо двома функціями 3 та 4 на трьох різних ділянках: перша ділянка – ділянка розтягу від низу елемента до нейтральної лінії; друга ділянка – від нейтральної лінії до максимального напруження в стиснутій зоні; третя ділянка - від максимального напруження в стиснутій зоні до верху елемента. Враховуючи функції 3 та 4, коефіцієнти поліномів 5 та 6, а також рівняння рівноваги 7 та 8 зусилля стиску в нормальному перерізі елемента (рис.1) буде дорівнювати:



$$N_c = N_{c1} + N_{c2}, \quad (9)$$

де N_{c1}, N_{c2} - зусилля стиску елемента на різних ділянках перерізу, які дорівнюють:

$$N_{c1} = \int_0^{z_1} f_1(u) dA = \int_0^{z_1} f_1(u) b dz = b \int_0^{z_1} \left(E_c \frac{1}{\rho} z + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 z^2 \right) dz = b \left(E_c \frac{1}{\rho} \frac{z_1^2}{2} + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 \frac{z_1^3}{3} \right), \quad (10)$$

де $dA = b \cdot dz$.

$$N_{c2} = \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) dA = \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) \cdot f(b) dz = \int_{z_1}^{z_2} \left(E_c \frac{1}{\rho} z_c + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 z_c^2 \right) \cdot (a_1 z_c + a_2) dz = \quad (11)$$

$$= \int_{z_1}^{z_2} \left(E_c \frac{1}{\rho} a_1 z_c^2 + E_c \frac{1}{\rho} z_c a_2 + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 z_c^3 + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 z_c^2 \right) dz = E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_2^3}{3} +$$

$$+ E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_2^2}{2} + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_2^4}{4} + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_2^3}{3} - E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_1^3}{3} - E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_1^2}{2} -$$

$$- k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_1^4}{4} - k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_1^3}{3},$$

де $dA = f(b) \cdot dz$; $f(b) = a_1 z_c + a_2$; $a_1 = \frac{b}{z_{1c} - z_{2c}}$; $a_2 = -\frac{z_{2c} \cdot b}{z_{1c} - z_{2c}}$,

b – ширина перерізу балки.

Підставивши формули 10 та 11 у 9 отримаємо:

$$N_c = b \left(E_c \frac{1}{\rho} \frac{z_{1c}^2}{2} + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 \frac{z_{1c}^3}{3} \right) + E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2c}^3}{3} + E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2c}^2}{2} + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{2c}^4}{4} + \quad (12)$$

$$+ k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{2c}^3}{3} - E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1c}^3}{3} - E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1c}^2}{2} - k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{1c}^4}{4} - k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{1c}^3}{3}.$$

Зусилля розтягу в нормальному перерізі згинального елемента (рис.1):

$$N_t = N_{t1} + N_{t2}, \quad (13)$$

де N_{t1}, N_{t2} - зусилля стиску елемента на різних ділянках перерізу, які дорівнюють:

$$N_{t1} = \int_0^{z_1} f_2(u) dA = \int_0^{z_1} f_2(u) b dz = \int_0^{z_1} E_t \frac{1}{\rho} x_t b dz = E_t \frac{1}{\rho} b \frac{z_{1t}^2}{2}, \quad (14)$$

$$N_{t2} = \int_{z_1}^{z_2} f_2(u) dA = \int_{z_1}^{z_2} f_2(u) \cdot f(b) dz = \int_{z_1}^{z_2} E_t \frac{1}{\rho} z_t \cdot (a_1 z_t + a_2) dz = \int_{z_1}^{z_2} \left(E_t \frac{1}{\rho} a_1 z_t^2 + \right. \quad (15)$$

$$\left. + E_t \frac{1}{\rho} a_2 z_t \right) dz = E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2t}^3}{3} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2t}^2}{2} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1t}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1t}^2}{2}.$$

Підставивши формули 14 та 15 у 13 отримаємо:



$$N_t = E_t \frac{1}{\rho} b z_{1t} + E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2t}^3}{3} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2t}^2}{2} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1t}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1t}^2}{2}. \quad (16)$$

Згинальний момент від нейтральної лінії для стиснутої зони в нормальному перерізі (рис.1) дорівнює:

$$M_c = M_{c1} + M_{c2}, \quad (17)$$

де M_{c1}, M_{c2} - моменти стиснутої зони елемента на різних ділянках перерізу, які дорівнюють:

$$M_{c1} = \int_0^{z_1} f_1(u) z_c dA = \int_0^{z_1} f_1(u) z_c b dz = b \int_0^{z_1} (E_c \frac{1}{\rho} z_c^2 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 z_c^3) dz = b (E_c \frac{1}{\rho} \frac{z_{1c}^3}{3} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 \frac{z_{1c}^4}{4}), \quad (18)$$

$$\begin{aligned} M_{c2} &= \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) z_c dA = \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) z_c \cdot f(b) dz = \int_{z_1}^{z_2} (E_c \frac{1}{\rho} z_c^2 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 z_c^3) \cdot (a_1 z_c + a_2) dz = \\ &= \int_{z_1}^{z_2} (E_c \frac{1}{\rho} a_1 z_c^3 + E_c \frac{1}{\rho} z_c^2 a_2 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 z_c^4 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 z_c^3) dz = E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2c}^4}{4} + \\ &E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2c}^3}{3} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{2c}^5}{5} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{2c}^4}{4} - E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1c}^4}{4} - E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1c}^3}{3} - \\ &- k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{1c}^5}{5} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{1c}^4}{4}. \end{aligned} \quad (19)$$

Підставивши формули 18 та 19 у 17 отримаємо:

$$\begin{aligned} M_c &= b (E_c \frac{1}{\rho} \frac{z_{1c}^3}{3} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 \frac{z_{1c}^4}{4}) + E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2c}^4}{4} + E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2c}^3}{3} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{2c}^5}{5} + \\ &k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{2c}^4}{4} - E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1c}^4}{4} - E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1c}^3}{3} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{1c}^5}{5} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{1c}^4}{4}. \end{aligned} \quad (20)$$

Згинальний момент від нейтральної лінії для розтягнутої зони в нормальному перерізі (рис.1) дорівнює:

$$M_t = M_{t1} + M_{t2}, \quad (21)$$

де M_{t1}, M_{t2} - моменти розтягнутої зони елемента на різних ділянках перерізу, які дорівнюють:

$$M_{t1} = \int_0^{z_1} f_2(u) dA = \int_0^{z_1} f_2(u) b z_t dz = \int_0^{z_1} E_t \frac{1}{\rho} z_t^2 b dz = E_t \frac{1}{\rho} b \frac{z_{1t}^3}{3}, \quad (22)$$

$$\begin{aligned} M_{t2} &= \int_{z_1}^{z_2} f_2(u) z_t dA = \int_{z_1}^{z_2} f_2(u) z_t \cdot f(b) dz = \int_{z_1}^{z_2} E_t \frac{1}{\rho} z_t^2 \cdot (a_1 z_t + a_2) dz = \\ &= \int_{z_1}^{z_2} (E_t \frac{1}{\rho} a_1 z_t^3 + E_t \frac{1}{\rho} a_2 z_t^2) dz = E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2t}^4}{4} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2t}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1t}^4}{4} - E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1t}^3}{3}. \end{aligned} \quad (23)$$

Підставивши формули 22 та 23 у 21 отримаємо:



$$M_T = E_T \frac{1}{\rho} b \frac{z_{1T}^3}{3} + E_T \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2T}^4}{4} + E_T \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2T}^3}{3} - E_T \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1T}^4}{4} - E_T \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1T}^3}{3}. \quad (24)$$

Підставивши формули 24 та 20 у 7 отримаємо:

$$M = b \left(E_c \frac{1}{\rho} \frac{z_{1c}^3}{3} + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 \frac{z_{1c}^4}{4} \right) + E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2c}^4}{4} + E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2c}^3}{3} + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{2c}^5}{5} + \quad (25)$$

$$+ k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{2c}^4}{4} - E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1c}^4}{4} - E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1c}^3}{3} - k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{1c}^5}{5} - k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{1c}^4}{4} +$$

$$+ E_T \frac{1}{\rho} b \frac{z_{1T}^3}{3} + E_T \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2T}^4}{4} + E_T \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2T}^3}{3} - E_T \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1T}^4}{4} - E_T \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1T}^3}{3}.$$

Результати досліджень. Для визначення згинаючого моменту за формулою 7, який може сприйняти балка, необхідно значення відносних деформацій за яких виконується умова рівноваги зусиль $N_c = N_t$ підставити у формулу 25. Розрахунок згинаючого моменту було проведено для дощатоклеєних балок (матеріал виготовлення - дошки першого сорту) перерізом 100x150 мм, довжиною 3,0 м, які знаходились в умовах косоного згину за кутів нахилу 10° та 25° [10]. Враховуючи це і наступні значення міцності, деформацій та модулів пружності: $E_c = 18000 \text{ МПа}$, $E_t = 16000 \text{ МПа}$, $u_{c,fin,d} = 36 \cdot 10^{-4}$, $u_{t,fin,d} = 45 \cdot 10^{-4}$, $f_{c.o.d} = 49,25 \text{ МПа}$, згинаючий момент, який може сприйняти балка поперечним перерізом 100x150 мм за кута нахилу 10° становить $M_{деф.мод.}^{10^\circ} = 18,72 \text{ кНм}$, за кута нахилу 25° - $M_{деф.мод.}^{25^\circ} = 17,1 \text{ кНм}$.

Для порівняння величин згинаючого моменту, який може сприйняти переріз косозігнутої балки, що обчислений за наведеною деформаційною моделлю з теоретичними розрахунками діючих норм [1] було визначено величини моментів. Для балки, яка піддається дії навантаженню середньої тривалості та працює в другому експлуатаційному класі значення відповідно до таблиці А.1 та п.6.2 [1], розрахункова величина міцності становить $f_{m,z,d} = f_{m,y,d} = 19,2 \text{ МПа}$ (деревина першого сорту, що відповідає класу С30 [13]). Відповідно до наведеної величини міцності та формул 1 та 2 було визначено максимальні згинаючі моменти, що може сприйняти переріз косозігнутого елемента, які становили для кута нахилу 10° - $M_{дбн}^{10^\circ} = 7,35 \text{ кНм}$, для кута нахилу 25° - $M_{дбн}^{25^\circ} = 7,94 \text{ кНм}$. Як видно з величин згинаючих моментів, визначених різними методами, діючі норми [1] дають значний запас міцності при розрахунках дерев'яних балок за косоного згину в порівнянні з деформаційною моделлю, яка більш точно враховує реальну роботу таких елементів.

В свою чергу середнє руйнівне значення моменту аналогічних балок [10], визначене експериментальним шляхом за кута нахилу 10° - $M_{експ.}^{10^\circ} = 17,19 \text{ кНм}$,



за кута нахилу 10° - $M_{експ.}^{25^\circ} = 17,69кНм$, що показує близькі результати до розрахунків за деформаційною моделлю.

Висновки. В результаті теоретичних досліджень були отримані нові дані щодо несучої здатності за роботи деревини в умовах косоного згину. На основі цих досліджень можна зробити наступні висновки:

- розроблена методика розрахунку дерев'яних косозігнутих балок з використанням деформаційної моделі, яка враховує розподіл напружень в стиснутій та розтягнутих зонах розрахункового перерізу балки, в тому числі утворення складки в стиснутій зоні чистого згину;

- діючі норми розрахунку дерев'яних балок, які знаходяться в умовах косоного згину не враховують реальну роботу таких елементів, зокрема утворення складки в стиснутій зоні чистого згину;

- максимальний згинаючий момент, що може сприйняти балка, визначений за деформаційною моделлю за кута нахилу 10° становить $M_{деф.мод.}^{10^\circ} = 18,72кНм$, за кута нахилу 25° - $M_{деф.мод.}^{25^\circ} = 17,1кНм$, що на 8,2 % та 3,3 % відрізняється від експериментальних даних для аналогічних балок за відповідних кутів нахилу;

- максимальний згинаючий момент, що може сприйняти балка, визначений за існуючими нормами ДБН В.2.6-161:201. «Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення» за кута нахилу 10° становить $M_{ДБН}^{10^\circ} = 7,53кНм$, за кута нахилу 25° - $M_{ДБН}^{25^\circ} = 7,94кНм$;

- діючі норми розрахунку дерев'яних конструкцій дають значний запас міцності в порівнянні з розрахунком за деформаційною моделлю: за кута нахилу 10° - в 2,49 рази, за кута нахилу 25° - в 2,15 рази;

1. ДБН В.2.6-161:201. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення.-Київ: ДП Укрархбудінфо, 2017.- 102с.

2. Васильєв О.Ю. Довговічність плоских та просторових наскрізних дерев'яних конструкцій/ Олександр Юрійович Васильєв// Дис. канд. техн. наук: 05.23.01. – Харків, 2015- 181 с.

3. Деловая М.И. Деформирование изгибаемых клееных деревянных элементов при статическом нагружении / М.И. Деловая // Дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Курск – 2001- 165 с.

4. Гомон С.С. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів роботи деревини на згин // С.С. Гомон // 36. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - Вип. 21. Рівне, НУВГП, 2011. – С. 176-180.

5. Дарков А.В. Сопротивление материалов/А.В. Дарков, Г.С. Шпирко// М : «Высшая школа»-1975, 654 с.

6. Беляев Н.М. Сопротивление материалов/Н.М. Беляев //М: «Наука» - 1965, 856 с.

7. Фесик С.П. Справочник по сопротивлению материалов / С.П. Фесик // К: «Будівельник» - 1982, 280 с.

8. Гомон С.С. Деформативність балок з цільної деревини в умовах косоного згину / С.С. Гомон, А.П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2014. – Вип.33 - С.135-140.

9. Гомон С.С. Работа балок из цельной и клееной древесины при косом изгибе / С.С. Гомон, А.П. Павлюк // Вестник Белорусско-Российского университета.- Могилев, 2017- Вып.3(56) - С.111-121.

10. Гомон С.С. Робота дощатоклеєних дерев'яних балок в умовах косоного згину при дії одноразових та повторних навантажень / С.С. Гомон, А.П. Павлюк // Зб. Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Вип. 34. Рівне, НУВГП, 2017. – С.118-128.

11. Gomon S. S. Study on working peculiarities of glue laminated beams under conditions of slanting bending / S.S.Gomon, A. P. Pavluk // Підводні технології. Промислова та цивільна інженерія.- Київ, 2017- Вип.7 - С.42-48.

12. Гомон С.С. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів роботи деревини на згин // С.С. Гомон // Зб. Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - Вип. 21. Рівне, НУВГП, 2011. – С. 176-180.

13. Гомон С.С. Конструкції із дерева та пластмас. Навчальний посібник. / С.С. Гомон // Рівне: НУВГП, 2016 – С.212.

1. DBN V.2.6-161:201. Konstruktsii budynkiv i sporud. Dereviani konstruktsii. Osnovni polozhennia.-Kyiv: DP Ukrarkhbudinfo, 2017.- 102s.

2. Vasyliiev O.Iu. Dovhovichnist plaskykh ta prostorovykh naskriznykh derevianykh konstruktsii/ Oleksandr Yuriiiovych Vasyliiev// Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.01. – Kharkiv, 2015- 181 s.

3. Delovaia M.Y. Deformyrovanye yzghybaemuh kleenukh dereviannuh elementov pry statycheskom nahruzheny / M.Y. Delovaia // Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.01. Kursk – 2001- 165 s.

4. Homon S.S. Stadii napruzhenno-deformovanoho stanu normalnykh pereriziv roboty derevyny na zghyn // S.S. Homon // Zb. Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy. - Vyp. 21. Rivne, NUVHP, 2011. – S. 176-180.

5.Darkov A.V. Soprotyvlenye materyalov/A.V. Darkov, H.S. Shpyrko// М : «Vusshaia shkola»-1975, 654 s.

6. Beliaev N.M. Soprotyvlenye materyalov/N.M. Beliaev //M: «Nauka» - 1965, 856 s.

7. Fesyk S.P. Spravochnyk po soprotyvleniyu materyalov / S.P. Fesyk // К: «Budivelnik» - 1982, 280 s.

8. Homon S.S. Deformatyvni balok z tsilnoi derevyny v umovakh kosoho zghynu / S.S. Homon, A.P. Pavliuk // Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy. – Rivne, 2014. – Vyp.33 - S.135-140.

9. Homon S.S. Rabota balok yz tselnoi y kleenoi drevesyny pry kosom yzghybe / S.S. Homon, A.P. Pavliuk // Vestnyk Belorussko-Rossyskoho unyversyteta.- Mohylev, 2017- Vyp.3(56) - S.111-121.

10. Homon S.S. Robota doshchatokleienykh derevianykh balok v umovakh kosoho zghynu pry dii odnorazovykh ta povtornykh navantazhenniakh / S.S. Homon, A.P. Pavliuk // Zb. Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy. – Vyp. 34. Rivne, NUVHP, 2017. – S.118-128.

11. Gomon S. S. Study on working peculiarities of glue laminated beams under conditions of slanting bending / S.S.Gomon, A. P. Pavluk // Pidvodni tehnolohii. Promyslova ta tsyvilna inzheneriia.- Kyiv, 2017- Vyp.7 - S.42-48.

12. Homon S.S. Stadii napruzhenno-deformovanoho stanu normalnykh pereriziv roboty derevyny na zghyn // S.S. Homon // Zb. Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy. - Vyp. 21. Rivne, NUVHP, 2011. – S. 176-180.

13. Homon S.S. Konstruktsii iz dereva ta plastmas. Navchalnyi posibnyk. / S.S. Homon // Rivne: NUVHP, 2016 – S.212.



ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-СТАТИСТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СІЧНОГО МОДУЛЯ ПРУЖНОСТІ ДЕРЕВИНИ ЗАЛЕЖНО ВІД ТРИВАЛОСТІ ЇЇ НАСИЧЕННЯ ВОДОЮ

EXPERIMENTAL AND STATISTICAL RESEARCH OF SECANT MODULUS OF ELASTICITY OF WOOD DEPENDING ON DURATION OF ITS IMPREGNATION TIME WITH WATER

Гомон С.С., к.т.н., проф., Поліщук М. В., аспірант (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Gomon S.S, candidate of technical sciences, professor, Polishchuk M. V., post-graduate student (National university of water management and environmental engineering, Rivne)

Наведено результати експериментально-теоретичних досліджень зразків конструкційних розмірів з цільної деревини першого сорту за сумісної дії стиску вздовж волокон та вологи. Встановлено величину змін модуля пружності вологості деревини в залежності від терміну просочення.

Wood is one of the most important building materials. However, it remains relevant to study its work under different operating conditions. The article is devoted to the study of the modulus of elasticity, depending on the duration time of wooden samples impregnation with water. The experimental specimens (dimensions 45 mm x 45 mm x 250 mm) were tested under compression along the fibers. Relative deformations were measured during the test. On the basis of this, the calculation of the secant modulus of elasticity was carried out and the diagrams of its dependence on stresses were constructed. The maximum impregnation time of wood was 5 days and a minimum of 30 minutes. The wet test results were compared to the same dry specimens at a standard moisture content of 12 percent.

The study made it possible to conclude that the wood strength after 30 minutes of impregnation with water is significantly reduced, and the dependence of the modulus of elasticity on stresses is linear and gradually decreases with increasing time of impregnation.

Ключові слова:

Вологість, деревина, модуль пружності, міцність, стиск, деформації.
Humidity, wood, modulus of elasticity, strength, compression, deformation.

Вступ. Добре відомим є той факт, що дерев'яні конструкції були основними при зведенні будівель протягом багатьох минулих століть. Маючи ряд таких позитивних якостей як висока міцність при відносно малій масі, мала теплопровідність, легка оброблюваність та підвищена транспортабельність, деревина залишає за собою широкі перспективи застосування як у наш час так і в майбутньому. Великою перевагою деревини порівняно з іншими будівельними матеріалами є й те, що вона єдина самостійно поновлюється у природі. Крім того завдяки сучасним засобам вогнезахисту та захисту від загнивання забезпечується необхідна довговічність дерев'яних конструкцій при найрізноманітніших умовах експлуатації. При цьому актуальним залишається питання дослідження законів силового деформування деревини в таких умовах для більш точного розрахунку дерев'яних елементів.

Стан питання та задачі дослідження. Характеристики деревини, зокрема такі важливі параметри як міцність та модуль пружності, значною мірою залежать від вмісту вологи. Визначається вологість відсотковим відношенням маси води до маси сухого дерева та змінюється в залежності від вологості навколишнього середовища. При збільшенні вологості на 1 % міцність у середньому знижується на 3-5%. Питання про зміну пружних характеристик деревини неодноразово порушувалось і дійсно було встановлено зниження даних характеристик за збільшення вологості [1, 2, 3].

Метою даної роботи є дослідження зміни міцності та модуля пружності дерев'яних зразків конструкційних розмірів залежно від тривалості їх перебування у воді та побудова діаграм залежностей $E - \eta$ (січний модуль пружно-пластичності – рівень напружень) для цільної деревини.

Методика досліджень та конструкція зразків. Для проведення досліджень було виготовлено цільні зразки у вигляді призми із деревини сосни довжиною вздовж волокон 250 мм та поперечним перерізом 45x45 мм. Ширина річних кілець на торцях зразків була не більшою 4 мм. Усі грані під час виготовлення заготовок чисто оброблювалися. Для досягнення поставленої задачі виготовлялося декілька серій таких призм залежно від часу витримки у воді. Кожна серія налічувала по 5 зразків. Відтак призми першої серії насичувались водою протягом 30-ти хвилин (П-0,5), другої – протягом 1 години (П-1), третьої – протягом доби (П-24) та четвертої – протягом 5-ти діб (П-120).

Для вимірювання деформацій поздовжніх волокон деревини використовувались індикатори МИГ-2, які кріпились до металевих тримачів, що у свою чергу приклеювались до бокових граней призм епоксидним клеєм (рис. 1). База вимірювань складала 100 мм.

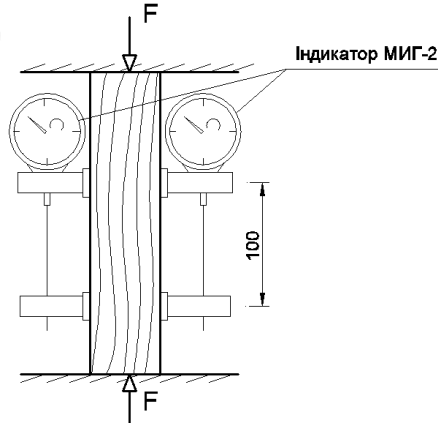


Рис.1. Схема розміщення індикаторів та завантаження дослідного зразка

Основна частина. Навантаження до зразків прикладалось за допомогою преса ступенями по 5 кН із постійним контролем розвитку деформацій. У результаті обробки отриманих даних було побудовано графіки деформування поздовжніх волокон деревини насиченої водою (рис.2). Слід відмітити, що результати випробування насичених водою зразків (П-0,5...П-120) порівнювались із аналогічними зразками (П-0) за стандартної вологості 12%, які були попередньо випробувані також у кількості 5 шт. На графіку відображено усереднені значення з поміж п'яти зразків кожної серії. Помітно, що зразки які перебували у воді значно втратили свою міцність.

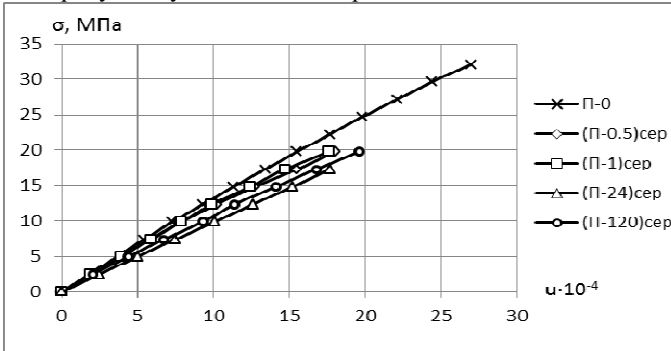


Рис.2. Діаграма деформування деревини “ $\sigma_o - u_o$ ” при роботі деревини (сосни) на стиск вздовж волокон

На основі отриманих напружень та деформацій на кожному ступені навантаження було розраховано січний модуль пружно-пластичності:

$$E' = \frac{\sigma}{u} = E_o \pm \frac{E_o - E_{f_{c,0,d}}}{f_{c,0,d}} \cdot \sigma = E_o (1 \pm \lambda_{f_{c,0,d}} \eta), \quad (1)$$



де $\lambda_{f_{c,0,d}}$ – коефіцієнт пластичності деревини вздовж волокон за $u_{pl,d}$

$\sigma = f_{c,0,d}$, що визначаються шляхом обробки дослідних даних методами математичної статистичної обробки; $u_{pl,d}$ – пластичні деформації деревини вздовж волокон; $u_{pr,d}$ – пружні деформації деревини вздовж волокон;

$$\eta = \frac{\sigma}{f_{c,0,d}} - \text{рівень напружень в деревині.}$$

Розрахунки показали лінійну залежність модуля пружності E' від рівня навантажень η при випробуваннях на стиск насичених водою зразків аналогічно зразкам попередньо випробуваним за стандартної вологості. На рис. 3 наведені середні значення E' для кожної серії із п'яти зразків на кожному рівні насичення водою П-0,5...П-120 та середні значення для п'яти зразків за нормальної вологості П-0.

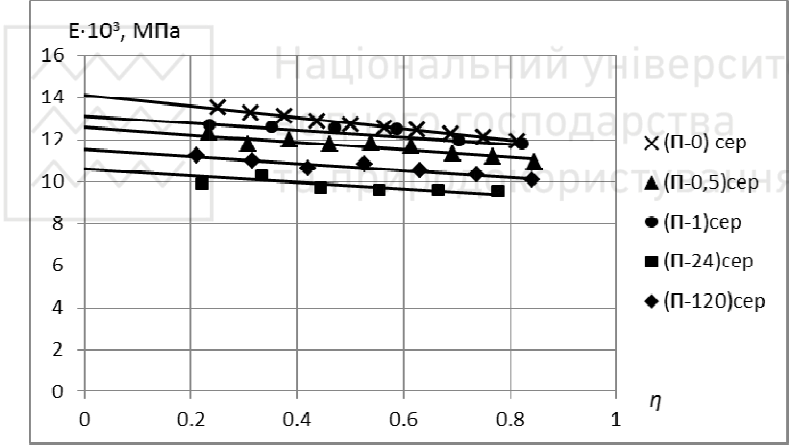


Рис.3. Діаграми зміни січного модуля пружності вздовж волокон цільної деревини за дії короткочасного навантаження при різних рівнях насичення водою

Дослідження залежностей здійснювалося шляхом виконання математично - статистичного аналізу отриманих результатів кривих деформування деревини вздовж волокон методом найменших квадратів. Дослідні точки при цьому бралися з інтервалу напружень $\eta = (0,2 \dots 0,8)$ згідно рекомендацій [4, 5, 6]. Очікувана лінійна залежність підтвердилась високим ступенем відповідності кореляційних та дослідних значень деформацій, а саме: абсолютна величина коефіцієнта кореляції r є близькою до одиниці, її достовірність r/m_r у всіх випадках більше чотирьох, а найбільше значення



варіаційного коефіцієнта відношень $\frac{u^{досл}}{u^{кор}}$ склало $V = 2,62 \%$. У табл. 1.

наведені основні параметри залежностей $E' - \eta$ для середніх значень кожної серії зразків, що працювали на стиск вздовж волокон та їх статистики.

Експериментальні дослідження проводились на зразках конструкційних розмірів об'ємом деревини при стиску не менше 370 см^3 за рекомендаціями Свеницького Г.В., Знаменського Е.М. та Тутуріна С.В. [7, 8, 9].

Таблиця 1

Основні параметри і статистики кореляційних рівнянь регресії « $E' - \eta$ »

Назва зразка	Тимчасова міцність, МПа	Кореляційне рівняння	r	m_r	$\frac{r}{m_r}$	$V, \%$
(П-0)сер	32,2	$E' = 14\ 121 \cdot (1 - 0,068 \cdot \eta)$	0,998	0,001	734	0,27
(П-0,5)сер	24,2	$E' = 12\ 580 \cdot (1 - 0,055 \cdot \eta)$	0,893	0,072	13	1,35
(П-1)сер	21,0	$E' = 13\ 111 \cdot (1 - 0,080 \cdot \eta)$	0,915	0,058	16	1,65
(П-24)сер	20,8	$E' = 10\ 603 \cdot (1 - 0,072 \cdot \eta)$	0,835	0,115	7	2,30
(П-120)сер	20,5	$E' = 11\ 518 \cdot (1 - 0,070 \cdot \eta)$	0,955	0,033	29	1,00

Висновки. Як видно з діаграм на рис.3 значення січного модуля пружності дещо зменшилося в результаті насичення дерев'яних зразків водою. Призми, які перебували у воді протягом 5-ти діб у середньому мають на 8 % менше значення E' ніж ті, що насичувались 30 хвилин та на 18 % менше за аналогічні сухі при стандартній вологості у 12 %. Проте можна з упевненістю говорити про закономірне зниження величини модуля деформацій залежно від перебування зразків у воді.

Водночас слід відмітити суттєвий вплив вологи на міцність дерев'яних зразків (табл.1). Відтак середня тимчасова міцність стиску вздовж волокон для сухих зразків складала 32 МПа, а починаючи з 30 хв насичення різко падала до 20 МПа, тобто знижувалась майже на 40 % і в таких межах залишалась до 5-ти діб. Крім того найбільше насичення сосни водою фіксувалось протягом перших 30-ти хвилин при цьому вологість збільшилась у середньому на 10 %. На наступні 10 % вона збільшилась протягом першої доби, а ще на 10 % вже за наступні дві доби. Загалом за 5 діб вологість збільшилася майже до 35%.

1. Сопушинський І. До питання методики визначення щільності деревини у зв'язку із зміною вологості. / Сопушинський І. Вінтонів А. Тайшінгер Р. Міхаляк Г. Гриник// Науковий вісник НЛТУ України, 2003.

2. Соколівський Я І Визначення анізотропних пружних характеристик деревини акустичним методом / Соколівський Я І, Сторожук О Л// Науковий вісник НУБіП України. Серія: Техніка та енергетика АПК; № 185 Част. 2. 2013.

3. Федосенко И. Г. Влияние влажности на прочность при статическом изгибе уменьшенных образцов древесины / И. Г. Федосенко// Труды БГТУ. №2. Лесная и деревообрабатывающая промышленность. – 2011 – С. 208-211.

4. Макаренко Л.П. Практический способ определения модуля упругости упруго-пластических характеристик бетона при сжатии / Л.П. Макаренко, Г.А. Фенко // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1970. – №10. – С. 141-147.

5. Битько Н.М. Экспериментально-статистические исследования секущего модуля деформаций песчаного бетона при длительном центральном сжатиинагрузкой различной интенсивности/ Н.М. Битько, О.В. Кузнецова, В.В. Бойко// Зб. Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди.- Вип. 34. Рівне, НУВГП, 2017.- С. 95-102.

6. Гомон С.С. Экспериментально-статистичні дослідження залежностей «сінний модуль-рівень напружень» для цільної та клеєної деревини/ С.С. Гомон, М.В. Полішук // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. - Випуск 35. - Рівне, 2018. - С.60-67.

7. Свенцицкий Г.В. О пределе пластического течения при поперечном изгибе и при сжатии с изгибом / Г.В. Свенцицкий // Сб. ЦНИПС. Вопросы прочности и изготовления деревянных конструкций. – 1952. – с. 69 – 74.

8. Знаменский Е.М. Несущая способность элементов деревянных конструкций при статическом и динамическом нагружении / Е.М. Знаменский.- М.: 1956.

9. Тутурин С.В. Механическая прочность древесины/Сергей Викторович Тутурин/ Дис. д. т. н. – М.: МГУ, 2005. – 318с.

1. Sopushyn's'kyu I. Do pytannya metodyky vyznachennya shchil'nosti derevyny u zv'yazku iz zminoyu volohosti. / Sopushyn's'kyu I. Vintoniv A. Tayshinher R. Mikhalyak H. Hrynyk// Naukovyy visnyk NLTU Ukrayiny, 2003.

2. Sokolivs'kyu YA I Vyznachennya anizotropnykh pruzhnykh kharakterystyk derevyny akustychnym metodom / Sokolivs'kyu YA I, Storozhuk O L/ Naukovyy visnyk NUBiP Ukrayiny. Seriya: Tekhnika ta enerhetyka APK; № 185 Chast. 2. 2013.

3. Fedosenko I. G. Vliyanie vlazhnosti na prochnost' pri staticheskom izgibe umen'shennykh obraztsov drevesiny / I. G Fedosenko// Trudy BGTU. №2. Lesnaya i derevoobrabatyvayushchaya promyshlennost' . – 2011 – S. 208-211.

4. Makarenko L.P. Prakticheskiy sposob opredeleniya modulya uprugosti uprugoplasticheskikh kharakteristik betona pri szhatii / L.P. Makarenko, G.A. Fenko // Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo i arkhitektura. – 1970. – №10. – S. 141-147.

5. Bit'ko N.M. Eksperimental'no-statisticheskiye issledovaniya sekushchego modulya deformatsiy peschanogo betona pri dlitel'nom tsentral'nom szhatiinagruzkoj razlichnoy intensivnosti/ N.M. Bit'ko, O.V. Kuznetsova, V.V. Boyko// Zb. Resursoekonomni mater'iali, konstruksii, budivli ta sporudi.- Vip. 34. Rivne, NUVGP, 2017.- S. 95-102.

6. Gomon S.S. Eksperymental'no-statystychni doslidzhennya zalezhnostey «sichny modul'-riven' napruzhen'» dlya tsil'noyi ta kleyenoyi derevyny/ S.S. Gomon, M.V. Polishchuk // Resursoekonomni mater'iali, konstruksiyi, budivli ta sporudy. Zbirnyk naukovykh prats'. - Vypusk 35. - Rivne, 2018. - S.60-67.

7. Svetsitskiy G.V. O predele plasticheskogo techeniya pri poperechnom izgibe i pri szhatii s izgibom / G.V. Svetsitskiy // Sb. TSNIPS. Voprosy prochnosti i izgotovleniya derevyannykh konstruksiy. – 1952. – с. 69 – 74.

8. Znamenskiy Ye.M. Nesushchaya sposobnost' elementov derevyannykh konstruksiy pri staticheskom i dinamicheskom nagruzhении / Ye.M. Znamenskiy.- М.: 1956.

9. Tuturin S.V. Mekhanicheskaya prochnost' drevesiny/Sergey Viktorovich Tuturin/ Dis. d. t. n. – М.: МГУ, 2005. – 318с.



УТОЧНЕНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗГІНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ЗАЗНАЮТЬ ВПЛИВУ ПІДВИЩЕНИХ ТЕМПЕРАТУР ЗА ДІЇ МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ

THE REFINED METHOD FOR THE STRENGTH CALCULATION OF THE NORMAL SECTION OF THE BENDABLE FERROCONCRETE ELEMENTS INFLUENCED BY THE ELEVATED TEMPERATURES UNDER THE ACTIONS OF THE LOW-CYCLE LOAD

Зінчук М.С., к.т.н., доц., (Національний університет водного господарства та природокористування, м.Рівне)

Zinchuk M.S., candidate of technical sciences, associate professor, (National University of Water Management and Nature Resources, Rivne)

Викладено уточнений метод розрахунку згинальних залізобетонних елементів, що зазнають впливу підвищених температур за дії малоциклових навантажень на основі структуризації методики розрахунку за результатами експериментальних досліджень напружено-деформованого стану таких елементів при короткочасному нагріванні та малоциклових навантаженнях.

The refined method for the strength calculation of the bendable ferroconcrete elements influenced by the elevated temperatures under the actions of the low-cycle loads on the basis of the structuring of the calculation method according to the results of the experimental research of the stress-strain state of these at the short-term heating and the low-cycle loads.

Existing methodology of experimental research of concrete and reinforced bending concrete elements, dependent upon influence of raised temperatures for temporary and small cyclical loadings were supplemented and perfected. Experimentally established specialties of strong and deformed properties of hard concrete in heated state for temporary and small cyclical loadings. The experimental results and impact of short-term and small cycle loading under elevated temperatures on deformation lower extreme compressed zone of concrete. Low-cycle load during brief heating has influence on the change of strain in extreme layer of the compressed zone of concrete, was observed at the stages of loading and unloading. It is established that the deformation of the compressed zone of concrete is elasto-plastic and increases under the influence of temperature under the unilateral short-term and low-cycle loads. As the result, the improvements to method of calculation of reinforced concrete bending elements strength under joint influence of small cycles

loadings and raised temperatures. The comparative analysis of the theoretical quantities confirms the acceptance of the proposed improvements to this method.

Ключові слова:

Уточнений метод, підвищені температури, малоциклові навантаження,
Refined method, elevated temperatures, low-cycle leading.

Вступ. Залізобетонні згинальні елементи прямокутного перерізу, які зазнають впливу підвищених температур за дії малоциклових навантажень, широко використовуються на підприємствах різних галузей промисловості, теплових та атомних електростанцій. У зв'язку з введенням в дію нових будівельних норм постала необхідність обґрунтувати передумови та розробити теоретичні підходи до уточнення сучасної методики розрахунку згинальних елементів на основі проведених експериментальних досліджень бетону та залізобетонних конструкцій, що зазнають впливу підвищених температур за малоциклових навантажень. Враховуючи різні рівні навантажень та значень температур, виявлені особливості роботи таких конструкцій за даних факторів впливу, що дозволяє внести уточнення до методу розрахунку таких елементів.

Аналіз останніх досліджень. Існує значна кількість досліджень, присвячених розробці методик розрахунку міцності згинальних залізобетонних елементів, що зазнають впливу підвищених температур за дії короткочасних навантажень. Проте, аналіз попередніх досліджень показує, що практично вони враховують тільки зміни у роботі таких елементів при температурах за умов короткочасних і тривалих навантажень. Вивчення фізико-механічних властивостей бетонних і залізобетонних елементів в умовах підвищених температур за малоциклових навантажень є одним із чергових елементів комплексної програми із вдосконалення будівельних конструкцій і методів розрахунку на основі глибокого вивчення їх дійсної роботи. Вперше проведені експериментальні дослідження напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів в умовах одночасної дії малоциклових навантажень і підвищених температур дали можливість розробити теоретичні підходи до уточнення методики розрахунку міцності згинальних залізобетонних елементів за сумісної дії малоциклового навантаження та короткочасного нагрівання, оскільки досконаліх і одночасно досить простих методик розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних конструкцій поки ще немає.

Постановка мети і задач досліджень. Зважаючи на вказані передумови, метою досліджень було експериментально і теоретично вивчити напружено-деформований стан залізобетонних згинальних елементів за одночасної дії підвищених температур та малоциклових навантажень з детальним дослідженням поведінки бетону в таких умовах та уточнити методику

розрахунку міцності елементів, що зазнають впливів нагрівання і малоциклового навантаження.

Методика досліджень. В основу експериментальних випробувань була покладена розроблена методика досліджень міцнісних та деформативних характеристик бетонних і залізобетонних елементів на місцевих традиційних заповнювачах із урахуванням сумісної дії короткочасного навантаження і температур та за дії малоциклового навантаження в умовах підвищених температур. Для вивчення особливостей міцнісних та деформативних характеристик важкого бетону, відповідно до мети і задач, проведено завантаження кубових та призмових зразків за одноразового та малоциклового навантажень як в нагрітому, так і в охолодженому станах після нагрівання. Нагрівання проводилось як в термопечі заводського виготовлення, так і в окремо виготовлених односекційних термокамерах, а також за нормальних температурно-вологісних умов. Для проведення досліджень напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів за короткочасних та малоциклових навантажень в умовах підвищених температур, була виготовлена важільно-пружинна установка із застосування спеціальної нагрівальної камери видовженої прямокутної форми з автоматичною підтримкою заданої температури в камері від 20° до 180°С. Для контролю температури на різних ділянках по висоті перерізу балки, були встановлені термометри, деформації в стиснутій зоні бетону вимірювались індикаторами годинникового типу, прогини при завантаженні залізобетонної балки фіксувались прогиномірами. Нагрів проводився зі сторони стиснутої зони.

Результати досліджень. Перші дослідження зміни міцності бетону при нагріванні кубів до 120, 200 і 300°С показали, що підвищені температури впливають на міцнісні властивості бетону як в нагрітому, так і в охолодженому станах після нагріву. При випробуванні кубів в нагрітому стані, міцність бетону за температури 120°С зменшилась на 20%, за температури 200°С – на 28% і при нагріванні до 300°С – на 36% від початкового значення за температури 20°С. В охолодженому стані за добу після нагріву, кубова міцність бетону при температурах 120°, 200° і 300°С зменшилась відповідно на 26%, 28% і 30%.

Визначення кубової і призової міцності важкого бетону було необхідним для проведення подальших досліджень, які проводились за нормальних температурно-вологісних умов та в нагрітому стані за температур 60° і 120°С. Аналізуючи отримані значення призової міцності бетону зразків випробуваних за температур 60° і 120°С при одноразовому навантаженні, зменшення призової міцності за короткочасного нагрівання відповідно становило 4% і 11%. Призмova міцність бетону, що зазнав впливу підвищених температур, може бути визначена за формулою

$$f_{cd,t} = \gamma_{cd,t} \cdot f_{cd}, \quad (1)$$

де $f_{cd,t}$ – призмova міцність бетону, що зазнав впливу температур;



$\gamma_{cd,t}$ – коефіцієнт, що враховує зміну міцності від температури нагріву;
 f_{cd} – призмова міцність бетону за звичайних умов.

Аналіз отриманих дослідних даних стану бетонів, що зазнають сумісної дії підвищеної температури та короточасних повторних навантажень показує, що визначальним фактором, який впливає на якісний стан бетону є також верхній рівень η_v прикладання короточасних повторних навантажень. За отриманими експериментальними даними міцності бетону, що зазнав одночасної дії підвищених температур і короточасних повторних навантажень з верхнім рівнем η_v встановлено коефіцієнт впливу повторних навантажень на міцність бетону в залежності від верхнього рівня навантажень

$$\gamma_{cic} = f_{cd,cic}^t / f_{cd}^t, \quad (2)$$

Величини коефіцієнта γ_{cic} за верхнім рівнем навантаження

Рівень η_v	0,32	0,43	0,51	0,60	0,65	0,50
γ_{cic}	1,00	1,01	1,03	1,105	1,08	0,95

За сумісного впливу підвищених температур та короточасних повторних навантажень на призмову міцність, опір бетону можна визначати за формулою

$$f_{cd,cic}^t = \gamma_{cic} \cdot f_{cd}^t = \gamma_{cic} \cdot \gamma_{cd}^t \cdot f_{cd}^t, \quad (3)$$

де γ_{cd}^t – коефіцієнт умов роботи після повторного навантаження за різних температур нагрівання, який приймається за табл.3.4 [4].

Експериментально досліджено міцнісний та напружено-деформативний стан згинальних залізобетонних елементів за одноразових та малоциклових навантажень в умовах одностороннього короточасного нагрівання. В якості розрахункової моделі було прийнято залізобетонний згинальний елемент дослідної серії, армований однічною арматурою, що піддавався короточасному нагріванню зі сторони стиснутої зони. Основним фактором впливу малоциклових навантажень на міцність бетону є верхній рівень прикладання малоциклових навантажень, пересуваючи на другорядні позиції амплітуду прикладання навантажень, кількість циклів, масштабний фактор, мінерально-структурний склад бетону, що показали натурні дослідження бетонних зразків. Після прикладання розрахункового числа малоциклових навантажень та доведення елемента до руйнування, епюра стискаючих напружень прийнята прямокутною.

При виконанні розрахунків згинальних залізобетонних елементів за несучою здатністю під впливом підвищених технологічних температур за дії короточасного повторного навантаження, внесені пропозиції удосконалити традиційну методика розрахунку з урахуванням змін механічних

характеристик бетону, які базуються на отриманих результатах досліджень залізобетонних балок за короткочасних повторних навантажень в умовах підвищених температур та існуючій методиці розрахунку згинальних елементів при одноразовому навантаженні за граничними станами.

Умови міцності нормальних перерізів залізобетонних згинальних елементів прямокутного перерізу з одиначною арматурою, які зазнали негативного впливу підвищених температур зі сторони стиснутої зони бетону та працюють за дії короткочасних повторних навантажень, можна записати у вигляді

$$M \leq f_{cd} \cdot \gamma_{cd}' \cdot \gamma_{cic} \cdot b \cdot \lambda_x \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda_x), \quad (4)$$

де γ_{cd}' – коефіцієнт, що враховує вплив на міцність бетону підвищених технологічних температур;

γ_{cic} – коефіцієнт, що враховує вплив повторних навантажень і визначається залежно від середнього рівня напружень стиснутої зони бетону за верхнього рівня короткочасних навантажень.

Висота стиснутої зони λ_x при $\xi > \xi_R$ визначається із рівняння рівноваги

$$f_{yd} \cdot A_s \leq f_{cd} \cdot \gamma_{cd}' \cdot \gamma_{cic} \cdot b \cdot \lambda_x, \quad (5)$$

якщо $\xi > \xi_R$, то у розрахунковій формулі (10) приймають $\lambda_x = \xi_R \cdot d$.

Проведені натурні випробування залізобетонних елементів показали, що несуча здатність нормальних перерізів згинальних елементів, що зазнавали сумісної дії підвищених температур та короткочасних повторних навантажень, відрізняються від отриманих теоретичних результатів. Теоретичні значення руйнівних моментів, які визначені за приведеними формулами (4), (5), отримані дещо заниженими в порівнянні з дослідними величинами моментів. Так при одноразовому навантаженні, розбіжність між дослідними і теоретичними значеннями руйнівних моментів становить 11%, за короткочасного нагрівання до 120°C при одноразовому навантаженні – на 9% і за короткочасних повторних навантажень в умовах підвищених температур – на 7,5%, тобто знаходиться в межах допустимого і відповідно уточнені вказані формули можуть бути використані при визначенні теоретичних значень руйнівних моментів згинальних залізобетонних елементів за одноразового та короткочасно повторного навантаження під впливом одностороннього нагрівання згинального елемента.

Висновки: 1. В процесі експериментальних досліджень встановлено, що нагрівання бетонних та залізобетонних елементів при одноразовому короткочасному навантаженні суттєво впливають на їх міцність та деформативність.

2. На міцнісні властивості бетону при короткочасному нагріванні, надають значного впливу особисті внутрішньо-структурні напруження, а при зволоженні і масштабний фактор.

3. Визначальним фактором, який впливає на якісний стан бетону при нагріванні є верхній рівень η_v прикладання небагатоповторних короткочасних навантажень.

4. Небагатоповторні короткочасні навантаження з прийнятими граничними їх рівнями, суттєвих змін міцності нормальних перерізів нагрітих дослідних зразків не визивали. Руйнуючі згинальні моменти зменшувались при нагріванні до 120° – від 7,5 до 9%.

5. Внесені пропозиції до уточнення формул розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів з нагрітою до 120°C стиснутою зоною бетону після прикладання короткочасного повторного навантаження.

1. Бабич Є.М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень: монографія /Є.М.Бабич, Ю.О.Крусь. – Рівне: Вид-во РДТУ, 1999.-119 с.

2. Гомон С.С. Структурні напруження бетону за стискаючих навантажень з урахуванням фактора середовища / Гомон С.С.// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.- Рівне, 2001. – Вип.5 – С. 146-151.

3. Зінчук М.С. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних згинальних елементів за одноразового та малоциклового навантажень в умовах підвищених температур // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. Випуск 11. Рівне, 2004. – С. 164-166.

4. Зінчук М.С. Міцність та деформативність залізобетонних згинальних елементів за малоциклових навантажень в умовах підвищених температур: дис... кандидата техн..наук: 05.23.01 / Зінчук М.С. – Рівне, 2008. – 172 с.

5. Гомон С.С., Зінчук М.С. Врахування сумісної дії малоциклового навантаження та зовнішнього середовища при розрахунках згинальних залізобетонних елементів // Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво: Зб. наук. праць. Спецвипуск. РДТУ, Рівне, 1999. – С. 179-183.

1. Babych Ye.M. Betonni ta zalizobetonni elementy v umovakh malotsyklovykh navantazhen: monohrafiia / Ye.M.Babych, Yu.O.Krus.–Rivne: Vyd-vo RDTU, 1999.-119 s.

2. Homon S.S. Strukturni napruzhenia betonu za styskaiuchykh navantazhen z urakhuvanniam faktora seredovyshcha / Homon S.S.// Resursoekonomni materialy, konstruktssii, budivli ta sporudy.- Rivne, 2001. – Vyp.5 – S. 146-151.

3. Zinchuk M.S. Eksperymentalni doslidzhennia napruzhenodeformovanoho stanu zalizobetonnykh zghynalnykh elementiv za odnorazovoho ta malotsykloвого navantazhen v umovakh pidvyshchenykh temperatur // Resursoekonomni materialy, konstruktssii, budivli ta sporudy: Zb. nauk. prats. Vypusk 11. Rivne, 2004. – S. 164-166.

4. Zinchuk M.S. Mitsnist ta deformatyvnist zalizobetonnykh zghynalnykh elementiv za malotsyklovykh navantazhen v umovakh pidvyshchenykh temperatur: dys. kandydata tekhn..nauk: 05.23.01 / Zinchuk M.S. – Rivne, 2008. – 172 s.

5. Homon S.S., Zinchuk M.S. Vrahuvannia sumisnoi dii malotsykloвого navantazhennia ta zovnishnogo seredovyshcha pry rozrakhunkakh zghynalnykh zalizobetonnykh elementiv // Hidromelioratsiia ta hidrotekhnichne budivnytstvo: Zb. nauk. prats. Spetsvypusk. RDTU, Rivne, 1999. – S. 179-183.



СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

IMPROVEMENT OF THE DEFORMATION MODEL FOR THE CALCULATION OF BENDING ECCENTRICALLY STRETCHED REINFORCED CONCRETE BEAMS

Карпюк В.М. д.т.н., проф., Петров Н.Н. к.т.н., доц., Целикова А.С. аспирантка, (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

Karpiuk V.M., Doctor of Engineering, Professor, Petrov N.N., Assistant Professor, Tselikova A.S., graduate student, (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa)

В данной статье исследовалось трещинообразование изгибаемых внецентренно растянутых железобетонных балок. При помощи эффективной компьютерной программы COMPEX были получены математические модели продольных растягивающих сил, вызывающих появление нормальных трещин. Также был проведен анализ полученных моделей, который показал, что решающее влияние на величину продольной силы, вызывающей появление нормальных трещин, оказывает эксцентриситет ее приложения.

The study of the processes of formation and development of cracks in exploited reinforced concrete structures remains to this day one of the most urgent and at the same time the most complex issue in the theory of reinforced concrete. As practice shows, for the majority of exploited reinforced concrete structures, the onset of the limiting state is not due to the exhaustion of the bearing capacity, but to the formation and excessive crack opening at the operating load levels.

In this article, the authors investigated the cracking of bent eccentrically stretched reinforced concrete beams. After processing of the experimental data with the help of an effective computer program COMPEX, mathematical models of longitudinal tensile forces were obtained, causing the appearance of normal cracks in stretched and later compressed bending fibers. The authors also analyzed the models obtained, which showed that the eccentricity of its application exerts a decisive influence on the magnitude of the longitudinal force that causes the appearance of normal cracks. Comparison of the calculated values of the longitudinal force with the help of the layered

deformation model adapted by the authors, which causes the occurrence of normal cracks in this or that zone of the beam, with experimental data confirmed the need to take into account the initial technological damage of the concrete of the elements under study, since it significantly (by 10 ... 20%) reduces their real crack resistance.

It is established that the eccentricity of the longitudinal force affects the strength of the prismatic sites of the prototypes indifferent ways. Thus, the strength of inclined sections of eccentrically stretched beams with an increase in the relative eccentricity e / h_0 from -0.25 to +0.25, on average, decreases by 38%.

Ключевые слова:

Трещиностойкость, эксцентриситет, продольная сила, нормальные трещины, изгиб, математическая модель.

Crack resistance, eccentricity, longitudinal force, normal cracks, bending, mathematical model.

Введение. Исследование процессов образования и развития трещин в эксплуатируемых железобетонных конструкциях до настоящего времени остается одним из наиболее актуальных и вместе с тем наиболее сложным вопросом в теории железобетона. Как показывает практика, для большинства эксплуатируемых железобетонных конструкций наступление предельного состояния связано не с исчерпанием несущей способности, а с образованием и чрезмерным раскрытием трещин при эксплуатационных уровнях нагрузок. Опасность образования и чрезмерного раскрытия трещин, связывается с повышением риска возникновения коррозионных повреждений стальной арматуры (снижается долговечность конструкции), со значительным снижением жесткости конструкции (увеличению прогибов) и ухудшением эстетического и психологического восприятия конструкции.[4] Следует также отметить, что появление трещины в железобетонном элементе приводит к качественному изменению напряженно-деформированного состояния не только непосредственно в сечении и вблизи берегов трещины, но и всего элемента в целом, превращая железобетонный элемент в сложную систему блоков, объединенную в единое целое арматурой и нетреснувшим бетоном[5].

Анализ последних источников исследований и публикаций. Проблема трещинообразования в железобетонных элементах остаётся до конца не изученной, но данный вопрос детально изучался нашими авторами [1], [3], а также зарубежными [4], [5].

Постановка задачи. Нашей задачей является изучение трещинообразования изгибаемых внецентренно растянутых железобетонных

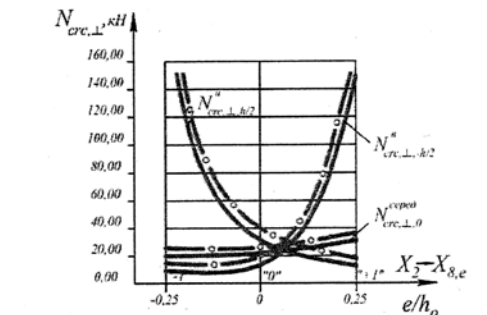
Изложение основного материала. На кафедре были проведены экспериментальные исследования. Исследовали трещиностойкость свободно опертых однопролетных балок прямоугольного сечения 1975*200*100мм и расчетной длиной пролета L=1575мм. Для изготовления опытных образцов балок использовался тяжелый бетон класса В25 на гранитном щебне фракции 5...10мм и кварцевом песке с модулем крупности 1,5. В результате эксперимента, в котором к однопролетным свободно опертым балкам на двух опорах в возрасте 100...120 суток, вначале прикладывали продольные растягивающие силы с эксцентриситетом (к торцам), а потом ступенчато возрастающую поперечную нагрузку. После обработки полученных экспериментальных данных при помощи эффективной компьютерной программы COMPEX, разработанной под руководством проф. Вознесенского В.А.[2], получены математические модели продольных растягивающих сил, вызывающих появление первых (т.н. первичных) нормальных трещин в растянутых, сжатых впоследствии от изгиба волокнах, а также посередине высоты сечения балки имеют следующий вид:

$$\hat{Y}N_{ср.л, \frac{h}{2}}^H = 31,03 - 107,77X_{с,е} + 91,20X_{с,е}^2, \text{ кН}; \quad (1)$$

$$\hat{Y}N_{ср.л, -\frac{h}{2}}^B = 17,52 + 70,0X_{с,е} + 62,47X_{с,е}^2, \text{ кН}; \quad (2)$$

$$\hat{Y}N_{ср.л, 0}^{ср.л} = 22,01 + 5,00X_{с,е} + 2,99X_{с,е}^2, \text{ кН}. \quad (3)$$

Геометрическая интерполяция указанных моделей представлена на рис. 1.



Условные обозначения:

- опытные значения по зависимостям (1)...(3)
- расчетные значения по простой деформационной модели (без учета технологической поврежденности бетона).

Рис. 1. Зависимость появления первичных трещин в зоне «чистого» изгиба и на приопорных участках внецентренно растянутых железобетонных балок от эксцентриситета приложенной нагрузки.



Анализ моделей (1)...(3) показывает, что решающее влияние на величину продольной силы, вызывающей появление нормальных трещин в той или иной зоне балки, оказывает эксцентриситет ее приложения (см. рис.1). С увеличением эксцентриситета (в сторону растянутой грани) нагрузка, соответствующая появлению трещин в растянутой от изгиба зоне $M_{срс,л,h/2}^F$ падает, а в сжатой - $M_{срс,л,-h/2}^F$ возрастает в несколько раз по сравнению со значением продольной силы $M_{срс,л,0}^F$ вызывающей появление нормальных трещин посередине высоты балки.

Сопоставление расчетных значений продольной силы с помощью адаптированной авторами слоистой деформационной модели, вызывающей появление нормальных трещин в той или иной зоне балки, с опытными данными подтвердило необходимость учета начальной технологической поврежденности бетона исследуемых элементов, так как она заметно (на 10...25%) снижает их реальную трещиностойкость [3].

По мере увеличения поперечной нагрузки трещины в сжатой от изгиба зоне постепенно закрываются, а в растянутой области «чистого» изгиба ранее образовавшиеся от воздействия продольной растягивающей силы N_p трещины с шагом около h_0 раскрываются и между ними появляются новые (вторичные) нормальные трещины [1].

Математическая модель, характеризующая составляющую момента появления новых нормальных трещин в зоне «чистого» изгиба от поперечной нагрузки, может быть представлена в следующем виде:

$$\bar{M}_{срс,л}^F = 1,59 + 0,37X_{7,N_p} - 0,97X_{9,e} + 0,32X_{7,N_p}^2 - 0,96X_{7,N_p} X_{9,e}, \text{ кНм.} \quad (4)$$

геометрическое отображение которой показано на рис. 2.

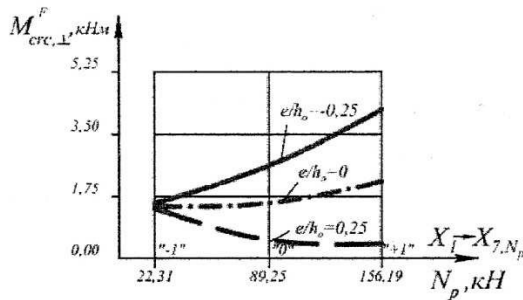


Рис. 2. Зависимость момента появления вторичных трещин в зоне «чистого» изгиба и на приопорных участках внецентренно растянутых железобетонных балок от величины продольной растягивающей силы и эксцентриситета её приложения.

Анализ выражения (4) показывает, что указанный момент $M_{срс,л}^F$ нелинейно зависит от величины продольной растягивающей силы N_p .

Так, $M_{срс,л}^F$ увеличивается по отношению к среднему значению 1,59 кНм:

- с увеличением значения N_p от 22,31 до 156,19 кН на 47%,
- с уменьшением величины e/h_0 от 0,25 до -0,25 на 122%.

Знак «+» при квадратичном эффекте X_{7,N_p}^2 свидетельствует о том, что с увеличением продольной силы N_p за пределами варьирования величина $M_{cr,c,\perp}^E$ резко возрастает. Имеет место взаимодействие обоих исследуемых в этой серии факторов. Так, $M_{cr,c,\perp}^E$ значительно возрастает при одновременном увеличении N_p и отрицательных значениях e/h_0 .

С физической точки зрения данное явление легко объясняется тем, что с повышением точки приложения растягивающей силы и увеличением ее значения возрастает разгружающий момент по отношению к обычному изгибаемому.

Дальнейшее увеличение поперечной нагрузки приводит к образованию первых наклонных трещин на участках балки в средних по высоте частях. При больших значениях растягивающей продольной силы N_p (порядка 156кН) и положительном эксцентриситете ее приложения (с направлением в сторону растянутой от изгиба грани) значения поперечной нагрузки, соответствующие появлению как новых дополнительных нормальных трещин в зоне «чистого» изгиба, так и первых наклонных трещин на приопорных участках исследуемых элементов в некоторых опытах совпадают.

Обработка полученных данных позволила вывести следующую простую модель:

$$V'_{cr} = 18,46 - 3,75X_{7,N_p} - 0,85X_{8,e} \text{ , кН} \quad (5)$$

анализ которой показывает, что она линейно зависит от общих исследуемых факторов. Причем, превалирующее значение имеет фактор X_{7,N_p} . Так, величина поперечной силы V'_{cr} , [6] уменьшается по отношению к среднему значению 18,46 кН (рис.3) с увеличением продольной растягивающей силы N_p от 22,31 до 156,19 кН на 41%, увеличением относительного эксцентриситета e/h_0 от -0,25 до +0,25 на 9%.

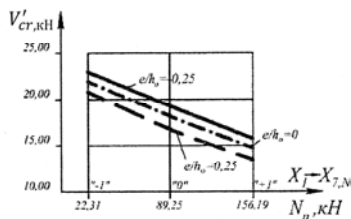


Рис. 3. Влияние величины продольной растягивающей силы и эксцентриситета её приложения на величину поперечной силы V'_{cr} , соответствующей появлению первых наклонных трещин на приопорных участках.



1. В зависимости от эксцентриситета приложения сжимающей силы на растянутой грани от действия созданного ею изгибающего момента возникают т.н. первичные нормальные трещины. При этом, расчетное значение момента трещинообразования превышает на 10...20% опытные данные, что свидетельствует о необходимости учета при проектировании начальной технологической поврежденности бетона.

2. Эксцентриситет продольной силы по-разному влияет на прочность приопорных участков опытных образцов. Так, прочность наклонных сечений внецентренно растянутых балок с увеличением относительного эксцентриситета e/h_0 от -0,25 до +0,25, в среднем, снижается на 38%.

1. Дорофеев В.С. Технологическая поврежденность строительных материалов и конструкций / В.С. Дорофеев, В.Н. Выровой. – О.: Город мастеров, 1998. – 168 с.

2. Вознесенский В.А. Численные методы решения строительно-технологических задач на ЭВМ / В.А. Вознесенский, Т.В. Ляшенко, Б.Л. Огарков – К.: Вища школа, 1989. – 328с.

3. Петров Н.Н. Прочность, деформативность и трещиностойкость приопорных участков внецентренно растянутых и сжатых железобетонных балок : дис. на соискание науч. степени канд. тех. наук, ОГАСА, 2011. – 252 с.

4. Deric John Oehlers, Matthew Haskett, Wade Lucas FPP-Reinforced Concrete Beams : Unified Approach Based on IC Theory, School of Civil, Environmental and Mining Engineering, Univ. of Adelaide, South Australia , Australia June 2011

5. Zhenhai Guo Principles of Reinforced Concrete - Tsinghua University Press, Published by Elsevir Inc. Oxford, USA, 2014

6. ДБН В.2.6-98:2009 (на заміну СНиП 2.03.01-84) Бетоні та залізобетоні конструкції. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 75с.

1. Dorofeev V.S. Technological damage to building materials and structures/ Dorofeev, V.N. Vyrovoy. - Odessa: City of Masters, 1998. - 168 p.

2. Voznesensky V.A. Numerical methods for solving construction-technological problems on a computer./ Voznesensky, T.V. Lyashenko, B.L. Ogarkov - K. : Vishcha school, 1989. - 328p.

3. Petrov N.N. Strength, deformability and crack resistance of the pricked sections of eccentrically stretched and compressed reinforced concrete beams: dis. for scientific research. degree of Cand. those. Sciences, OGASA, 2011. - 252 p.

4. Deric John Oehlers, Matthew Haskett, Wade Lucas FPP-Reinforced Concrete Beams : Unified Approach Based on IC Theory, School of Civil, Environmental and Mining Engineering, Univ. of Adelaide, South Australia , Australia June 2011

5. Zhenhai Guo Principles of Reinforced Concrete - Tsinghua University Press, Published by Elsevir Inc. Oxford, USA, 2014

6. DBN V.2.6-98: 2009 (replacing SNiP 2.03.01-84) Concrete and reinforced concrete structures. - Kyiv: Minregionstroy of Ukraine, 2011. - 75s.



РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ПРОСТОРОВИХ ПЕРЕРІЗІВ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ З ОДИНОЧНИМ АРМУВАННЯМ ПРИ ЗГІНІ З КРУЧЕННЯМ НА ОСНОВІ ДЕФОРМАЦІЙНОЇ МОДЕЛІ

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ СЕЧЕНИЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ТАВРОВОГО ПРОФИЛЯ С ОДИНОЧНЫМ АРМИРОВАНИЕМ ПРИ ИЗГИБЕ С КРУЧЕНИЕМ НА ОСНОВЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

CALCULATION OF SPACIOUS PERESIS PECULIARITIES OF PRESSURIZED RAILWAY CONCRETE ELEMENTS OF TAVROV PROFILE WITH UNIFORM ARM WELDING WITH REQUIREMENTS ON THE BASIS OF DEFORMATION MODEL

Клюка О.М., к.т.н., доц. (Кременчуцький національний університет імені Михайла Остроградського, м. Кременчук)

Клюка Е.Н., к.т.н., доц. (Кременчугский национальный университет имени Михайла Остроградского, г. Кременчуг)

L. Kluka, cand.tehn.nauk., associate professor, (Kremenchuk Mykhailo Ostrohradskyi National University Kremenchuk, Ukraine)

Виходячи з аналізу власних досліджень запропонована методика визначення міцності просторових перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів таврового профілю з одиночним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі.

Исходя из анализа собственных исследований предложена методика определения прочности пространственных сечений предварительно напряженных железобетонных элементов таврового профиля с одиночным армированием при изгибе с кручением на основе деформационной модели.

The article deals with the analysis of scientific researches of reinforced concrete beams of various cross-sectional shapes in bending and biaxial bending with torsion. The location scheme of the concrete compressed zone not along the line that connects the ends of the failure diagonal crack on opposite sides, but at a certain angle along the element longitudinal axis, the

value of which depends only on the T operating torque and M_d beam moments ratio, has been specified. In order to determine it, an algebraic dependence is proposed, which corresponds to experimental cases of "pure" bending and "pure" torsion. The author suggests to take into account all four branches of the cross reinforcement, located either near the stretched sides and or on the compressed sides, instead of one, as it has been suggested in previous studies.

The purpose of this work is to develop an improved technique for determining the bearing capacity of spatial sections of T-shaped reinforced concrete elements with double profile reinforcement taking into account all four branches of the cross reinforcement when bending with a torsion according to the deformation scheme.

The article suggests to arrange closed clamps in order to create an internal torque which should take the tensile stresses from the torque caused by external loading in bending reinforced concrete elements.

The developed method for calculating the bearing capacity makes it possible to perform a precise calculation of the strength of the spatial sections of T-shaped reinforced concrete elements with double profile reinforcement taking into account doubly reinforcement concrete and all four branches of the cross reinforcement in bending with torsion on the basis of the deformation model.

Ключові слова: міцність, згин, кручення, тавровий профіль, просторовий переріз, попереднє напруження, одиночне армування, деформаційна модель. Прочность, изгиб, кручение, тавровый профиль, пространственное сечение, предварительное напряжение, одиночное армирование, деформационная модель.

Strength, bend, torsion, brand profile, spatial section, preliminary tension, single reinforcement, deformation model.

Вступ. Виконані в свій час в науково-дослідному інституті бетону і залізобетону (НДІЗБ) під керівництвом проф. О. О. Гвоздева експериментально-теоретичні дослідження звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю при сумісній дії згинаючого та крутного моментів дозволили, в першому наближенні, розробити розрахункову схему руйнування та запропонувати методику розрахунку таких елементів. Автори цих досліджень запропонували розташовувати стиснуту зону бетону по лінії, що з'єднує кінці похилої тріщини руйнування на протилежних гранях перерізу і враховувати поздовжню робочу і тільки одну гілку поперечної арматури, розташованої біля розтягнутої грані. Результати цих досліджень були використані при розробці радянських нормативних документів [1], у відповідності з якими епюра напружень в стиснутій зоні бетону приймалась прямокутною. Результати подальших досліджень дозволили замінити прямокутну епюру стискуючих напружень в бетоні на криволінійну, що більш близько відповідає напружено-деформованому стану

поперечного перерізу, і перейти на деформаційну схему розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів як в Білорусії [2] і Росії [3], так і в Україні [4].

З урахуванням постійного зростання цін на будівельні матеріали доцільно там, де це можливо, прямокутні перерізи елементів, що працюють в умовах сумісної дії згинаючого та крутного моментів, замінювати на більш економічні двотаврові або таврові. У випадку агресивного середовища експлуатації з метою недопущення утворення тріщин в таких елементах їх доцільно виконувати попередньо напруженими.

Аналіз останніх досліджень. Виконані в подальшому експериментально-теоретичні дослідження звичайних і попередньо напружених залізобетонних елементів різних форм поперечного перерізу (прямокутник, тавр, двотавр) при косому згині з крученням [5-7] дозволили уточнити схему розташування стиснутої зони бетону: не по лінії, що з'єднує кінці похилої тріщини руйнування на протилежних гранях елемента, як це передбачено в діючих нормативних документах [2-4], а під певним кутом до його поздовжньої вісі, величина якого залежить тільки від співвідношення діючих крутного T та згинаючого M_d моментів $\psi = T : M_d$ і визначається за запропонованою авторами робіт [6,7] залежністю

$$\alpha = \arctg (1 + 1/5 \psi), \quad (1)$$

яка відповідає екстремальним випадкам: «чистому» згину ($T = 0$, $\alpha = 90^\circ$) і «чистому» крученню ($M_d = 0$, $\alpha = 45^\circ$). Авторами робіт [6-8] запропоновано також урахувати три гілки поперечної арматури, розташовані біля розтягнутих граней поперечного перерізу, замість однієї, як це рекомендовано в [2-4].

В роботі [8] запропонована методика розрахунку міцності просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів прямокутного профілю з одиночним і подвійним армуванням при згині з крученням за деформаційною схемою, в роботі [9] – те ж, для елементів таврового перерізу з одиночним армуванням, а в роботі [10] – для елементів таврового перерізу з подвійним армуванням.

Слід відзначити, що в згинальних елементах, при наявності крутних моментів, обов'язково необхідно влаштовувати закриті хомути для сприйняття розтягуючих зусиль, викликаних крутним моментом від зовнішнього навантаження. Внутрішній крутий момент повинен утворюватися двома парами зусиль в стрижнях як вертикальних, так і горизонтальних гілок поперечної арматури.

Постановка завдання. Розробка методики визначення несучої здатності просторових перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів таврового профілю з одиночним армуванням з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури при згині з крученням за деформаційною схемою.

Виклад основного матеріалу дослідження. В даному випадку, для визначення напружень в стиснутій зоні бетону за деформаційною моделлю, за пропозицією авторів роботи [11], використовуємо поліном п'ятого ступеню у вигляді

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{i=1}^5 \alpha_k \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cR}} \right)^k, \quad (2)$$

де f_{cd} – міцність бетону на стиск.

Для таврового перерізу з поздовжньою робочою попередньо напруженою арматурою, розташованою тільки в розтягнутій зоні (рис. 1 і 2), за умови, коли висота стиснутої зони бетону перевищує висоту полицки, тобто $z > h_f$, умови рівноваги зусиль в просторовому, нормальному до площини стиснутої зони бетону, перерізі запишуться так:

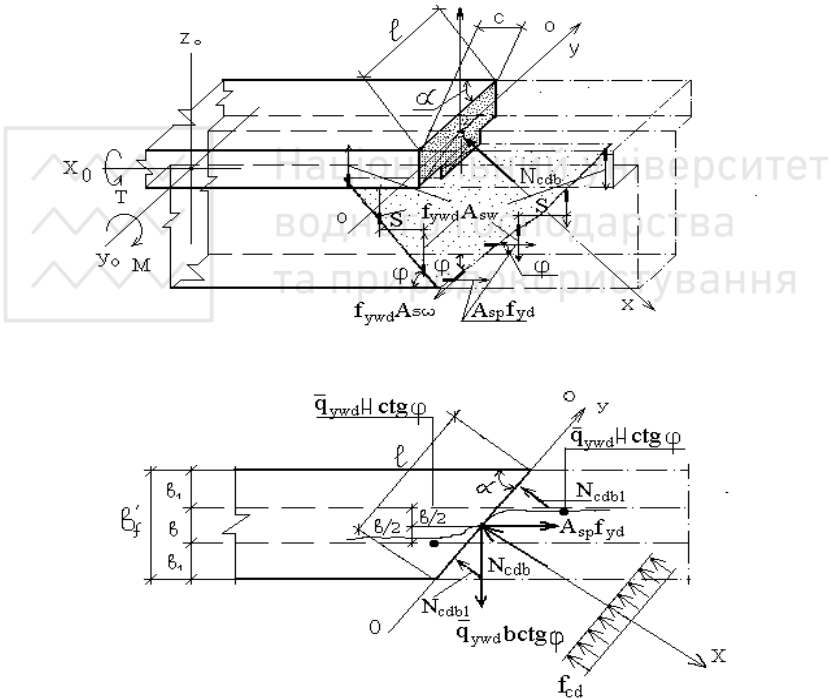


Рис. 1. Розрахункова схема для визначення несучої здатності попередньо напруженого залізобетонного елемента таврового профілю з одиночною арматурою при згині з крученням на основі деформаційної моделі:

- а – аксонометричний вигляд розрахункової схеми;
- б – горизонтальна проекція залізобетонного елемента

$$\sum M_{O-O} = 0; \quad (3)$$

$$\sum X = 0, \quad (4)$$



де ΣM_{O-O} – сума моментів усіх внутрішніх і зовнішніх зусиль відносно нейтральної лінії $O-O$, що проходить через нижню межу стиснутої зони бетону і лежить в її площині

$$M_d \sin \alpha + T \cos \alpha = N_{sp} \sin \alpha (H_o - z) + N_{ywdb} \cos \alpha (H - a_z - z) + N_{ywdH} \sin \varphi H + N_{cdb1} (z - 0,5h_f) + 0,5N_{cdb} z_f. \quad (5)$$

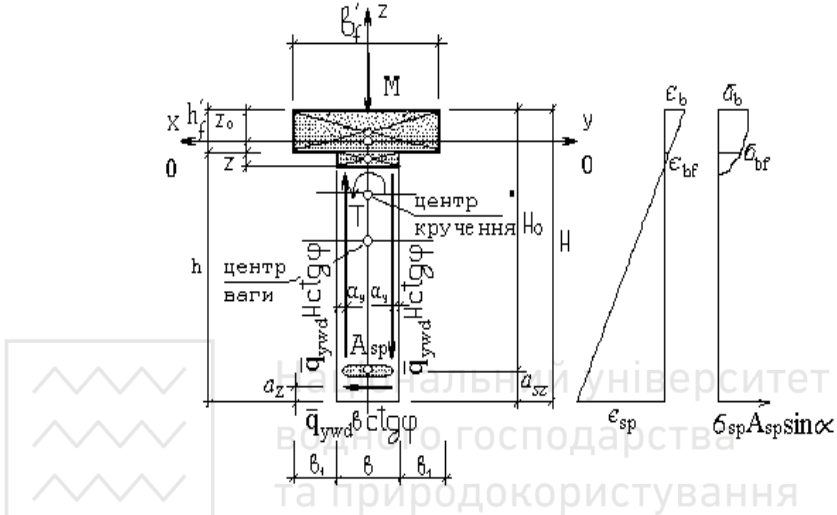


Рис. 2. До розрахункової схеми для визначення несучої здатності попередньо напруженого залізобетонного елемента таврового профілю з одиночною арматурою при згині з крученням на основі деформаційної моделі:

a – поперечний переріз залізобетонного елемента; b – еюра деформацій; v – еюра внутрішніх зусиль в поперечному перерізі

В цій формулі:

$$N_{sp} = f_{yd} A_{sp}; \quad (6)$$

$$N_{ywdb} = \bar{q}_{ywd} b \operatorname{ctg} \varphi; \quad (7)$$

$$N_{ywdH} = \bar{q}_{ywd} H \operatorname{ctg} \varphi. \quad (8)$$

де $\bar{q}_{ywd} = f_{ywd} A_{sw} / s$ – погонне зусилля як у вертикальних, так і в горизонтальних стрижнях поперечної арматури, віднесене до одиниці довжини елемента; на початковому етапі розрахунку діаметр d_{sw} і крок стрижнів поперечної арматури s приймаються конструктивно, залежно від висоти поперечного перерізу згинального елемента, поки що невідомому діаметрі поздовжньої робочої арматури d_{sp} ; в подальшому, при перевірці несучої здатності елемента на дію крутного моменту, ці параметри можуть коригуватися;

N_{cdb1}, N_{cdb} – перпендикулярні до площини стиснутої зони бетону зусилля, що сприймаються бетоном стиснутих звисів полицки та стиснутою частиною ребра нормального просторового перерізу елемента таврового профілю. Величини цих зусиль (рис.1) визначаються за формулами

$$N_{cdb1} = \int_{z_f}^z \sigma_c dA_c = \frac{(b_f - b)}{\sin \alpha} \int_{z_f}^z \sigma_c dz = \frac{(b_f - b)}{\sin \alpha} \int_{\varepsilon_{cf}}^{\varepsilon_c} \sigma_c d\varepsilon_c; \quad (9)$$

$$N_{cdb} = \int_0^z \sigma_c dA_c = \frac{b}{\sin \alpha} \int_0^z \sigma_c dz = \frac{b}{\sin \alpha} \int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c d\varepsilon_c, \quad (10)$$

в яких ε_c – відносна деформація крайнього верхнього стиснутого волокна бетону;

ΣX – сума проєкцій всіх внутрішніх зусиль на вісь, що проходить через точку перетину вертикальної осової лінії z із нейтральною лінією $O-O$ перпендикулярно площині стиснутої зони бетону:

$$N_{sp} \sin \alpha + N_{ywdb} \cos \alpha - (N_{cdb1} + N_{cdb}) / \sin \alpha = 0; \quad (11)$$

тут:

$$N_{sp} = \sigma_{sp} A_{sp} = E_{sp} \varepsilon_{sp} A_{sp}, \quad (12)$$

де ε_{sp} – відносна деформація крайнього волокна попередньо напруженої поздовжньої робочої арматури, розташованої в розтягнутій від зовнішнього навантаження зоні.

З використанням залежності « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » у вигляді (2) формули (9) і (10) набувають вигляду:

$$N_{cdb1} = f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z \times \left(\alpha_1 \frac{\varepsilon_c}{2\varepsilon_{cR}} + \alpha_2 \frac{\varepsilon_c^2}{3\varepsilon_{cR}^2} + \alpha_3 \frac{\varepsilon_c^3}{4\varepsilon_{cR}^3} + \alpha_4 \frac{\varepsilon_c^4}{5\varepsilon_{cR}^4} + \alpha_5 \frac{\varepsilon_c^5}{6\varepsilon_{cR}^5} \right) - f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z_f \times \left(\alpha_1 \frac{\varepsilon_{cf}}{2\varepsilon_{cR}} + \alpha_2 \frac{\varepsilon_{cf}^2}{3\varepsilon_{cR}^2} + \alpha_3 \frac{\varepsilon_{cf}^3}{4\varepsilon_{cR}^3} + \alpha_4 \frac{\varepsilon_{cf}^4}{5\varepsilon_{cR}^4} + \alpha_5 \frac{\varepsilon_{cf}^5}{6\varepsilon_{cR}^5} \right); \quad (13)$$

$$N_{cdb} = f_{cd} \frac{b}{\sin \alpha} z \times \left(\alpha_1 \frac{\varepsilon_c}{2\varepsilon_{cR}} + \alpha_2 \frac{\varepsilon_c^2}{3\varepsilon_{cR}^2} + \alpha_3 \frac{\varepsilon_c^3}{4\varepsilon_{cR}^3} + \alpha_4 \frac{\varepsilon_c^4}{5\varepsilon_{cR}^4} + \alpha_5 \frac{\varepsilon_c^5}{6\varepsilon_{cR}^5} \right), \quad (14)$$

де: α_k – коефіцієнти, що визначаються за рекомендаціями [11];

z_f – відстань від нейтральної лінії до нижньої грані полицки, визначаються за формулою

$$z_f = z - h_f; \quad (15)$$

ε_{cf} – відносна деформація бетону на рівні нижньої грані полицки, яка визначається за гіпотезою плоских перерізів наступним чином:

$$\varepsilon_{cf} = \frac{z_f \varepsilon_c}{z} = \frac{(z - h_f) \varepsilon_c}{z}. \quad (16)$$

Зусилля, що сприймаються поздовжньою робочою попередньо напруженою арматурою N_{sp} і стиснутою зоною бетону N_{cd} , визначаються за формулами



$$N_{sp} = \frac{E_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} \frac{\varepsilon_c}{z} (H_o - z); \quad (17)$$

$$N_{cd} = \frac{f_{cd} b_f z}{\sin \alpha} \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cR}} \right)^k - \frac{f_{cd} (b_f - b) z_f}{\sin \alpha} \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k. \quad (18)$$

Моменти, які сприймаються поздовжньою робочою попередньо напруженою M_{sp} і поперечною (M_{swb} і M_{swH}) арматурою та стиснутою зоною бетону (звисами полицки M_{cdb1} та ребром M_{cdb}) відносно нейтральної лінії просторового перерізу $O-O$, визначаються за формулами:

$$M_{sp} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} z_{sp} = \frac{E_{sp} \varepsilon_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} z_{sp} = \frac{E_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} \frac{\varepsilon_c}{z} (H_o - z)^2; \quad (19)$$

$$M_{ywdb} = N_{ywdb} \cos \alpha (H - a_{sz} - z); \quad (20)$$

$$M_{ywdH} = N_{ywdH} H \sin \varphi; \quad (21)$$

$$M_{cdb1} = \int_{z_f}^z \frac{\sigma_c}{\sin \alpha} z dA_c = \frac{b_f - b}{\sin \alpha} \int_{z_f}^z \sigma_c z dz = \frac{b_f - b}{\sin \alpha} \int_{\varepsilon_f}^{\varepsilon_b} \sigma_c d\varepsilon_c; \quad (22)$$

$$M_{cdb} = \int_0^z \frac{\sigma_c}{\sin \alpha} z dA_c = \frac{b}{\sin \alpha} \int_0^z \sigma_c z dz = \frac{b}{\sin \alpha} \int_{\varepsilon_f}^{\varepsilon_b} \sigma_c d\varepsilon_c. \quad (23)$$

З урахуванням виразу (2) формули (22) і (23) приймають вигляд:

$$M_{cdb1} = f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cR}} \right)^k - f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha}; \quad (24)$$

$$M_{cdb} = f_{cd} \frac{b}{\sin \alpha} z^2. \quad (25)$$

Повний згинаючий момент відносно нейтральної лінії $O-O$, що сприймає стиснута зона бетону, визначається за наступною формулою

$$M_{cd} = f_{cd} \frac{b_f}{\sin \alpha} z^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cR}} \right)^k - f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z_f^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k, \quad (26)$$

а сумарний згинаючий момент, що сприймається поздовжньою напруженою арматурою і всіма гілками поперечної арматури відносно тієї ж лінії $O-O$ – за формулою

$$M_{sp} + M_{swb} + M_{swH} = \frac{E_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} \frac{\varepsilon_c}{z} (H_o - z)^2 + N_{ywdb} \cos \alpha (H - a_{sz} - z) + N_{ywdH} H \sin \varphi. \quad (27)$$

Підставляючи вирази (26) і (27) у (5), отримаємо



$$M_d \sin \alpha + T \cos \alpha = \frac{E_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} \frac{\varepsilon_c}{z} (H_o - z)^2 + N_{ywdb} \cos \alpha (H - a_{sz} - z) + N_{ywdH} H \sin \varphi + f_{cd} \frac{b_f}{\sin \alpha} z^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cR}} \right)^k - f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z_f^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k. \quad (28)$$

Розв'язуючи це рівняння відносно M_d з урахуванням того, що $\psi = T : M_d$, отримуємо

$$M_d = \frac{1}{\sin \alpha + \psi \cos \alpha} \left[\frac{E_{sp} A_{sp}}{\sin \alpha} \frac{\varepsilon_c}{z} (H_o - z)^2 + N_{ywdb} \cos \alpha (H - a_{sz} - z) + N_{ywdH} H \sin \varphi + f_{cd} \frac{b_f}{\sin \alpha} z^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cR}} \right)^k - f_{cd} \frac{b_f - b}{\sin \alpha} z_f^2 \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon_{cR}} \right)^k \right]. \quad (29)$$

Невідома в цьому рівнянні висота стиснутої зони бетону z визначається методом поступового наближення, починаючи з величини $z > 0,5 h_f$ до досягнення достатньої точності не нижче 5 %.

При практичних розрахунках кут нахилу тріщин руйнування φ до поздовжньої вісі елемента, за експериментальними даними авторів робіт [6, 7], можна приймати рівним 45°.

Після цього за формулою

$$T = \psi \times M_d \quad (30)$$

визначають величину крутного моменту, що сприймається просторовим перерізом попередньо напруженого елемента таврового профілю з одиночною арматурою.

Якщо ж крутний момент T , визначений за формулою (30), виявиться меншим від викликаного зовнішнім навантаженням, в такому випадку слід зменшити конструктивно прийнятний крок поперечної арматури s або збільшити її діаметр і повторити розрахунок за вище запропонованою методикою.

Висновок. Отримані формули дозволяють виконувати розрахунок міцності просторових перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів таврового профілю з одиночним армуванням при згині з крученням з урахуванням усіх чотирьох гілок поперечної арматури на основі деформаційної моделі.

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – М., 1986. – 79 стр.

2. СНБ 5.03.01-02. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования. – Мн., 2002– 217 стр.

3. СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М., 2003. Госстрой России.– 125 стр.

4. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 98 с.

5. Фалеев Л. В. Экспериментально-теоретические исследования несущей способности железобетонных балок прямоугольного и таврового сечений, работающих на кривой изгиб с кручением. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. – Полтава, 1968. – 301 стр.

6. Кузьменко А. М. Экспериментально-теоретические исследования несущей способности предварительно напряженных железобетонных элементов прямоугольного сечения при косом изгибе с кручением. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. – Полтава, 1972. – 230 стр.

7. Жорняк Н. С. Экспериментально-теоретические исследования несущей способности предварительно напряженных железобетонных элементов таврового и двутаврового поперечных сечений на кривой изгиб с кручением. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. – Полтава, 1973. – 170 стр.

8. Клюка О. М. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів при згині з крученням на основі нелінійної деформаційної моделі. Дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук за спец. 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди. / Полтава: Полтавський НТУ ім. Ю. Кондратюка, 2010. – 163 с.

9. Клюка О.М. Розрахунок міцності звичайно армованих залізобетонних елементів таврового перерізу з одиночним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі / О.М. Клюка, М.С. Жорняк // Вісник Кременчуцького національного університету ім. М. Остроградського. Випуск 6/2011 (71). – Кременчук, 2011 – С.161 - 164.

10. Клюка О. М., Жорняк М. С. Розрахунок міцності просторових перерізів звичайно армованих залізобетонних елементів таврового профілю з подвійним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Випуск 23. Збірник наукових праць. Рівне, 2012. – С. 261 - 268.

11. Бамбура А. Н., Гурковский А. Б. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / Збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2003. – Випуск 59. – Книга 1. – С. 121-130.

1. СНуП 2.03.01-84*. Betonnyye y zhelezobetonnyye konstruksii. Normy proektyrovaniya [Concrete and reinforced concrete structures. Design standards]. (1986). Moscva.

2. SNB 5.03.01-02. Konstruksyy betonnyye y zhelezobetonnyye. Normy proektyrovaniya [Concrete and reinforced concrete structures. Design standards]. (2002). Mynsk.

3. SP 52-101-03. Betonnyye y zhelezobetonnyye konstruksyy bez predvartelnogo napriazheniya armatury [Concrete and reinforced concrete structures without prestressing reinforcement.] – 2003. Moscva: Hosstroj Rossyy.

4. DBN V.2.5-98:2009. Konstruksii budinkiv I sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruksii. Osnovni polozhennia proektuvannia [Construction of houses and buildings. Concrete and reinforced concrete structures. General design]. (2009). Kyiv: Minregionbud Ukraini.

5. Faleev L. V. Eksperymentalno-teoretycheskye yysledovaniya nesushchei sposobnosti zhelezobetonnykh balok priamouholnoho y tavravooho sechenyi, rabotaiushchykh na kosoi

6. Kuzmenko A. M. Экспериментально-теоретические исследования несущей способности предварительно напряженных железобетонных элементов прямоугольного сечения при косом изгибе с кручением. Dyssertatsiya na soyskanye uchenoi stepeny kand. tekhn. nauk. – Poltava, 1972. – 230 str.

7. Zhorniak N. S. Экспериментально-теоретические исследования несущей способности предварительно напряженных железобетонных элементов таврового и двутаврового поперечных сечений на косой изгиб с кручением. Dyssertatsiya na soyskanye uchenoi stepeny kand. tekhn. nauk. – Poltava, 1973. – 170 str.

8. Kliuka O. M. Rozrakhunok mitsnosti normalnykh pereriziv zalizobetonnykh elementiv pry zghyni z kruchenniam na osnovi neliniinoi deformatsiinoi modeli. Dys. na zdobuttia nauk. stup. kand. tekhn. nauk za spets. 05.23.01 – budivelni konstruktzii, budivli ta sporudy. / Poltava: Poltavskiy NTU im. Yu. Kondratiuka, 2010. –163 s.

9. Klyuka L. (2011). Calculation of strength of reinforced reinforced concrete elements of a tread section with single reinforcement at bending with a torsion on the basis of a deformation model / L. Klyuka, M. Zhorniak // Visnyk of Kremenchuk National University named after M. Ostrogradsky, Vol.6/2011(71), 161-164.

10. Klyuka L. (2012). Calculation of the strength of the spatial sections of reinforced concrete elements of the tin profile with double reinforcement with bending with torsion on the basis of deformation models / L. Klyuka, M. Zhorniak // Collection of scientific works "Resource-saving materials, constructions, buildings and structures" Rivne, Vol. 23, 261–268.

11. Bambura A. (2003). To the construction of the deformation theory of reinforced concrete rod systems on an experimental basis/ A. Bambura, A. Hurkovskiy // Collection of scientific works, Kyiv, KNUBA, Vol.59, 121-130.



ПІДВИЩЕННЯ СТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬНИХ ВИРОБІВ ПРИ МАЛОЦИКЛОВІЙ УТОМІ БЕТОНУ

INCREASE RESISTANCE OF BUILDING CONSTRUCTIONS AT LOW CYCLE FATIGUE OF CONCRETE

Коробко О.О., к.т.н., доц., Вировой В.М., д.т.н., проф., Уразманова Н.Ф., аспірант, Непомнящий О.М., асистент (Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)

Korobko O. O., candidate of technical sciences, docent, Vyrovoy V.M., doctor of technical sciences, professor, Urazmanova N. F., post-graduate student, Nepomnyashchy O. M., assistant (Odessa State Academy Civil Engineering and Architecture, Odessa)

Підвищити стійкість будівельних виробів можна за рахунок формування взаємозалежних різномасштабних структур для одержання заданого набору різних за призначенням структурних елементів, що гарантують безпеку функціонування бетону в складних умовах експлуатації.

Structural adaptation of the material provides stability of initial level of properties of concrete under the influence of changing stress. This is, to a large extent, determined by changes the parameters of technological cracks and inner surfaces of partition as active elements of the structure, capable in a timely manner of responding to external influences. Material properties remain at the predetermined level as result of structure self-organization. Poly-structure of concretes implies mutual influence and interaction of the structural levels at all periods of their life cycle. There are new possibilities for the directed organization of the structure of concrete as a complex dynamic open system by changing the initial conditions for the structure formation of individual subsystems - the levels of structural heterogeneities. Variation of the compositions can serve as a factor of controlling the kinetics of the processes of organization of the structure at a certain level with reaching the level of the structure of the concrete and the product. The microstructure of concrete can be organized by internal, external and complex activation. The operating factor of macrostructure formation can be a change in the ratio of adhesion and cohesive bonding forces at the surface of partition between the matrix material and the fillers. Concretes with a structure formed by selective adhesion of the cement matrix to the fillers had the raised parameters of quality and were better adapted to low-cycle fatigue stress. Interference and interaction of the active elements of the structure is a factor of the safe

functioning of building constructions. To increase the resistance of concretes can be due to the directional formation of interdependent structures. It allows you to obtain the specified sets of structural elements that ensure the preservation of the level of the product properties in complex operating conditions.

Ключові слова: бетон, керамзитобетон, структура, самоорганізація, активні елементи, деформації, пошкодженість, малоциклова утома.
Concrete, expanded clay concrete, structure, self-organization, active elements, deformations, damage, low cycle fatigue.

Вступ. Будівельні конструкції та вироби експлуатуються переважно в умовах середовища, яке безперервно змінює температурні та вологісні параметри. Для безпеки функціонування конструкцій і виробів структура матеріалу має включати набори елементів, що здатні своєчасно реагувати на поперемінні впливи зовнішніх факторів. Такими елементами виступають технологічні та експлуатаційні тріщини і внутрішні поверхні розділу (ВПР), які присутні на всіх рівнях структурних неоднорідностей будь-якого композиційного матеріалу та визначають, в якості активних елементів, стійкість конструкцій і виробів при періодичних циклах заморожування-відтавання та зволоження-висушування [1]. Поліструктурність бетону передбачає співіснування ієрархії взаємно підпорядкованих різномасштабних рівнів структури, зв'язаних через поверхні розділу в єдину дисипативну систему [2, 3]. На кожному окремому рівні утворюються індивідуальні набори тріщин і ВПР, які є невід'ємними складовими загальної складно організованої сітки активних елементів на рівні виробу (конструкції). Неоднорідності як підсистеми з характерними лише для них складовими можуть впливати одна на одну при організації інтегральної структури бетону-системи. Для одержання заданих наборів різнорівневих тріщин і внутрішніх поверхонь розділу раціональним підходом прийнято регулювання різноманіттям взаємозалежних підструктур бетону. Це дозволить виявити шляхи вирішення проблеми підвищення стійкості будівельних виробів при малоцикловій утомі матеріалу.

Аналіз останніх досліджень. Проведений огляд науково-технічної інформації дозволив проаналізувати характерні особливості структуроутворення бетону як поліструктурного матеріалу [2], доцільність використання структурного (системного) підходу в будівельному матеріалознавстві [4, 5], умови розвитку деформацій різних видів, що супроводжують процеси тверднення композиційних матеріалів, різноманітні умови експлуатації та способи захисту виробів і конструкцій. Це послужило базою для обґрунтування необхідності подання будівельного виробу як об'єкту-системи зі специфічним оформленням структури.

Постановка мети та задачі досліджень. Мета досліджень – підвищити стійкість бетонів на щільних і пористих заповнювачах за рахунок направлено формування різних за вилом та призначенням взаємозалежних підструктур для одержання заданих наборів структурних елементів, що забезпечують збереження проектного рівня властивостей виробу в умовах експлуатації, пов'язаних з багаторазовими циклами заморожування-відтавання та зволоження-висушування.

Задачі досліджень: - проаналізувати взаємовплив рівнів структурних неоднорідностей бетону та виявити фактори направленої організації мікро-та макроструктур; - визначити динаміку зміни структури та властивостей бетону і керамзитобетону при малоцикловій утомі та тривалому твердненні.

Методика досліджень. Дослідження проводили на: на моделях чарунок з різним орієнтуванням імітаторів заповнювачів в цементній матриці; зразках-кубах розміром 100×100×100 мм, виготовлених з бетону і керамзитобетону на заповнювачах з різним станом поверхні. Моделі структурних чарунок були виготовлені на основі цементного тіста і полімервміщуючих композитів. Розташування імітаторів-призм забезпечило одержання чарунок кубічної та гексагональної форм. Кожна модель включала по три чарунки з різним орієнтуванням імітаторів один відносно одного.

Пошкодженість матричного матеріалу оцінювали через коефіцієнт, який визначається як співвідношення сумарної протяжності технологічних тріщин і внутрішніх поверхонь розділу на виділеній поверхні зразка [6].

Показники міцності на стиск, модуля пружності, відкритої пористості, середньої густини, водопоглинання та маси бетонних зразків до та після кожного циклу періодичних температурних і вологісних впливів визначали за стандартними методиками. На основі одержаних значень різних властивостей були обчислені коефіцієнти стійкості бетону і керамзитобетону при малоцикловій утомі як співвідношення показника властивості бетонів після певної кількості циклів впливу до показника властивості бетонів після 28 діб нормального тверднення.

Результати досліджень. Запропоновані теоретичні положення та експериментальні результати базуються на робочій гіпотезі, що уявлення будівельних виробів як системи, що самоорганізується, та є відкритою до зовнішніх чинників, дасть змогу визначити фактори направлено формування взаємозв'язаних різнорівневих структур бетону.

Будівельні виробу та бетон як матеріал, з якого їх виготовлено, являють собою певну системну спільність. Взаємозв'язок матеріалу та виробу передбачає, що структура бетону визначає структурне оформлення виробу як системи, яка включає бетон в якості складової частини (підсистеми). В свою чергу, бетон розглядається як матеріал, організований у вигляді сукупності взаємозалежних структурних неоднорідностей на рівнях: часток в'язучого (мікроструктура); продуктів новоутворень (наноструктура), взаємодії

матричного матеріалу і заповнювачів (макроструктура) та виробу як спеціально оформленого матеріалу конкретної геометричної форми. На кожному рівні неоднорідностей утворюється набір характерних структурних елементів. Зроблено припущення, що зміна складів вихідних компонентів може служити фактором керування кінетикою процесів організації структури на тому чи іншому рівні з виходом на рівень структури бетону та виробу. Всі рівні структурних неоднорідностей виробу, включаючи сам виріб, є відкритими складними системами, що самоорганізуються в аутопоєзісному режимі [7]. Подібний порядок структуроутворення передбачає певну вибірковість організації системи при збереженні її відкритості до впливу навколишнього середовища.

Механізми організації структури виділених рівнів неоднорідностей якісно відрізняються. На кожному рівні реалізується свій комплекс процесів та явищ, що визначають їх фінальний стан. Проте, всі неоднорідності знаходяться в різномасштабній підпорядкованості та впливають один на одного, викликаючи взаємозалежні структурні зміни, чим підтримується самоорганізація структури протягом всього життєвого циклу матеріалу.

З різних початкових положень при різних умовах структуроутворення на всіх рівнях неоднорідностей виникають однакові за типом елементи структури – поверхні розділу. Завдяки поверхням розділу стає можливою передача різного виду деформацій між складовими одного рівня та складовими, що належать різним рівням неоднорідностей. Таким чином, деформації в якості елемента визначають процеси структуроутворення та функціонування бетону. Керування проявом деформацій в початковий період дозволяє направлено забезпечити структуру матеріалу та, в першу чергу, впливати на формування полів залишкових деформацій та зародження технологічних тріщин і внутрішніх поверхонь розділу. Для одержання заданих наборів активних елементів прийняті фактори керування процесами організації мікро- та макроструктур бетону.

В якості мікроструктури бетону виділено рівень часток в'язучого, який можна представити як грубодисперсну висококонцентровану ліофобну систему з ліофільною границею розділу фаз [8]. Характерними елементами цього рівня є періодично організовані кластерні структури з дисперсних часток. Кластери утворюються в результаті нерівноважених міжчасткових взаємодій і обмінних процесів та взаємодіють між собою з утворенням міжкластерних поверхонь розділу, які є потенційними зародковими тріщинами. Організувати структуру мікрорівня неоднорідностей можна через способи внутрішньої, зовнішньої та комплексної активації твердіючих систем. На зміну вихідних умов мікроструктура бетону як відкрита системи, що самоорганізується, реагує перерозподілом нерівноважених сил міжчасткових взаємодій та утворенням структурних агрегатів з іншими параметрами. Для підтвердження цього були виконані експерименти на

моделях дисперсних ліофобних систем. Результати досліджень показали, що площа та протяжність зовнішніх границь складових неактивованих та активованих систем відрізнялися до 3,5-5 разів при суттєвій зміні форми агрегатів та періодів їх формування. Аналогічний вплив видів активації спостерігається на цементно-водних та полімервміщуючих композиціях.

Зміна початкової структури, що визначається параметрами поверхонь розділу та умовами міжфазних взаємодій, веде до зміни величини і кінетики прояву об'ємних деформацій та строків тужавлення систем на основі мінеральних або органічних в'язучих. При активації систем на мінеральних в'язучих показники об'ємних деформацій змінювалися до 2-7 разів, строки тужавлення до 120 хв. Об'ємні деформації полімерних композицій залежно від способу активації відрізнялись за величиною та інтенсивністю прояву до 2,5-4,5 разів, періоди формування структури на 30-180 хв. Зміна властивостей матеріалів, що твердіють, є своєрідним відображенням зміни умов їх структуроутворення. Показова відмінність кінцевих структур позначилась на технологічній пошкодженості, тріщиностійкості, міцності при стиску та згині цементно-водних і полімервміщуючих композитів, а також модулі пружності затверділих полімерних зразків та глибині карбонізації цементного каменя. Вид активації забезпечує структури, що ведуть до підвищення значень властивостей матеріалів при зменшенні витрат цементу до 35% чи епоксидної смоли до 65%. Були визначені склади в'язучого, що дозволяють одержувати композити з поліпшеними показниками якості. Більш ефективною є комплексна активація з використанням полімінеральних і полідисперсних наповнювачів.

В бетонах мікроструктура є матричною складовою макроструктури, тому умови її структурної організації визначаються зміною оформлення макрорівня неоднорідностей. Вихідні параметри макроструктури в значній мірі залежать від складів заповнювачів, які були виділені в якості факторів регулювання різномасштабним структуроутворенням бетону. Заповнювачі в матричному матеріалі утворюють набори своєрідних упорядкованих чарунок, що є характерними елементами макроструктури. Навіть при одному й тому ж складі бетону співіснують чарунки різних форм та розмірів. Організація структури матричного матеріалу відбувається одночасно в усіх чарунках, проте її реалізація індивідуальна для кожної окремої чарунки (рис. 1).

На моделях чарунок було визначено, що залежно від розташування та стану поверхні заповнювачів в цементної або полімерної матриці утворюються структури, що відрізняються конфігурацією, площею та густиною, а також протяжністю границь розділу при неповторності формування полів залишкових деформацій в окремих чарунках. Це привело до зміни об'ємних деформацій, на 28-45% та строків тужавлення цементного тіста до 150 хв.

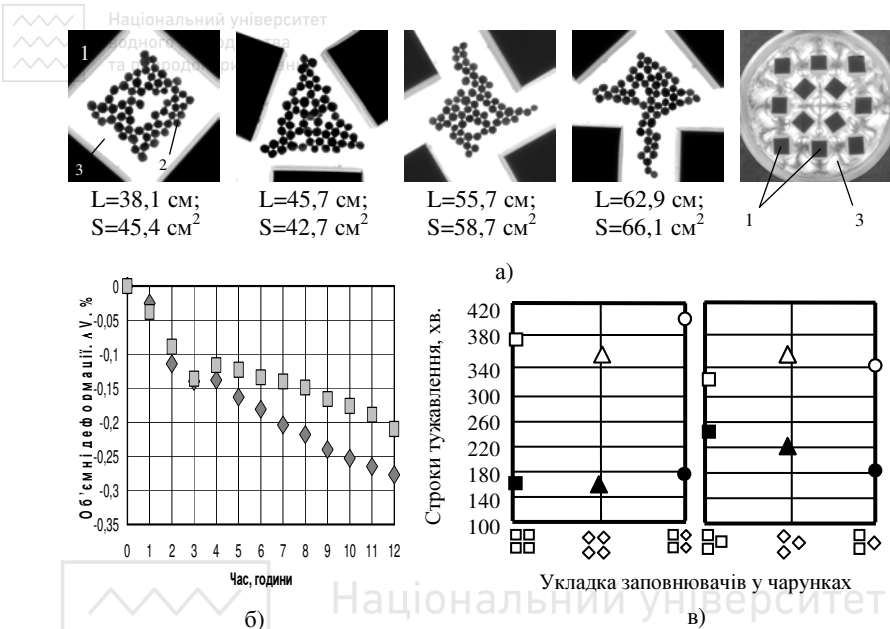


Рис.1. Структуроутворення та прояв властивостей матричного матеріалу в структурних чарунках різних форм:

а) організація структури матричної складової (1 – імітатори заповнювачів, 2 – частки дисперсної фази, 3 – епоксидна смола як дисперсійне середовище);

L – протяжність зовнішніх границь кластерів; S – площа кластерів;

б) об'ємі деформації матричного матеріалу, що твердіє (◇ – кубічна укладка заповнювачів, □ – гексагональна укладка заповнювачів);

в) строки тужавлення матричного матеріалу (■, ▲, ● – початок, хв., □, Δ, ○ – кінець, хв.).

Величина коефіцієнту пошкодженості цементного каменя відрізнялася до 2,5 разів, показники водопоглинання зразків до 40%, міцності при стиску до 2 разів. Розвиток магістральної тріщини визначався розподілом чарунок в моделях та проходив по початковим активним елементам.

Бетони промислових складів включають багатоваріантні за геометричними параметрами набори структурних чарунок із заданими умовами взаємодії матриці з поверхнею заповнювачів. Збільшити різноманітність параметрів чарунок можна за рахунок зміни співвідношення адгезійно-когезійних сил зв'язку на границі розділу між матрицею та заповнювачами. Чарунки являють собою відносно автономні частини бетону, в яких забезпечуються набори структурних складових, що через взаємовплив визначають потенціал структури та рівень властивостей всього матеріалу до експлуатації. Були забезпечені характерні випадки міжфазних взаємодій з повною, недосконалою та

вибірковою адгезією матриці до поверхні заповнювачів. Поверхню частини зерен гранітного щебеня та керамзитового гравію апретували ГКР-11. В результаті був одержаний важкий бетон трьох класів та керамзитобетон двох класів з відповідним рівнем властивостей. Поліпшеними показниками відрізнялися бетони, структура яких була ініційована вибірковою адгезією матриці до поверхні заповнювачів.

Позитивний ефект структурного різноманіття зберігався при експлуатації будівельних композитів. Враховуючи, що тріщини і внутрішні поверхні розділу співіснують на всіх рівнях структурних неоднорідностей, структуру бетону можна уявити як різномасштабну сітку активних елементів. Завдяки сітковій взаємозв'язаності підструктур градієнти екзо- і ендодетформацій [9] передаються з одного рівня неоднорідностей на інший та перерозподіляються між ними. Самозбереження рівнів забезпечується локалізацією росту тріщин всередині неоднорідностей, що запобігає їх злиттю в тріщини руйнування. Сприятливі структурні зміни, пов'язані із саморозвитком сітки тріщин і внутрішніх поверхонь розділу, дають змогу проявитися різним механізмам адаптації для підтримки властивостей композитів на початковому рівні.

Для підтвердження цього були визначені коефіцієнти стійкості бетонів при періодичних зволоженні-висушуванні та заморожуванні-відтаванні. До температурних і вологісних впливів краще пристосовувалися бетони, що включали більш різноманітні за властивостями набори чарунок. Крім того, початкова структура спадково впливала на зміну властивостей будівельних композитів при тривалому твердненні. Зміна пошкодженості, полімерних композицій, цементного каменя та бетонів у часі свідчить про безперервність структурних перебудов, завдяки яким властивості матеріалів підтримуються на рівні, не нижче проектного. Регулювання структурним різноманіттям дозволило отримати структури з заданим комплексом складових, що позначилося на рівні фізико-технічних властивостей матеріалу.

Висновки. Теоретично обґрунтовано та експериментально підтверджено, що бетон являє собою цілісність, утворену різними підструктурами. Результати досліджень композитів на різного виду в'язучих показали, що структурні зміни матеріалу відбуваються в рамках резерву різноманіття структур. Стійкість матеріалів залежить від забезпечення цього резерву. Ця передумова послужила базою при визначенні складів та технології виготовлення виробів на основі цементних и полімерних композицій та бетонів. Уявлення будівельних виробів як відкритих систем, що самоорганізуються, дозволило одержати матеріали з заданими наборами структурних елементів та властивостей за рахунок направленої організації їх різномасштабної структури. Отримані матеріали відзначалися підвищеною стійкістю в умовах експлуатації, зокрема, при тривалому твердінні та малоцикловій утомі.

1. Суханов В.Г. Структура материала в структуре конструкции / В.Г. Суханов, В.Н. Выровой, О.А. Коробко. – Одесса: «ПОЛИГРАФ», 2016. – 244 с.

2. Соломатов В.И. Полиструктурная теория композиционных строительных материалов / [В.И. Соломатов, В.Н. Выровой и др.]. – Ташкент: ФАН, 1991. – 345 с.

3. Коробко О.А. Роль деформаций в «жизни» бетона / О.А. Коробко, В.Г. Суханов, В.Н. Выровой, В.Ю. Тофанило // Известия КГАСУ. – 2014. – № 3 (29). – С. 114-121.

4. Прангишвили И.В. Системный подход и общесистемные закономерности / И.В. Прангишвили. – М.: «СИНТЕГ», 2000. – 519 с.

5. Выровой В.Н. Системный подход при анализе структуры строительных композиций / В.Н. Выровой, В.С. Дорофеев, В.Г. Суханов // 36. наук. пр. «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди». – 2008. – Вип. 16. – Ч. 1. – С. 133-139.

6. Выровой В.Н. Композиционные строительные материалы и конструкции. Структура, самоорганизация, свойства / В.Н. Выровой, В.С. Дорофеев, В.Г. Суханов. – Одесса: «ТЭС», 2010. – 169 с.

7. Коробко О.А. Бетон как самоорганизующаяся система / О.А. Коробко, В.Н. Выровой, В.Г. Суханов, В.Ю. Тофанило // Вісник ОДАБА. – 2014. – Вип. 53. – С. 182-190.

8. Композиционные строительные материалы и конструкции пониженной материалоемкости / В.И. Соломатов и др. – К.: Будівельник, 1991. – 144 с.

9. Коробко О.А. Роль эндо- и экзодформации в организации структуры бетона / О.А. Коробко, В.Ю. Тофанило, В.Н. Выровой // 36. наук. пр. «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди». – 2014. – Вип. 29. – С. 30-36.

1. Suhanov V.G. Struktura materiala v strukture konstrukcii / V.G. Suhanov, V.N. Vyrovoy, O.A. Korobko. – Odessa: «POLIGRAF», 2016. – 244 s.

2. Solomatov V.I. Polistrukturnaya teoriya kompozitsionnykh stroitel'nykh materialov / [V.I. Solomatov, V.N. Vyrovoy i dr.]. – Tashkent: FAN, 1991. – 345 s.

3. Korobko O.A. Rol' deformatsij v «zhizni» betona / O.A. Korobko, V.G. Suhanov, V.N. Vyrovoy, V.YU. Tofanilo // Izvestiya KGASU. – 2014. – № 3 (29). – S. 114-121.

4. Prangishvili I.V. Sistemnyj podhod i obshchesistemnye zakonomernosti / I.V. Prangishvili. – M.: «SINTEG», 2000. – 519s.

5. Vyrovoy V.N. Sistemnyj podhod pri analize struktury stroitel'nykh kompozitsij / V.N. Vyrovoy, V.S. Dorofeev, V.G. Suhanov // Zb. nauk. pr. «Resursoekonomni materialy`, konstrukciyi, budivli ta sporudy`. – 2008. – Vy`p. 16. – Ch. 1. – S. 133-139.

6. Vyrovoy V.N. Kompozitsionnye stroitel'nye materialy i konstrukcii. Struktura, samoorganizaciya, svojstva / V.N. Vyrovoy, V.S. Dorofeev, V.G. Suhanov. – Odessa: «TES», 2010. – 169 s.

7. Korobko O.A. Beton kak samoorganizuyushchayasya sistema / O.A. Korobko, V.N. Vyrovoy, V.G. Suhanov, V.YU. Tofanilo // Visny`k ODABA. – 2014. – Vy`p. 53. – S. 182-190.

8. Kompozitsionnye stroitel'nye materialy i konstrukcii ponizhennoj materialoemkosti / V.I. Solomatov i dr. – K.: Budivel'nik, 1991. – 144 s.

9. Korobko O.A. Rol' ehndo- i ehkodeformacii v organizacii struktury betona / O.A. Korobko, V.Yu. Tofanilo, V.N. Vyrovoy // Zb. nauk. pr. «Resursoekonomni materialy`, konstrukciyi, budivli ta sporudy`. – 2014. – Vy`p. 29. – S. 30-36.



ОСОБЛИВОСТІ ПОБУДОВИ ДІАГРАМИ «МОМЕНТ-КРИВИЗНА» НЕРОЗРІЗНИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ДІЇ МАЛОЦИКЛОВИХ ЗНАКОЗМІННИХ НАВАНТАЖЕНЬ

FEATURES OF "MOMENT-CRYVIVISM" DIAGNOSTIC BUILDING NON-INFLAMMATORY CONVENTIONAL ELEMENTS FOR THE EFFECT OF SMALL CYCLE IMPROVED LOADS

Масюк Г.Х., к.т.н., проф., ORCID: 0000-0001-5207-3111 Ющук О.В., аспірант, ORCID: 0000-0001-6266-3465 Масюк В.Г., ст. викладач, ORCID: 0000-0002-1450-3771 Федюк М.А., студент ORCID: 0000-0002-2213-8372 (Национальний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Masjuk G.H. Ph.D, Prof., ORCID: 0000-0001-5207-3111 Yushchuk O.V., post-graduate student, ORCID: 0000-0001-6266-3465 Masjuk W.G., senior lecturer, ORCID: 0000-0002-1450-3771 Fedjuk M.A., student, ORCID: 0000-0002-2213-8372 (National university of water management and nature resources use, Rivne, Ukraine)

В даній статті наведено рекомендації побудови діаграми «момент-кривизна» статично-невизначених згинальних елементів за дії малоциклових повторних знакозмінних навантажень. На основі аналізу експериментально-теоретичних досліджень встановлено особливості побудови діаграми « $M - \frac{1}{r}$ ».

In the given article the recommendations of construction of the diagram "moment-curvature" of statically-indefinite bending elements for the action of small-cycle repeated repeated load-loadings are given. On the basis of the analysis of experimental and theoretical studies, the features of the construction of the diagram are established « $M - \frac{1}{r}$ ». In the process of testing the experimental samples, it is established that the curvature depends not only on the deflections but also on the deformations of the materials of the compressed and extended zones. In addition, it should be noted that the magnitude of the curvature is also affected by the rate of deformation of the concrete. The higher the level of application of the load, the greater the deformation of concrete in the same period of time. Also, the deformation of concrete in both compressed and stretched zones is affected by the repeated changeable load. From cycle to cycle of deformation grow, and hence the curvature also increases.

Ключові слова: кривизна, деформації, нерозрізні двохпролітні балки, малоциклові знакозмінні навантаження
curvature, deformation, non-split twin-beam beams, low-cycle sign-exchange loads

Вступ. Повні діаграми деформування «момент-кривизна» згинальних елементів мають нисхідну вітку після досягнення максимуму. Це особливо важливо при розрахунках нерозрізних згинальних елементів за дії миттєвих навантажень, при яких відбувається руйнування конструкцій, вони збільшуються до 30%.

Для побудови повної розрахункової діаграми « $M - \frac{1}{r}$ » необхідно враховувати не тільки зміну властивостей матеріалів при навантаженні, а й вплив різниці в швидкості деформування по висоті поперечного перерізу і довжини конструкції, і інших параметрів, а також хвильового характеру деформування, який служить причиною розвантажень, знакозмінних і повторних навантажень локальних ділянок конструкції.

Вивченням розвитку напружено-деформованого стану у статично невизначених конструкціях за дії одноразових статичних, динамічних, статичних повторних і динамічних повторних навантажень присвячено ряд робіт як вітчизняних так і зарубіжних вчених. Що стосується досліджень напружено-деформованого стану і його параметрів нерозрізних залізобетонних конструкцій за дії малоциклових знакозмінних навантажень, то вони практично відсутні.

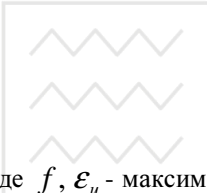
Аналіз останніх досліджень і публікацій. Існує значна кількість досліджень присвячених оцінці параметрів напружено-деформованого стану нерозрізних залізобетонних балок за дії статично одноразових [1, 2, 3, 4, 5] циклічних повторних [6, 7, 8, 9, 10, 11, 12] і малоциклових знакозмінних [13, 14, 15, 16] навантажень. В своїх дослідженнях наведених робіт вчені висвітлювали окремі параметри напружено-деформованого стану. Якою буде залежність « $M - \frac{1}{r}$ » за дії малоциклових знакозмінних навантажень і як вона змінюватиметься від циклу до циклу вказаних навантажень, то такі дані відсутні. Це і визначає актуальність даної проблеми.

Постановка мети і задачі досліджень. У статті ставиться за мету на основі експериментальних даних проаналізувати напружено-деформований стан перерізів нерозрізних залізобетонних балок, його зміни в процесі випробувань і на основі даного аналізу побудувати діаграми залежності «момент-кривизна».

Методика досліджень. Для вирішення поставлених задач були проведені експериментальні дослідження випробування двохпролітних залізобетонних балок за дії малоциклових знакозмінних навантажень. Балки були виготовлені із бетону класу C25/30 і армовані двома зварними каркасами. Армування балок подвійне-симетричне. Робоча поздовжня арматура із класу A400 по два стержні діаметром 12 мм. В якості поперечної арматури прийняті стержні

діаметром 6 мм із класу А240. Нерозрізні двохпролітні балки прольотами по 1500мм, перерізом 100x160 мм. Випробування балок виконувалось в спеціальній установці з використанням гідравлічного преса ПГ-200. Завантаження здійснювалось чотирма силами, по дві сили в кожному прольоті. Навантаження балок відбувалось ступенями до рівня 0,6 від руйнівного з наступним розвантаженням ступенями до 0. Потім балки аналогічно завантажувались протилежним за знаком навантаженням також до рівня 0,6 і розвантажувались до 0. На п'ятому циклі знакозмінні навантаження балок були збільшені до рівня 0,8 від руйнівного, а починаючи з шостого циклу балки знову завантажувались до початкового рівня 0,6 від руйнівного. Після десяти циклів знакозмінних навантажень балки були доведені до руйнування.

Аналізуючи результати експериментальних випробувань нерозрізних залізобетонних балок слід зазначити, що кривизна залежить не тільки від прогинів, а й від деформацій матеріалів стиснутої і розтягнутої зон. Діаграма бетону « $\sigma - \varepsilon$ » при одновісному стиску і розтягу, як вказано в роботі (17), описується з врахуванням ЕКБ за такою залежністю



$$\frac{\sigma}{f} = \frac{k \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^2}{1 + (k - 2) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)}, \quad (1)$$

де f , ε_u - максимальні напруження і відповідні їм деформації бетону при одновісному стиску або розтягу:

$$k = \frac{\varepsilon_u E}{f}. \quad (2)$$

Для розрахункових залежностей при описі діаграми « $\sigma - \varepsilon$ » арматури використаємо функцію, яка складається із двох ділянок – прямолінійної до рівня пружної роботи і криволінійної при напруженнях $\sigma_{0,02}$. В даному випадку в формулі (1) необхідно замінити аргумент ε і функцію σ на такі їх значення $(\varepsilon - \varepsilon_{0,02})$ і $(\sigma - \sigma_{0,02})$.

Якщо зобразити графічно діаграми « $\sigma - \varepsilon$ » при конкретнім значенні швидкості деформування в кожний момент часу, що розглядається, то вони мають вигляд (рис. 1). Для цього до двох координат σ і ε додаємо третю, яка враховує середню на ступені, що розглядається, швидкість деформування $\varepsilon_{,m}$. В результаті отримаємо поверхню, утворену нескінченними паралельними площинами, на кожній із яких буде зафіксований графік залежності « $\sigma - \varepsilon$ » тільки для цієї конкретної швидкості деформацій $\varepsilon_{,m}$.

Якщо через точку \mathcal{E}_u провести площину паралельно площині координатних осей $\sigma\sigma\mathcal{E}$, то лінія її перетину з отриманою поверхнею дає графік зміни в часі максимального напруження f_u .

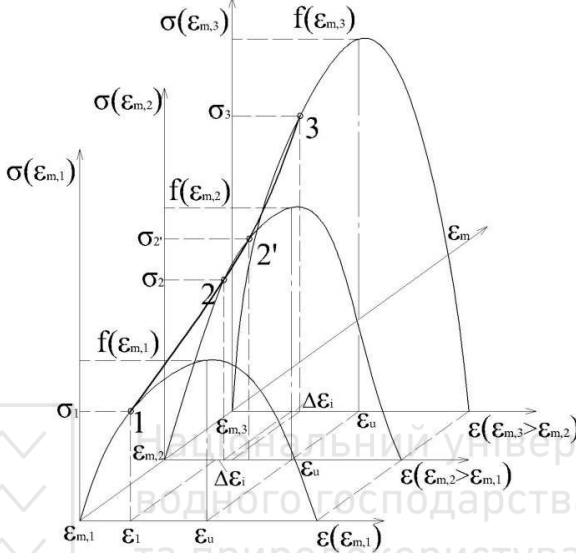


Рис. 1. Врахування зміни швидкості деформування на діаграму роботи матеріалів на ступенях, 1-2-2'-3 – характерні точки діаграми

В подальшому при виконанні розрахунків знаходять середню на кожній ступені швидкість деформацій. Отже, на кожному етапі розрахунок виконують дискретно-ступеневим методом з урахуванням ущільнення стиснутого і розушлювання розтягнутого бетону в перерізі, і зміцненню арматури, відповідаючого швидкості деформування саме цього етапу.

Згідно гіпотезі плоских перерізів деформації по висоті перерізу

$$\mathcal{E} = \frac{\bar{\mathcal{E}}(\bar{z} - z)}{\bar{z}}, \quad (3)$$

де $\bar{\mathcal{E}}, \bar{z}$ - деформації крайнього волокна і висота стиснутої зони; \mathcal{E}, z - деформації волокна, що розглядається і відстань від нього до нейтральної вісі.

Враховуючи, що швидкість деформування волокон $\mathcal{E}_m = \frac{\mathcal{E}}{t}$, то лінійність

розподілу деформацій по висоті перерізу зумовлює і лінійність розподілу швидкостей деформування. Аналітичний вираз швидкості деформування довільного волокна на етапі, що розглядається як функцію його відстані до нейтральної вісі отримаємо, розглядаючи зміну деформацій за деякий

проміжок часу Δt . Прирівнявши його крок рахунку в часі, визначимо швидкість, середню для цього кроку рахування. Від ступеня до ступеня швидкість деформування змінюється, що дозволяє достатньо диференційовано оцінити роботу конструкцій.

Із залежності (3) з врахуванням $\frac{1}{r} = \bar{\varepsilon} / \bar{z}$

$$\varepsilon_{m,k(z)} = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta t} = \frac{\frac{1}{r_k}(\bar{z}_k - z) - \frac{1}{r_{k-1}}(\bar{z}_{k-1} - z)}{\Delta t}, \quad (4)$$

де $\frac{1}{r_k}$, $\frac{1}{r_{k-1}}$ - кривизни на даному і попередньому ступені.

Якщо у виразі (4) z замінити на відстань від стиснутої грані бетону до розтягнутої арматури, то отримаємо аналогічний вираз для швидкості деформування арматури.

Вплив швидкості деформування по довжині елемента враховується автоматично, по скільки розрахунок виконують за допомогою розбивки на ділянки по довжині, в процесі рахування в них визначають швидкості деформацій на кожному кроці рахування і безпосередньо враховують їх відмінність.

Врахування розвантажень, знакозмінних і повторних навантажень локальних ділянок конструкцій базується на наступних спрощених припущеннях (рис. 2):

- вихідна діаграма « $M - \frac{1}{r}$ » являє собою криволінійну залежність з ниспадаючою віткою, вигляд і форма якої відомі;
- розвантаження проходить по прямій, паралельній дотичній до кривої « $M - \frac{1}{r}$ » на початку координат, причому $tg \alpha = E_{cd} I_{red}$;
- відтиснення пластичних деформацій після повного розвантаження проходить по прямій, нахиленій під кутом β , причому $tg \beta = E_{cd}^* I_{red}$ (E_{cd}^* - модуль пружності бетону при знакозмінному навантаженні, прийнятий із роботи [14]: $E_{cd}^* = 0,154 E_{cd}$; I_{red} - момент інерції зведеного перерізу, що визначається по висоті не тріснувшої частини бетону);
- деформування в зоні протилежного знака проходить по кривій, вигляд якої відомий і аналогічний початковій. Робота перерізу починається від точки перетину прямої, що характеризує відтиснення пластичних деформацій з віссю ординат. При цьому початкова діаграма для цієї зони зсувається вправо по осі абсцис;
- повторне навантаження в залежності від його початку на діаграмі проходить по прямій, паралельній дотичній на початку координат до

перетину з початковою, далі по початковій діаграмі (у випадку, якщо повторне навантаження починається з першої половини циклу розвантаження або відтиснення після розвантаження); по прямій розвантаження, потім по прямій відтиснення деформацій після розвантаження і далі по початковій діаграмі, зсунутій по осі абсцис (у випадку, якщо повторне навантаження починається з другої половини цикла навантаження протилежного знака, його розвантаження або відтиснення пластичних деформацій).

Критерієм стану приведеної розрахункової моделі служить порівняння результатів поточного і попереднього ступенів рахування.

Діаграму «момент-кривизна» будують ступеневим способом за відомими до того часу із рішення рівнянь руху кривизнам. Для визначення відповідних моментів спочатку розв'язують рівняння проекцій

$$\sum X = N_c + N'_s - N_{ct} - N_s = 0; \tag{5}$$

$$\left. \begin{aligned} N_c &= \int_0^{\bar{z}} \sigma_c [\varepsilon_c(z)] b(z) dz; \\ N_{ct} &= \int_0^{\bar{z} + \bar{z}_{ct}} \sigma_{ct} [\varepsilon_{ct}(z)] b(z) dz; \\ N'_s &= \sigma'_s (\varepsilon'_s) A'_s; \\ N_s &= \sigma_s (\varepsilon_s) A_s, \end{aligned} \right\} \tag{6}$$

де $\sigma(\varepsilon)$ - залежності « $\sigma - \varepsilon$ » матеріалів з урахуванням зміцнення;

\bar{z}, \bar{z}_{ct} - висота стиснутої і розтягнутої зони, виражена через кривизну $\frac{1}{r}$ і

деформації $\varepsilon_c; \bar{\varepsilon}(z)$ - закон зміни деформацій по висоті перерізу:

$$\frac{\bar{\varepsilon}_c}{\varepsilon_s} = \frac{\bar{z}}{d - z} \text{ або } \frac{\bar{\varepsilon}_c}{\varepsilon_s} = \frac{\psi_c}{\psi_s} \cdot \frac{\bar{z}}{d - \bar{z}}. \tag{7}$$

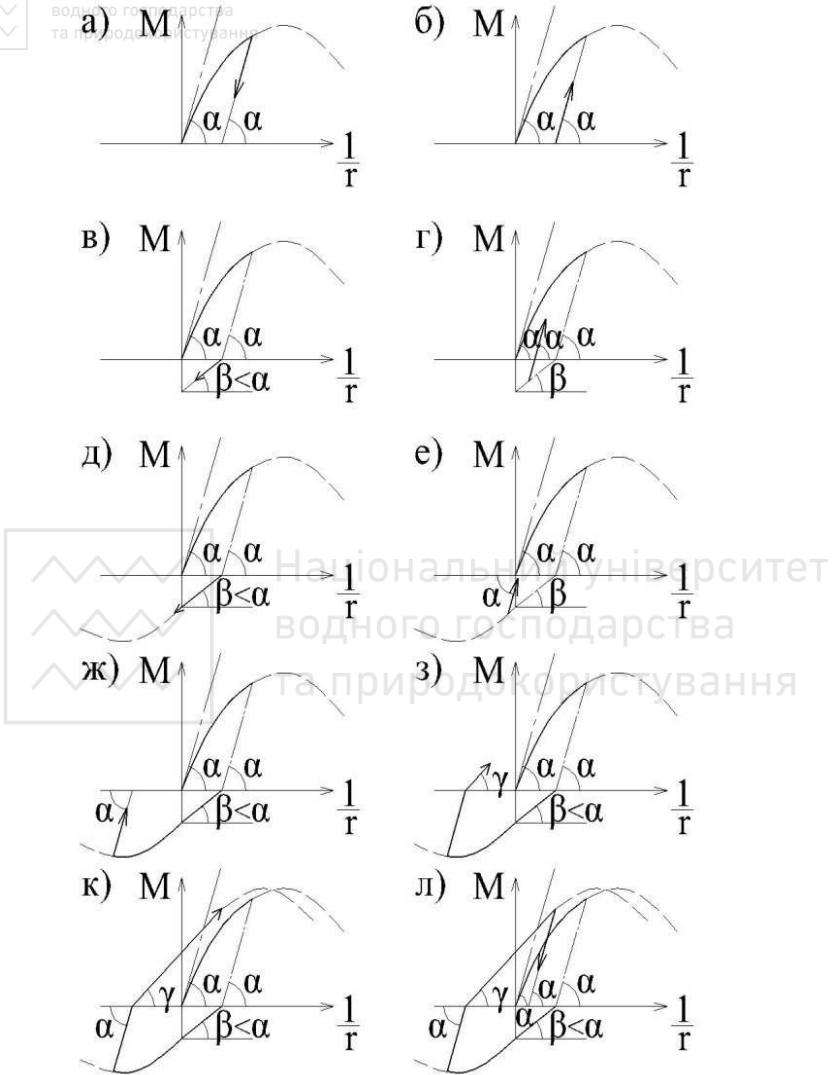


Рис. 2. Варіанти реалізації розрахункової моделі розвантажень, знакозмінних і повторних навантажень

а) – розвантаження; б) – повторне навантаження; в) – відтиснення пластичних деформацій; г) – повторне навантаження після відтиснення; д) – знакозмінне навантаження; е, ж) – розвантаження знакозмінного навантаження; з) – відтиснення пластичних деформацій протилежного знаку; к) – повторне навантаження того ж знаку; л) – повторне розвантаження.



Після розв'язання рівняння (7) відносно одного невідомого $\bar{z} = \frac{\bar{\varepsilon}}{1/r}$

визначають момент в перерізі

$$M = \int_0^{\bar{z}} \sigma_c [\varepsilon_c(z)] b(z) z dz + \int_0^{\bar{z} + \bar{\varepsilon}_{ct}} \sigma_{ct} [\varepsilon_{ct}(z)] b(z) z dz + \sigma'_s (\varepsilon'_s) A'_s z'_s + \sigma_s (\varepsilon_s) A_s z_s \quad (8)$$

Таким чином, ниспадаюча ділянка в розрахунковій діаграмі « $M - \frac{1}{r}$ » обумовлена наявністю і реалізацією ниспадаючої віткою діаграми « $\sigma - \varepsilon$ » бетону. Збільшення кількості стиснутої повздовжньої арматури суттєво збільшує кривизну $\frac{1}{r_u}$ і значно менший момент M_u . При цьому росте довжина ниспадаючої вітки і зменшується кут нахилу її до горизонталі. В меншій степені зазначені явища залежать від наявності поперечної арматури.

Висновки. На основі проведеного аналізу експериментально-теоретичних досліджень слід зазначити, що запропоновані рекомендації по побудові розрахункової діаграми « $M - \frac{1}{r}$ » за дії малоциклових повторних навантажень достовірно описують дослідні дані при вказаних навантаженнях.

1. Бамбура А.М. Расчет железобетонных статически неопределимых систем с учетом реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры // Тезисы докладов респ. Науч. Техн. Конф. «Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций, и их внедрение в строительную практику», - Полтава, 1989. – Часть 1. – с. 6-7
2. Дорофеев В.С. Прочность, трещиностойкость и деформативность неразрезных железобетонных балок / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, Е.Н. Крантовская // - Одесса: Эвен, 2010. – 175с.
3. Дорофеев В.С. Деформативность материалов неразрезных железобетонных балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская, А.М. Бреднёв // Вісник ОДАБА. – Вип. 38. – Одеса, 2010. с. 246-254.
4. Зайцев Л.И. Расчет статически неопределимых железобетонных балок с учетом нисходящей ветви бетона / Л.И. Зайцев, Л.Р. Маилян, Асаад Р. // Межвузовский сборник. – Ростов-на-Дону, 1983. – с. 3-12.
5. Маилян Л.Р. Расчет статически неопределимых балок с учетом нисходящей ветви деформирования / Л.Р. Маилян // Известия высших учебных заведений: Строительство и архитектура. - 1986. – 5-9.
6. Бабич В.С. Напружено-деформований стан нерозрізних залізобетонних балок з урахуванням повної діаграми деформування бетону / В.С. Бабич // Науковий вісник будівництва – Харків: ХТУБА, 1999. – Вип. 7. – с. 101-107.
7. Бабич С.М. Удосконалення розрахунку нерозрізних залізобетонних балок з використанням деформаційної моделі нормальних перерізів / С.М. Бабич, В.С. Бабич // Таврійський науковий вісник. Херсон, 1999. – с. 18-24.



8. Бабич В.С. Особенности работы неразрезных железобетонных балок при повторных навантаженнях / В.С. Бабич // Будівельні конструкції: Зб. наук. пр. – Київ: НДІБК, 2003. – вип. 58. – с. 8-13.

9. Бранцевич В.П. Деформации железобетонных балок при циклических нагружениях низкой частоты / В.П. Бранцевич // Совершенствование технологии и расчета железобетонных конструкций. – Москва: НИИЖБ, 1984. – с. 17-19.

10. Гуменюк В.С. Особенности работы неразрезных железобетонных балок при воздействии многократно повторяющихся нагрузок // Влияние неупругих свойств железобетона на распределение усилий в статически неопределимых конструкциях: Труды НИИЖБ / Под редакцией С.М. Крылова и Л.Н. Зайцева. – Москва: Стройиздат, 1975. – вип. 20. – с. 57-71.

11. Икрин В.А. Анализ деформирования неразрезных железобетонных балок при циклических нагрузках / В.А. Икрин, Ю.Н. Кравцов // Известия высших учебных заведений: Строительство и архитектура. – 1986. – с. 4-8.

12. Расторгуев Б.С. Перераспределение усилий в железобетонных конструкциях при малоцикловых воздействиях / Б.С. Расторгуев, С.В. Цепелев // Бетон и железобетон. 1989, №10. – с. 16-18.

13. Голишев А.Б. К расчету статически неопределимых железобетонных конструкций на переменные нагрузки с учетом ползучести бетона / А.Б. Голишев, А.Я. Барашиков // Известия высших учебных заведений: Строительство и архитектура. 1972. - №9. - с. 13-18.

14. Карпенко Н.И. Исследование деформаций железобетонных балочных элементов при знакопеременных нагрузках / Н.И. Карпенко, В.А. Ерышев, А.М. Кокарев, Т.А. Мухамедиев // Исследования железобетонных конструкций при статических, повторных и динамических воздействиях. – Москва: НИИЖБ. 1984. – с. 55-72.

15. Масюк Г.Х. Експериментально-теоретичні дослідження роботи залізобетонних балок за дії повторних знакозмінних навантажень / Г.Х. Масюк // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. пр. – Рівне. 2016. – с. 178-183.

16. Масюк Г.Х. Експериментальні дослідження впливу мало циклових повторних і знакозмінних навантажень на розвиток прогинів нерозрізних залізобетонних балок / Г.Х. Масюк, О.В. Ющук // Будівельні конструкції, теорія і практика. Київ – КНУБА. №2. – с. 34-42.

17. Маилян Л.Р. Построение динамической диаграммы «момент-кривизна» изгибаемых элементов / Л.Р. Маилян, В.А. Шевченко // Бетон и железобетон. 1989. №7. – с. 32-34.

1. Bambura A.M. Raschet zhelezobetonnykh statychesky neopredelymykh system s uchetom realnykh dyahramm deformyrovaniya betona y armatury // Tezysy dokladov resn. Nauch. Tekhn. Konf. «Sovershenstvovanye zhelezobetonnykh konstruktssyi, rabotaiushchykh na slozhnye vydy deformatsyi, y ykh vnedrenye v stroytelnuiu praktyku», - Poltava, 1989. – Chast 1. – s. 6-7

2. Dorofeev V.S. Prochnost, treshchynostoikost y deformatyvnost nerazreznykh zhelezobetonnykh balok / V. S. Dorofeev, V. M. Karpiuk, E.N. Krantovskaia // - Odessa: Even, 2010. – 175s.

3. Drofeev V.S. Deformatyvnost materyalov nerazreznykh zhelezobetonnykh balok / V.S. Dorofeev, V.M. Karpiuk, E.N. Krantovskaia, A.M. Brednëv // Visnyk ODABA. – Yurp. 38. – Odessa, 2010. s. 246-254.

4. Zaitsev L.Y. Raschet statychesky neopredelyemykh zhelezobetonnykh balok s uchedom nyskhodiashchei vetvy betona / L.Y. Zaitsev, L.R. Maylian, Asaad R. // Mezhdvuzovskiy sbornik. – Rostov-na-Donu, 1983. – s. 3-12.
5. Maylian L.R. Raschet statychesky neopredelyemykh balok s uchedom nyskhodiashchei vetvy deformirovaniya / L.R. Maylian // Yzvestiya vysshykh uchebnykh zavedenyi: Stroytelstvo y arkhitektura. - 1986. – 5-9.
6. Babych V.Ie. Napruzhenno-deformovani stan nerozriznykh zalizobetonnykh balok z urakhuvanniam povnoi diahramy deformuvannia betonu / V.Ie. Babych // Naukovyi visnyk budivnytstva – Kharkiv: KhTUBA, 1999. – Vyp. 7. – s. 101-107.
7. Babych Ye.M. Udoskonalennia rozrakhunku nerozriznykh zalizobetonnykh balok z vykorystanniam deformatsiinoi modeli normalnykh pereriziv / Ye.M. Babych, V.Ie. Babych // Tavriiskiy naukovyi visnyk. Kherson, 1999. – s. 18-24.
8. Babych V.Ie. Osoblyvosti roboty nerozriznykh zalizobetonnykh balok pry povtornykh navantazhenniakh / V.Ie. Babych // Budivelni konstruktсии: Zb. nauk. pr. – Kyiv: NDIBK, 2003. – vyp. 58. – s. 8-13.
9. Brantsevych V.P. Deformatsyy zhelezobetonnykh balok pry tsyklycheskykh nahruzheniyakh nyzkoi chastoty / V.P. Brantsevych // Sovershenstvovanye tekhnolohyy y rascheta zhelezobetonnykh konstruktсий. – Moskva: NYYZhB, 1984. – s. 17-19.
10. Humeniuk V.S. Osobennosti roboty nerazreznykh zhelezobetonnykh balok pry vozdeistvyi mnohokratno povtoriyushchykh nahruzok // Vliyanye neupruhykh svoistv zhelezobetonu na raspredelenye usyli v statychesky neopredelyemykh konstruktсийakh: Trudy NYYZhB / Pod redaktsiyei S.M. Krylova y L.N. Zaitseva. – Moskva: Stroiizdat, 1975. – vyp. 20. – s. 57-71.
11. Ykryn V.A. Analiz deformirovaniya nerazreznykh zhelezobetonnykh balok pry tsyklycheskykh nahruzках / V.A. Ykryn, Yu.N. Kravtsov // Yzvestiya vysshykh uchebnykh zavedenyi: Stroytelstvo y arkhitektura. – 1986. – s. 4-8.
12. Rastorhuv B.S. Pereraspredelenye usyli v zhelezobetonnykh konstruktсийakh pry malotsyklovykh vozdeistviyakh / B.S. Rastorhuv, S.V. Tsepelev // Beton y zhelezobeton. 1989, №10. – s. 16-18.
13. Holyshev A.B. K raschetu statychesky neopredelyemykh zhelezobetonnykh konstruktсий na peremennyye nahruzky s uchedom polzuchestvy betona / A.B. Holyshev, A.Ia. Barashkov // Yzvestiya vysshykh uchebnykh zavedenyi: Stroytelstvo y arkhitektura. 1972. - №9. - s. 13-18.
14. Karpenko N.Y. Yssledovanye deformatsiy zhelezobetonnykh balochnykh elementov pry znakoperemennykh nahruzках / N.Y. Karpenko, V.A. Eryshev, A.M. Kokarev, T.A. Mukhamedyev // Yssledovaniya zhelezobetonnykh konstruktсий pry statycheskykh, povtornykh y dynamycheskykh vozdeistviyakh. – Moskva: NYYZhB. 1984. – s. 55-72.
15. Masiuk H.Kh. Eksperymentalno-teoretychni doslidzhennia roboty zalizobetonnykh balok za dii povtornykh znakozminnykh navantazhen / H.Kh. Masiuk // Resursoekonomni materialy, konstruktсии, budivli ta sporudy. Zb. nauk. pr. – Rivne. 2016. – s. 178-183.
16. Masiuk H.Kh. Eksperymentalni doslidzhennia vplyvu malo tsyklovykh povtornykh i znakozminnykh navantazhen na rozvytok prohniv nerozriznykh zalizobetonnykh balok / H.Kh. Masiuk, O.V. Yushchuk // Budivelni konstruktсии, teoriia i praktyka. Kyiv – KNUBA. №2. – s. 34-42.
17. Maylian L.R. Postroeniye dynamycheskoi dyahrammy «moment-kryvyzna» yzghybaemykh elementov / L.R. Maylian, V.A. Shevchenko // Beton y zhelezobeton. 1989. №7. – s. 32-34.

**ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ МОНОЛІТНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ВСТАВКАМИ****TECHNICAL AND ECONOMIC EFFICIENCY OF MONOLITHIC
REINFORCED CONCRETE SLABS WITH INSERTS**

Мельник І.В. к.т.н., доц., Сорохтей В.М. с.н.с., Приставський Т.В. с.н.с.,
Партута В.П. студент (Національний університет «Львівська політехніка»,
м. Львів)

Melnyk I.V. PhD, associate professor, Sorokhтей V.M. senior researcher,
Prystavskyy T.V. senior researcher, Partuta V.P. student (Lviv Polytechnic
National University, Lviv)

Наведено огляд техніко-економічних показників перекриттів з ефективними вставками різних форм та з різних матеріалів і відображено техніко-економічні показники з власного досвіду проектування таких перекриттів.

In recent years there is an obvious tendency to build residential, civil and other buildings with a monolithic reinforced concrete frame.

The most material cost element of these frames is monolithic reinforced concrete floors, which account from 60 to 70% of the total volume of reinforced concrete of the building. The slab thickness of such floor is 18 ... 20 cm, so the minimum weight of the floors is significant – 4-5 kN/m², which exceeds approximately twice the running load on the floor.

The inserts are used at the floors placement in order to reduce their own weight: plastic are used abroad, polystyrene ones are mainly used in Ukraine.

The overview of technical and economic indicators of slabs with effective inserts of various forms and different materials is provided in the article, technical and economic indicators from own experience of designing such slabs is presented.

The economic efficiency of flat reinforced concrete slabs with polystyrene inserts is achieved due to a significant reduction of concrete consumption - from 25 to 47%. Reducing the own weight of the slabs gives accordingly the economy of working armature -> 7 ... 12%.

Reducing the cost of concrete and armature completely compensates for the additional costs of inserts and the cost of work on their arrangement.

Ключові слова:

Залізобетон, монолітні перекриття, ефективні вставки, економія бетону і арматури
Reinforced concrete, monolithic slabs, effective inserts, concrete and armature saving



Вступ. В останні роки очевидно є тенденція до зведення будівель житлового, цивільного та іншого призначення з монолітним залізобетонним каркасом.

Найбільш матеріалозатратним елементом цих каркасів є монолітні залізобетонні перекриття, на які припадає від 60 до 70% від загального обсягу залізобетону будівлі. Такі перекриття можуть бути повністю плоскими безбалковими або з проміжними і/або контурними балками. Незалежно від цього товщину плити таких перекриттів приймають 18...20 см, відтак власна вага перекриттів є значною – 4-5 кН/м², що приблизно у два рази перевищує корисне навантаження на перекриття.

З метою зменшення власної ваги при улаштуванні перекриттів використовують вставки: за кордоном пластмасові, на Україні в основному призматичні пінополістирольні або круглі картонні [1-15].

При улаштуванні таких оптимізованих перекриттів важливим є їх техніко-економічні показники.

Аналіз останніх публікацій. В роботі [10] аналізувалися витрати бетону, арматури і трудозатрати при улаштуванні перекриттів з трубчастими овальними і круглими вставками, з кульоподібними вставками, а також кесонних і суцільних перекриттів. Найбільш економічно вигідними є кесонні перекриття (-49,4% порівняно з суцільними перекриттями), проте кесонна плита не має нижньої гладкої поверхні, що неприйнятно для житлових і офісних приміщень. Економія для перекриттів з овальними і круглими трубчастими вставками становить відповідно 34,5% і 22,2%, з кульовими вставками – 23,3%. В плиті перекриття з пінополістирольними вставками загальною товщиною 30÷40 см при прольотах до 9 м питома витрата сталі становить від 12-13 кг/м².

В статті Євстаф'єва В.І. [9] подано техніко-економічні показники улаштування 3-шарового монолітного перекриття, у якому використано пінополістирольні вставки товщиною 200 мм. При загальній товщині перекриття 300 мм і сітці колон від 7,35 м до 7,9 м загальна витрата арматури становила 14,82 кг/м², приведена товщина бетону і вставок відповідно 14,67 см і 15,33 см.

Загальна трудоемність улаштування перекриття (пов'язана з вставленням і демонтажем опалубки, заготовленням і виставленням арматурних виробів і вставок та бетонуванням) становила 1,87 люд.-год/м². Цей показник дещо перевищує нормовану трудоемність аналогічного безригельного безкапітельного перекриття, що пояснюється необхідністю двоциклічного бетонування і експериментальним характером будівництва.

Техніко-економічні показники (ТЕП) традиційних конструкцій залізобетонних перекриттів (загальна вага, витрата бетону і арматури, трудомісткість) в розрахунку на 1 м² перекриття подані в роботах [12, 7]. Крім цього, подані аналогічні ТЕП для перекриттів системи «РАМПА», «ИКАР».



Крім технологічних, окремі економічні аспекти ефективних перекриттів з вставками розглянуті в публікаціях [8, 11, 14, 15].

Техніко-економічні показники перекриттів з вставками з власного досвіду проектування

В табл. 1 відображено узагальнені фактичні показники витрати арматури на одиницю площі перекриття 3-х будівель - №2, №3, №4 комплексу по вул. Білогірській у м. Тернополі.

Очевидно, що за однакової товщини перекриття (20 см) із збільшенням прольоту кількість арматури зростає, проте при найбільшому прольоті 6,15 м вона не перевищувала 14,6 кгс/м².

Таблиця. 1.

Середня витрата арматури на 1м² перекриття будівель по вул. Білогірській у м. Тернополі

Висота перекриття, мм	Проліт, м	Фактична витрата арматури, кг/м ²	Примітки
200	4,86	12,08	
200	5,82	12,7	
200	6,15	14,6	

За завданням замовника на одному з будинків житлового комплексу по вул. Білогірській у м. Тернополі було виконане техніко-економічне порівняння 2-х перекриттів: традиційного суцільного і з пінополістирольними вставками. За основним показником витрати матеріалів більш вигідним є перекриття з вставками. Окрім очевидної економії бетону, важливим чинником є суттєве зменшення витрати арматури за рахунок зменшення власної ваги перекриття (табл. 2).

Таблиця 2.

Порівняння варіантів улаштування перекриттів багатоквартирного житлового будинку №5 по вул. Білогірській у м. Тернополі

	Найменування показників	Суцільна плита	Плита з вставками	Різниця %
1	2	3	4	5
1	Загальна площа перекриття, м ²	700	700	-
2	Загальний об'єм перекриття, м ³	138,3	138,3	-
3	Загальна витрата бетону (C20/25), м ³	138,3	93,3	32
4	Витрата пінополістиролу (вставка), м ³ (ПСБ-С-25)	-	45	-
5	Зменшення власної ваги перекриття, кг/м ²	-	200	
6	Загальна витрата арматури, кг	14750	10200	30,8
7	Витрата арматури на 1м ³ бетону, кг/м ³	106,7	73,7	30,8
8	Витрата арматури на 1 м ² перекриття, кг/м ²	21,3	14,6	31,4
9	Загальна економія арматури на одне перекриття, кг	-	4550	-

Додаткові фінансові затрати, пов'язані із збільшенням трудомісткості робіт, визначав сам замовник. Вони є значно меншими порівняно з економією бетону і арматури, тому для будівництва був прийнятий варіант з ефективними вставками.

Аналогічне порівняння, за завданням представника замовника, було виконане для перекриттів будівлі по вул. Угорській у м. Львові. Порівнювалися показники суцільного перекриття, проект якого надав замовник, і перекриття з вставками, конструкцію якого було розроблено в ГНДЛІ-112 НУ «Львівська політехніка». За прольотів 5,7 м витрата арматури в перекриттях з вставками є на 39% меншою, ніж в суцільному перекритті, економія бетону – 30,3% (табл. 3).

Таблиця 3.

Порівняння варіантів улаштування перекриттів багатоквартирного житлового будинку по вул. Угорській у м. Львові

Найменування показників	Проект (суцільн е)	Пропозиція (з вставками)	Різниця , %
2	3	4	5
Загальна площа перекриття, м ²	594	594	-
Загальний об'єм перекриття, м ³	118,9	118,9	-
Загальна витрата бетону (С20/25), м ³	118,9	82,9	30,3
Витрата пінополістиролу (вставка), м ³ (ПСБ-С25)	-	36	-
Загальна витрата арматури, кг	13650	8323	39,0
Витрата арматури на 1м ³ бетону, кг/м ³	114,8	70	39,0
Витрата арматури на 1 м ² перекриття, кг/м ²	23	14	39,0
Зменшення власної ваги перекриття, кг/м ²	-	200	-
Загальна економія арматури на одне перекриття, кг	-	5325	-

В табл. 4 приведені показники витрати бетону на 5-х монолітних ділянках південно-східної частини стадіону «Арена-Львів».

Таблиця 4.

Витрати бетону монолітних ділянок перекриття південно-східної частини стадіону «Арена-Львів»

Номер ділянки	МД-1	МД-2	МД-3	МД-4	МД-5
Об'єм перекриття	20,46 м ³	26,51 м ³	97,2 м ³	26,55 м ³	20,39 м ³
Об'єм бетону	4,76 м ³	5,5 м ³	28,05 м ³	5,36 м ³	4,65 м ³
Об'єм вставок	15,7 м ³	21,01 м ³	69,15 м ³	21,19 м ³	15,74 м ³
Економія бетону	23,3 %	20,75%	28,77%	20,19%	22,81%

За рахунок великої різниці об'ємної ваги бетону і пінополістиролу використання вставок суттєво відобразилось на зменшенні власної ваги монолітних ділянок перекриття (рис. 1).

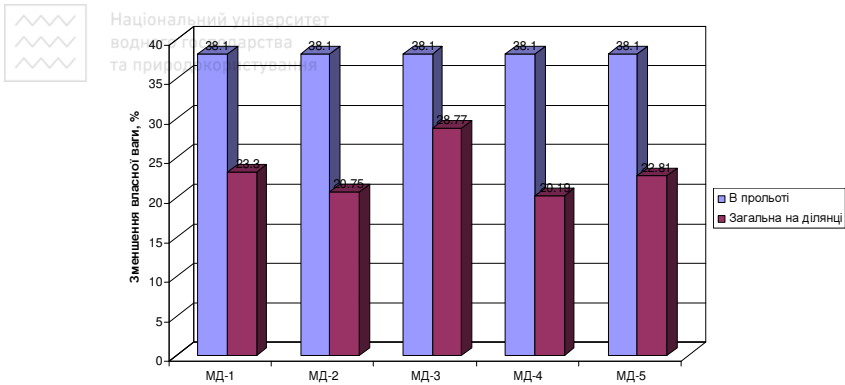


Рис. 1. Загальні показники зменшення власної ваги монолітних ділянок перекриття південно-східної частини стадіону

Аналогічні результати отримані для перекриття південно-західної частини стадіону, яка мала три монолітні ділянки. Загальна економія бетону і відповідно зменшення власної ваги для окремих монолітних ділянок становить від 20,5% до 28,9% (табл. 5).

У середній частині перерізу перекриттів об'єм вставок і відповідно об'єм зекономленого бетону становить 38,1% (рис. 2).

Таблиця 5.
Витрати бетону монолітних ділянок перекриття південно-західної частини стадіону

Номер ділянки	МД-1	МД-2	МД-3
Об'єм перекриття	30,1 м ³	13,5 м ³	52,2 м ³
Об'єм бетону	22,92 м ³	10,6 м ³	41,5 м ³
Об'єм вставок	7,18 м ³	2,9 м ³	10,7 м ³
Економія бетону	28,9 %	21,6 %	20,5 %

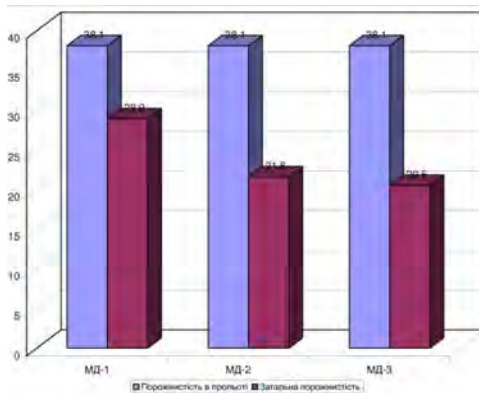


Рис. 2. Загальні показники зменшення власної ваги монолітних ділянок перекриття південно-західної частини стадіону

Повний перелік об'єктів, для яких були запроєктовані монолітні залізобетонні плоскі перекриття з ефективними вставками, поданий в табл. 6 із значеннями порожнистості і відповідно економії бетону, заокругленими до цілого відсотка. На більшості об'єктів вони вже реалізовані.

Таблиця 6.

Порожнистість перекриттів з ефективними вставками

№ з/п	Назва і місце знаходження об'єкта	Порожнистість	
		у середній частині	загальна
1	2	3	4
1.	Торгово-готельний комплекс по вул. Львівській у с.м.т. В. Любінь	45%	32%
2.	Ресторан «Супутник» по вул. Семчука, 8 у м. Львові	50%	47%
3.	Оздоровчий комплекс санаторію «Кришталеве джерело» у Свалявському р-ні Закарпатської обл.	51%	39%
4.	Житловий будинок по вул. Замарстинівській, 47 у м. Львові	37%	29%
5.	Житловий будинок у с. Конопниця Львівської обл.	33%	28%
6.	Торгово-готельний комплекс в ур. Неліпино 6 км у Свалявському р-ні Закарпатської обл.	38%	32%
7.	Стадіон «Арена-Львів»	33-38%	20-29%
8.	Однородинний будинок в с.м.т. Брюховичі Львівської обл.	37%	25%
9.	Міні-готель по вул. Героїв УПА в с.м.т. Моршин Львівської обл.	38%	29%
10.	120-квартирний житловий будинок по вул. Білогірській в м. Тернополі	47%	32%
11.	Молодіжний житловий комплекс по вул. Роксоляни у м. Львові (2-га черга)	45%	31%
12.	Промислова будівля (склад) по вул. Хімічній у м. Львові	27%	18%
13.	Будівля по вул. Лемківській, 15 у м. Львові	38%	28%
14.	Адміністративний будинок по вул. Театральній у м. Львові (перекриття 2-го пов.)	35%	26%
15.	Двопід'їзний 10-поверховий каркасний житловий будинок по вул. Білогірській у м. Тернополі	45%	32%

1	2	3	4
16.	5-поверховий житловий будинок №1 третьої черги житлово-молодіжного комплексу по вул. Роксоляни у м. Львові	43%	31%
17.	Монолітний залізобетонний каркас підземної автостоянки молодіжного житлового комплексу по вул. Роксоляни у м. Львові	38%	24%
18.	Багатоквартирний житловий будинок №4 по вул. Білогірській у м. Тернополі	45%	30%
19.	Готельно-ресторанний комплекс на території бази відпочинку по вул. Зеленій 34, м. Новояворівськ, Львівської обл.	42%	29%
20.	Розширення танцювальної зали кафе-бару «Дім» у с.м.т. Розділ Львівської обл.	32%	25%
21.	Багатоквартирний житловий будинок №5 по вул. Білогірській у м. Тернополі	45%	30%
22.	Багатоквартирний житловий будинок №6 по вул. Білогірській у м. Тернополі	45%	30%
23.	Добудова до двопід'їзного 10-поверхового каркасного житлового будинку по вул. Білогірській у м. Тернополі	43%	29%
24.	Незавершене будівництво фізкультурно-оздоровчого комплексу Львівського училища фізкультури.	38%	27%
25.	Багатоквартирний житловий будинок №7 по вул. Білогірській у м. Тернополі	45%	30%
26.	Багатоквартирний житловий будинок №8 по вул. Білогірській у м. Тернополі	44%	28%
27.	Прибудова до житлового будинку №7 по вул. Білогірській у м. Тернополі	44%	29%

Висновки Економічна ефективність плитних залізобетонних конструкцій з пінополістирольними та іншими вставками досягається за рахунок суттєвого зменшення витрати бетону – від 25 до 47%. Зменшення власної ваги в перекриттях дає відповідно економію робочої арматури – >7...12%.

Зменшення витрат бетону і арматури сповна компенсує додаткові затрати, пов'язанні з вартістю вставок та вартістю робіт з їх улаштування.



1. Мельник І.В. Конструктивно-технологічні особливості бетонних і залізобетонних конструкцій з ефективними вставками. Міжвідомчий наук.-техн. зб. Київ, 1999. Вип. 50. с. 164-171.

2. Мельник І.В. Спосіб виготовлення пустотілих бетонних і залізобетонних виробів. Деклараційний патент на винахід. - Державний департамент інтелектуальної власності. Бюл. №7-II від 15.12.2000р.

3. Мельник І.В. Оптимізація залізобетонних конструкцій з допомогою ефективних вставок. Збірник наукових статей: Проблеми теорії і практики будівництва, том IV. – Львів: 1997- с.89-90.

4. Мельник І.В., Сорохтей В.М. Конструктивні рішення плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками і експериментальне дослідження їх фрагментів. Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць, вип. 14 – Рівне: 2006 р., с. 253-260.

5. Мельник І.В., Царинник О.Ю., Сорохтей В.М. Конструювання і дослідження плоских монолітних перекриттів з ефективними вставками. Будівельні конструкції: Міжвідомчий наук.-техн. зб., вип. 67 - Київ, НДІБК: 2007 с. 794...801.

6. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Яремко Б.В. Монолітні залізобетонні перекриття складної конфігурації в плані. Проблеми теорії і практики будівництва. Вісник НУ "Львівська політехніка" 2007р. №600- с.230-235.

7. Шмуклер В.С., Климов Ю.А., Бурак Н.П. Каркасные системы облегченного типа. Харьков: Золотые страницы, 2008. 336 с.

8. Бережная Е.В., Стебловский И.А. Серия натурных испытаний эффективного железобетонного перекрытия. Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства: материалы III Международной научно-технической интернет-конференции. 2012. С. 237-240.

9. Естафьев В. И. Опыт внедрения большепролетных трехслойных монолитных перекрытий. Будівельні конструкції: 2003. Вип. 59. С. 241-247.

10. Кудрявцев А.В. Устройства монолитных перекрытий с неизвлекаемыми пустообразователями для уменьшения материалоемкости конструкции. URL: <http://www.lib.tpu.ru/fulltext/c/2014/C19/V1/043.pdf>.

11. Лоскутов И.С., Глотов Д.А. Железобетонные плоские пустотные плиты перекрытия. URL: <http://katriel.ru>

12. Лугченко О.І. Рациональні порожнисті бетонні та залізобетонні конструкції: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. технічних наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди». Харків, 2009. 22 с.

13. Тонкачев Г.Н., Таран В.В. Технологичность конструкций монолитных плит перекрытий гражданских зданий. Містобудування та територіальне планування. 2008. Вип. 29. С.381-394.

14. Югов А.М., Таран В.В. Эффективность застосування полегшених монолітних плит перекриттів при реконструкції будівель. Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2009. Вип. 18. С. 540-548.

15. Яловенко В.И., Санников И. В. Цилиндрические пустообразователи для применения в монолитных железобетонных плитах перекрытий. Будівельні конструкції. 2005.

1. Melnyk I.V. Konstruktivno-tekhnologichni osoblyvosti betonnykh i zalizobetonnykh konstruktssii z efektyvnymy vstavkamy. Mizhvidomchyi nauk.-tekh. zb. Kyiv, 1999. Vyp. 50. s. 164-171.

2. Melnyk I.V. Sposib vyhotovlennia pustotilykh betonnykh i zalizobetonnykh vyrobiv. Deklaratsiinyi patent na vynakhid. - Derzhavnyi departament intelektualnoi vlasnosti. Biul. №7-II vid 15.12.2000r.

3. Melnyk I.V. Optyimizatsiia zalizobetonnykh konstruksii z dopomohoiu efektyvnykh vstavok. Zbirnyk naukovykh statei: Problemy teorii i praktyky budivnytstv., tom IV. – Lviv: 1997- s.89-90.

4. Melnyk I.V., Sorokhtei V.M. Konstruktyvni rishennia ploskykh monolitnykh zalizobetonnykh perekryttiv z efektyvnymy vstavkami i eksperymentalne doslidzhennia yikh frahmentiv. Resursoekonomni materialy, konstruksii, budivli ta sporudy: Zbirnyk naukovykh prats, vyp. 14 – Rivne: 2006 r., s. 253-260.

5. Melnyk I.V., Tsarynnyk O.Iu., Sorokhtei V.M. Konstruiuvannia i doslidzhennia ploskykh monolitnykh perekrytyv z efektyvnymy vstavkami. Budivelni konstruksii: Mizhvidomchyi nauk.-tekhn. zb., vyp. 67 - Kyiv, NDIBK: 2007 s. 794...801.

6. Melnyk I.V., Sorokhtei V.M., Yaremko B.V. Monolitni zalizobetonni perekryttia skladnoi konfihuratsii v plani. Problemy teorii i praktyky budivnytstva. Visnyk NU "Lvivska politehnika" 2007r. №600- s.230-235.

7. Shmukler V.S., Klymov Yu.A., Burak N.P. Karkasnye systemy oblehchennoho typu. Kharkov: Zolotyie stranytsy, 2008. 336 s.

8. Berezhnaia E.V., Steblovskiy Y.A. Seryia naturnykh uspytanyi efektyvnoho zhelezobetonnoho perekrytya. Stroytelstvo, rekonstruksyia y vosstanovlenye zdanyi horodskoho khoziaistva: materyaly III Mezhdunarodnoi nauchno-tekhnicheskoi ynternet-konferentsyy. 2012. S. 237-240.

9. Estafev V. Y. Opyt vnedreniya bolsheproletnykh trekhslonnykh monolytnykh perekrytyi. Budivelni konstruksii: 2003. Vyp. 59. S. 241-247.

10. Kudriavtsev A.V. Ustroistva monolytnykh perekrytyi s neyzvlekaemyu pustotoobrazovateliamy dlia umensheniya materyaloemkosti konstruksyy. URL: <http://www.lib.tpu.ru/fulltext/c/2014/C19/V1/043.pdf>.

11. Loskutov Y.S., Hlotov D.A. Zhelezobetonnye ploskye pustotnye plyty perekrytya. URL: <http://katriel.ru>

12. Luhchenko O.I. Ratsionalni porozhnysti betonni ta zalizobetonni konstruksii: avtoref. dys. na zdobuttia nauk. stupenia kand. tekhnichnykh nauk: spets. 05.23.01 «Budivelni konstruksii, budivli ta sporudy». Kharkiv, 2009. 22 s.

13. Tonkacheev H.N., Taran V.V. Tekhnolohychnost konstruksyi monolytnykh plyt perekrytyi hrazhdanskykh zdanyi. Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia. 2008. Vyp. 29. S.381-394.

14. Yuhov A.M., Taran V.V. Efektyvnist zastosuvannia polehshenykh monolitnykh plyt perekrytyv pry rekonstruksii budivel. Resursoekonomni materialy, konstruksii, budivli ta sporudy. 2009. Vyp. 18. S. 540-548.

15. Yalovenko V.Y., Sannykov Y. V. Tsylyndrycheskye pustooobrazovatyly dlia prymeneniya v monolytnykh zhelezobetonnykh plytakh perekrytyi. Budivelni konstruksii. 2005.



УДК 624.012

Національний університет
господарства
та природокористування

РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ НА КОСЕ ЗГИНАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ ЗА СПРОЩЕНОЮ ДЕФОРМАЦІЙНОЮ МОДЕЛЛЮ

STRENGTH ANALYSIS OF BIAxIAL BENDED REINFORCED CONCRETE T-SECTION ELEMENTS BY SIMPLIFICATED DEFORMATION MODEL

Павліков А.М., д.т.н., професор, ORCID: 0000-0002-5654-5849, Гарькава О.В., к.т.н., ORCID: 0000-0003-2214-3128, Бариляк Б.А. ORCID: 0000-0002-5906-6763, Приходько Ю.О. ORCID: 0000-0001-8039-182X (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава)

Pavlikov A.M., ScD, Professor, ORCID: 0000-0002-5654-5849, Harkava O.V., PhD, ORCID: 0000-0003-2214-3128, Barylyak B.A. ORCID: 0000-0002-5906-6763, Prykhodko Yu.O. ORCID: 0000-0001-8039-182X (Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava)

Розроблена методика розрахунку несучої здатності в нормальному перерізі з при косому згинанні залізобетонних елементів таврового профілю для випадків трапецієподібної форми стиснутої зони бетону. Методика розроблена на основі спрощеної деформаційної моделі з рівномірним розподілом напружень в стиснутій зоні бетону та дозволяє виконувати обчислення без застосування чисельних методів.

Reinforced concrete T-shape and I-shape profiles are widely used in the design of various buildings, in particular in residential, civil, industrial and special engineering. Taking into account the phenomenon of biaxial bending when calculating the strength of all bending elements is hampered by the absence of simple and sufficiently precise engineering techniques for calculating the strength of biaxial bended elements corresponding to the requirements of the current normative documents on the design of reinforced concrete structures. In relation to the T-section, the problem is further complicated by the variety of geometric shapes that can be acquired by the compressed area of the section in the case of biaxial bending. Thus, obtaining analytical calculation dependences for each of the forms of the compressed area of concrete will allow to develop a general methodology for calculating the strength of biaxial bended elements, which will include calculation for simpler profiles, in particular, rectangular.

The method of calculating the bearing capacity in the normal section of biaxial bended reinforced concrete T-section elements is developed. The problem of difficulty applying the deformation model in the study of biaxial deformed elements is successfully solved by the introduction of the rectangular stress distribution in a concrete compressed area and deformative criterion of strength. Analytical formulas are derived for the determination of all unknown parameters when calculating for biaxial bending: the neutral axis depth, the angle of inclination of the neutral axis, and the internal bending moment. The method is proposed for calculating beams with a trapezoidal shape of the concrete compressed area, taking into account all provisions of the effective normative documents and, unlike the existing ones, allows performing calculations without the use of numerical methods. The developed method of calculating provides the necessary accuracy of the calculations and can be implemented in the form of an engineering algorithm.

Ключові слова: залізобетон, елемент, косозігнутий, міцність, розрахунок.
reinforced concrete, element, biaxial bended, strength, calculation.

Вступ. Залізобетонні елементи таврового та двотаврового профілів широко застосовуються в практиці проектування будівель різного призначення, зокрема в житловому, цивільному, промисловому та спеціальному інженерному будівництві. Таке широке розповсюдження таврових елементів є цілком обґрунтованим з точки зору економії матеріалу. Крім того, велика кількість конструкцій складної конфігурації при розрахунку приводиться до елементів таврового перерізу. Отже, при розрахунку та конструюванні залізобетонних конструкцій до таврового перерізу звертаються найбільш часто.

У роботах [1 – 2] та багатьох інших нерідко наголошувалось на необхідності врахування явища косоного згинання при розрахунку міцності всіх згинальних елементів подібно до врахування випадкового ексцентриситету при розрахунку на стиск. Впровадження даної пропозиції гальмується відсутністю простих та достатньо точних інженерних методик розрахунку міцності косозігнутих елементів, що відповідають вимогам чинних нормативних документів з проектування залізобетонних конструкцій [3]. Відносно таврового перерізу проблема ще більше ускладнюється різноманіттям геометричних форм, яких може набувати стиснута зона перерізу при косому згинанні [4]. Таким чином, отримання аналітичних розрахункових залежностей для кожної з форм стиснутої зони бетону дозволить розробити загальну методику розрахунку міцності косозігнутих таврових елементів, яка включатиме розрахунок і для більш простих профілів, зокрема, прямокутного.

Аналіз останніх досліджень. У багатьох наукових публікаціях, зокрема в роботах [1 – 2, 4 – 6] та інших, розроблені методи розрахунку несучої

здатності залізобетонних елементів, що зазнають косоного згинання, на основі нелінійної деформаційної моделі. При цьому у працях [4 – 5] вирішуються задачі розрахунку косозігнутих елементів таврового профілю на основі використання дволінійних діаграм деформування бетону й арматури, але викладені пропозиції не приведені до рівня інженерного застосування. Проблеми розрахунку несучої здатності косозігнутих та косостиснутих елементів вирішуються у загальному вигляді для перерізів довільної конфігурації з отворами та без них у роботах зарубіжних вчених [7 – 10], але такий підхід є складним для практичної реалізації, а запропоновані спрощення у вигляді графіків та діаграм є дуже наближеними. Таким чином, є потреба в розробці методики розрахунку залізобетонних елементів таврового профілю на косий згин, що забезпечить необхідну точність обчислень та може бути реалізована у вигляді інженерного алгоритму.

Постановка мети і задач досліджень. Розроблення на основі спрощеної деформаційної моделі методики розрахунку міцності косозігнутих залізобетонних елементів у нормальному перерізі, що враховує повною мірою всі положення чинних нормативних документів та є достатньо зручним у практичному застосуванні.

Методика досліджень. Розв'язується задача отримання аналітичних залежностей для визначення всіх невідомих параметрів при розрахунку несучої здатності у нормальному перерізі косозігнутого залізобетонного елемента таврового профілю з трапецієподібною формою стиснутої зони бетону. В основу теоретичних досліджень покладені передумови розрахунку застосовані у нормах [3]. При цьому для описання роботи стиснутого бетону прийнятий прямокутний характер розподілу напружень за рис. 3.5 [3]. Зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі описується дволінійною діаграмою з горизонтальною верхньою гілкою без необхідності перевірки граничної деформації за рис. 3.8 [3].

Для розв'язання поставленої задачі використана розрахункова схема (рис.1.), вихідними величинами вважаються: розміри нормального перерізу балки b , b_{eff} , h та h_{eff} ; площа поперечного перерізу арматури A_s в розтягнутій зоні; характеристики арматури f_{yd} , E_s та бетону f_{cd} , E_{cd} , $\varepsilon_{cu3,cd}$.

При розрахунку сумарна площа арматури A_s в розтягнутій зоні розглядається розташованою в точці прикладання рівнодійної зусиль в дискретно розташованих розтягнутих стрижнях.

Невідомими величинами вважаються висота X стиснутої зони, кут θ нахилу нейтральної лінії, значення внутрішнього згинального моменту $M_{Rd,Y}$ в площині координатної осі Y (рис. 1).

Для виведення розрахункових формул використані загальні рівняння рівноваги, які з урахуванням викладених вище передумов в площині координатної осі Y , перпендикулярної до нейтральної лінії, записані у вигляді:



$$\sum Z = 0: N_s - N_c = 0; \quad (1)$$

$$\sum M_A = 0: N_s (d - X + y_{N_c}) - M_{Ed,Y} = 0, \quad (2)$$

де N_s , N_c – рівнодійні зусиль відповідно в розтягнутій арматурі та стиснутому бетоні;

d , X , y_{N_c} – відповідно робоча висота перерізу, висота стиснутої зони бетону та координата точки прикладання зусилля N_c в системі координат XOY .

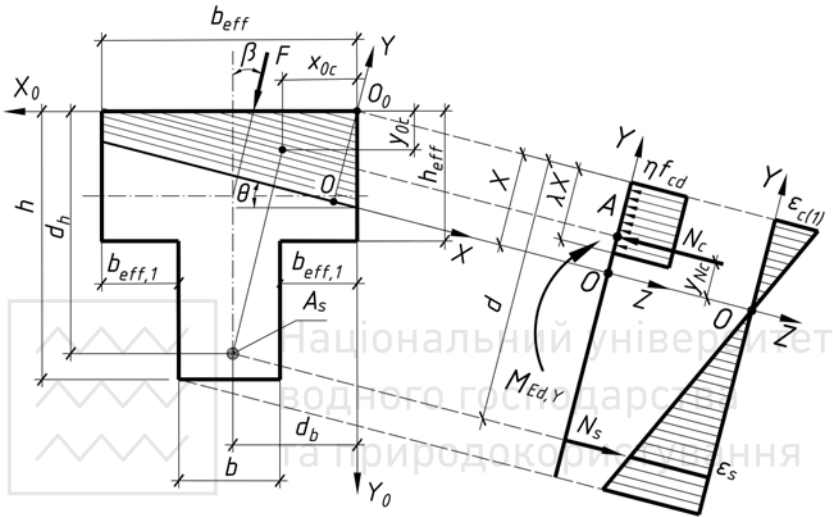


Рис. 1. Розрахункова схема нормального перерізу для розрахунку несучої здатності косозігнутого залізобетонного елемента при трапецієподібній формі стиснутої зони бетону

Для спрощення рівнянь рівноваги спочатку отримані вирази для визначення рівнодійної N_c та її координати y_{N_c} . Одержані вирази при трапецієподібній формі стиснутої зони бетону (рис. 1.) мають такий вигляд:

$$N_c = \frac{\eta f_{cd} b_{eff}}{\cos \theta} \left(\lambda X - \frac{b_{eff} \sin \theta}{2} \right); \quad (3)$$

$$y_{N_c} = \frac{3X^2 (2\lambda - \lambda^2) - b_{eff} \sin \theta (3X - b_{eff} \sin \theta)}{3(2\lambda X - b_{eff} \sin \theta)}, \quad (4)$$

де η – коефіцієнт, що приймається за залежностями (3.21) – (3.22) [1];

λ – рівень пластичності бетону, що приймається за залежностями (3.19) – (3.20) [1];

θ – кут нахилу нейтральної лінії.

При умові, що деформації ε_s попередньо напруженої арматури в момент руйнування задовольняють нерівність

$$\frac{f_{yd}}{E_s} \leq \varepsilon_s = \frac{(d - X) \varepsilon_{c(1)}}{X}, \quad (5)$$

де $\varepsilon_{c(1)}$ – відносні деформації бетону найбільш стиснутого ребра балки, рівнодійна зусиль в арматурі визначається за залежністю

$$N_s = f_{yd} A_s. \quad (6)$$

На основі прийнятого деформаційного критерію руйнування відносні деформації бетону найбільш стиснутого ребра балки (рис. 1) приймаються за рівністю

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3,cd}. \quad (7)$$

Після підстановки формул (3), (4) та (6) в рівняння рівноваги (1) – (2) при трапецієподібній формі стиснутої зони отримані формули для визначення висоти X стиснутої зони бетону та граничного значення моменту $M_{Rd,Y}$ в площині координатної осі Y (рис. 1):

$$X = \frac{f_{yd} A_s \cos \theta}{\eta f_{cd} \lambda b_{eff}} + \frac{b_{eff} \sin \theta}{2\lambda}; \quad (8)$$

$$M_{Rd,Y} = f_{yd} A_s \left(d - \frac{3\lambda^2 X^2 - b_{eff}^2 \sin^2 \theta}{3(2\lambda X - b_{eff} \sin \theta)} \right), \quad (9)$$

де

$$d = d_b \sin \theta + d_h \cos \theta. \quad (10)$$

Для одержання залежності $\theta = f(\beta)$, за допомогою якої можна обчислити кут θ нахилу нейтральної лінії, застосована умова про паралельність площин дії внутрішнього M_{Rd} та зовнішнього M_{Ed} моментів (рис. 1).

У системі координат $X_0 O_0 Y_0$ отримано, що

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{d_b - x_{0,c}}{d_h - y_{0,c}}, \quad (11)$$

де β – кут нахилу зовнішньої силової площини;

d_b, d_h – робочі висоти поперечного перерізу косозігнутого залізобетонного елемента в напрямку осей X_0 і Y_0 відповідно;

$x_{0,c}, y_{0,c}$ – координати точки прикладання рівнодівної N_c в бетоні стиснутої зони в системі координат $X_0 O_0 Y_0$, обчислення яких можна здійснити за наступними формулами:



$$x_{0,c} = \frac{b_{eff} (3\lambda X - 2b_{eff} \sin \theta)}{3(2\lambda X - b_{eff} \sin \theta)}, \quad (12)$$

$$y_{0,c} = \frac{3\lambda^2 X^2 - 3\lambda X b_{eff} \sin \theta + b_{eff}^2 \sin^2 \theta}{3 \cos \theta (2\lambda X - b_{eff} \sin \theta)}. \quad (13)$$

Після підстановки виразів (12) і (13) в (11) отримаємо квадратне рівняння відносно $\text{tg} \theta$, розв'язком якого буде наступна формула, що дозволяє обчислювати кут θ нахилу нейтральної лінії для трапецієподібної форми стисної зони бетону при повному вичерпанні міцності бетону на стиск

$$\text{tg} \theta = -\text{ctg} \beta + \sqrt{\text{ctg}^2 \beta - \frac{24tA_c \text{ctg} \beta}{b_{eff}^3}}, \quad (14)$$

$$\text{де } t = d_b - d_h \text{tg} \beta + \frac{A_c \text{tg} \beta - b_{eff}^2}{2b_{eff}}; \quad A_c = \frac{f_{yd} A_s}{\eta f_{cd}}.$$

Таким чином, в результаті теоретичних досліджень отримані аналітичні залежності (14), (8), (9) для визначення всіх невідомих параметрів (θ , X , $M_{Rd,y}$) при розв'язанні задач міцності косозігнутих елементів таврового профілю для трапецієподібної форми стиснутої зони бетону.

Висновки. Розроблена методика розрахунку несучої здатності косозігнутих залізобетонних елементів у нормальному перерізі за спрощеною деформаційною моделлю дозволяє швидко виконувати інженерні розрахунки та повною мірою відповідає вимогам чинних нормативних документів [3].

1. Павліков, А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косозавантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії : монографія / А.М. Павліков. – Полтава, 2007. – 320 с.

2. Бойко, О.В. Оцінка міцності навскісно зігнутих балок на основі дволінійних діаграм деформування бетону та арматури: дис.на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.32.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / О.В. Бойко. – Полтава, 2010. – 232 с.

3. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2001. – 230 p.

4. Павліков, А.М. Розмежування форм стиснутої зони бетону в перерізі косозігнутих балок таврового профілю / А.М. Павліков, О.В. Бойко, М.О. Харченко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2012. – Вип. 47, част. 1. – С. 255 – 260.

5. Павліков А.М. Міцність косозігнутих залізобетонних балок таврового профілю за умови дволінійної роботи бетону та арматури / А.М. Павліков, О.В. Бойко,

М.О. Харченко // Галузеве машинобудування, будівництво : зб. наук. праць. – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – Вип. 2 (30). – С.33 – 37.

6. Кочкар'ов, Д.В. Проектування залізобетонних елементів прямокутного профілю за косою згину на основі методу розрахункових опорів залізобетону / Д.В. Кочкар'ов, В.І. Бабич // Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. Серія «Технічні науки». – Рівне, 2015. – Вип. 3 (71). – С. 171 – 175.

7. Rodrigues, R. Vaz. A new technique for ultimate limit state design of arbitrary shape RC sections under biaxial bending / R. Vaz Rodrigues // Engineering Structures, 2015. – Vol. 104. – P. 1 – 17.

8. Sfakianakis, M.G. Biaxial bending with axial force of reinforced, composite and repaired concrete sections of arbitrary shape by fiber model and computer graphics / M.G. Sfakianakis // Advances in Engineering Software, 2002. – Vol. 33. – Issue 4. – P. 227 – 242.

9. Bonet, J.L. A fast stress integration algorithm for reinforced concrete sections with axial loads and biaxial bending / J.L. Bonet, M.L. Romero, P.F. Miguel, M.A. Fernandez // Computers & Structures, 2004. – Vol. 82. – Issues 2 – 3. – P. 213 – 225.

10. Bonet, J.L. Comparative study of analytical and numerical algorithms for designing reinforced concrete sections under biaxial bending / J.L. Bonet, M.H.F.M. Barros, M.L. Romero // Computers & Structures, 2006. – Vol. 84. – Issues 31 – 32. – P. 2184 – 2193.

1. Pavlikov, A.M. Nelineinii model napruzhenno-deformovanoho stanu kosozavantazhenykh zalizobetonnykh elementiv u zakrytychnii stadii : monohrafiia / A.M. Pavlikov. – Poltava, 2007. – 320 s.

2. Boiko, O.V. Otsinka mitsnosti navskisno zihnutykh balok na osnovi dvoliniinykh diahram deformuvannia betonu ta armatury: dys.na zdobuttia nauk. stupenia kand. tekhn. nauk: spets. 05.32.01 «Budivelni konstruktsii, budivli ta sporudy» / O.V. Boiko. – Poltava, 2010. – 232 s.

3. Pavlikov, A.M. Rozmezhuвання form stysnutoi zony betonu v pererizi kosozihnutykh balok tavrovoho profilu / A.M. Pavlikov, O.V. Boiko, M.O. Kharchenko // Visnyk Odeskoi derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury. – Odesa: ODABA, 2012. – Vyp. 47, chast. 1. – S. 255 – 260.

4. Pavlikov A.M. Mitsnist kosozihnutykh zalizobetonnykh balok tavrovoho profilu za umovy dvoliniinoi roboty betonu ta armatury / A.M. Pavlikov, O.V. Boiko, M.O. Kharchenko // Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo : zb. nauk. prats. – Poltava : PoltNTU, 2011. – Vyp. 2 (30). – S.33 – 37.

5. Kochkarov, D.V. Proektuvannia zalizobetonnykh elementiv priamokutnogo profilu za kosoho zghynu na osnovi metodu rozrakhunkovykh oporiv zalizobetonu / D.V. Kochkarov, V.I. Babych // Visnyk Natsionalnoho universytetu vodnoho hospodarstva ta pryrodokorystuvannia. Serii «Tekhnichni nauky». – Rivne, 2015. – Vyp. 3 (71). – S. 171 – 175.



ДЕФОРМУВАННЯ ДРІБНОЗЕРНИСТОГО ТА КРУПНОЗЕРНИСТОГО БЕТОНІВ ЗА МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ СЕРЕДНЬОГО ТА ВИСОКОГО РІВНІВ

ДЕФОРМИРОВАНИЕ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО И КРУПНО-ЗЕРНИСТОГО БЕТОНОВ ПРИ МАЛОЦИКЛОВЫХ НАГРУЖЕНИЯХ СРЕДНЕГО И ВЫСОКОГО УРОВНЕЙ

DETERMINATION OF BLACK-SIZED AND LARGE-SIZED CONCRETES FOR MULTI-CYCLE LOADS OF MEDIUM AND HIGH LEVELS

Панчук Ю.М., к.т.н., доцент, (Національний університет водного господарства та природокористування м. Рівне)

Панчук Ю.М., к.т.н., доцент, (Национальный университет водного хозяйства и природопользования г. Ривне)

Panchuk Y.M., candidate of technical sciences, (National university of water management and nature resources use, Rivne)

Наведені результати досліджень деструктивних характеристик дрібнозернистого та крупнозернистого бетонів за малоциклових навантажень середнього і високого рівнів. Побудовані діаграми об'ємного деформування бетонів, дозволяють простежити за тенденцією деформування матеріалу із зростанням кількості циклів навантаження.

Приведены результаты исследований деструктивных характеристик мелкозернистого и крупнозернистого бетонов при малоцикловых нагрузениях среднего и высокого уровней. Построенные диаграммы объемного деформирования бетонов, позволяют проследить за тенденцией деформирования материала при увеличении циклов приложения нагрузки.

The upper level of low cycle load affects the work of concrete for low cycle loads. Built diagrams of volumetric deformation allow us to clearly trace the tendency of concrete deformation with increasing number of loading cycles. Thus, for low-cycle compressive loads of the average level, there is consolidation of concrete with subsequent stabilization of volumetric relative deformations, and repeated loads of high levels lead to a gradual from the cycle to the cycle of dissolution of the structure of the material and, as a result of the development of trunk microcracks separation, its destruction occurs.

That is, there is a level of low-cycle load, in which the excess of dissipation and destruction of concrete takes place, and when the loads are lower than this level, there is a seal of the material and stabilization of deformations. Such a level is considered a level of low-cycle fatigue (fitness) of the material.

Ключові слова:

Бетон, напружено-деформований стан, деформації, малоциклові навантаження

Бетон, напряженно-деформированное состояние, малоцикловые нагрузки Concrete, stress-deformed state, deformation, low cycle load

Вступ. Під час дії зростаючого стискаючого навантаження відбувається зміна об'єму зразка [1]. Спочатку відбувається ущільнення бетону, його об'єм зменшується, потім проходить процес розуцільнення матеріалу, розвиток мікротріщин, які об'єднуючись утворюють макротріщини, що призводить до руйнування при збільшенні об'єму зразка.

Мета. Зміна об'ємних деформацій обумовлена деструктивними процесами, що проходять в бетоні, а також характеризується граничними рівнями виникнення і розвитку мікро- та макротріщин. Відносну об'ємну деформацію бетону ϵ_v за короткочасного центрального стиску визначають за формулою:

$$\epsilon_v = \epsilon_l - 2 \epsilon_{tr} \tag{1}$$

де: $\epsilon_l, \epsilon_{tr}$ – відносні поздовжні та поперечні деформації.

Основна частина. Статистична обробка дослідних даних, отриманих [2,3,4,5] свідчить про те, що залежність «напруження - січний модуль пружно-пластичності» ($\sigma - E_b^i$) при стисканні бетонних призм, завантажених з постійною швидкістю зростання напружень, можна прийняти лінійною до моменту руйнування бетонного зразка при нелінійній гіперболічного виду залежності « $\sigma - \epsilon$ »:

$$E^i = \frac{\sigma}{\epsilon} = E_b - \frac{E_b - E_R^i}{R_b} \sigma = E_b \left(1 - \frac{E_b - E_R^i}{R_b} \frac{\sigma}{R_b} \right) \tag{2}$$

$$\frac{E_b - E_R^i}{R_b} = \lambda_R = 1 - \nu_R = 1 - \frac{\epsilon_{sl}}{\epsilon_b^u} = \frac{\epsilon_{pl}}{\epsilon_b^u} \tag{3}$$

де: λ_R, ν_R – граничні значення (при $\sigma = R_b$) коефіцієнтів пластичності і пружності; ϵ_{sl} – пружні відносні деформації; ϵ_{pl} – відносні деформації швидконатікаючої повзучості; ϵ_b^u – повні відносні деформації бетону. Після підстановки (3) в (2), враховуючи, що $\eta = \frac{\sigma}{R_b}$, залежність (2) набуває такого вигляду:

$$E^i = \frac{\sigma}{\epsilon} = E_b (1 - \lambda_R \eta) \tag{4}$$

Матеріали, склад дрібнозернистого та крупнозернистого бетонів для витовтвлення зразків призм, а також методика і результати



В результаті математичної обробки дослідних даних випробування призм з дрібнозернистого (ДЗБ) та крупнозернистого (КЗБ-2) бетонів за [7], отримані лінійні рівняння регресії $E'_{bl} - \eta$, $E'_{btr} - \eta$:

$$E'_{bl} = \frac{\sigma}{\epsilon_1} = E_{bl}(1 - \lambda_{IR}\eta) \tag{5}$$

$$E'_{btr} = \frac{\sigma}{\epsilon_{tr}} = E_{btr}(1 - \lambda_{trR}\eta) \tag{6}$$

Після підстановки (5) і (6) в (1) отримаємо:

$$\epsilon_v = \frac{R_b \eta}{E_{bl}(1 - \lambda_{IR}\eta)} - 2 \frac{R_b \eta}{E_{btr}(1 - \lambda_{trR}\eta)} \tag{7}$$

Значення верхнього, нижнього і критичного рівнів утворення і розвитку поздовжніх мікро- і макротріщин відриву визначали математичною обробкою залежності (1) [7], в результаті отримані наступні аналітичні залежності:

$$\eta_{crc}^{low} = \frac{\sqrt{\lambda_{IR} E_{btr}} - \sqrt{2\lambda_{trR} E_{bl}}}{\lambda_{trR} \sqrt{\lambda_{IR} E_{btr}} - \lambda_{IR} \sqrt{2\lambda_{trR} E_{bl}}} \tag{8}$$

$$\eta_{crc}^{top} = \frac{\sqrt{E_{btr}} - \sqrt{2E_{bl}}}{\lambda_{trR} \sqrt{E_{btr}} - \lambda_{IR} \sqrt{2E_{bl}}} \tag{9}$$

$$\eta_{cr} = \frac{E_{btr} - 2E_{bl}}{\lambda_{trR} E_{btr} - 2\lambda_{IR} E_{bl}} \tag{10}$$

тут: λ_{IR} , E_{bl} , λ_{trR} , E_{btr} – коефіцієнти пластичності і початкові модулі пружності відповідно поздовжніх і поперечних деформацій.

При навантаженнях, що не перевищують η_{crc}^{low} проходить нерівномірно-прискорене ущільнення бетону за рахунок розвитку пластичних деформацій цементного каменю, діаграма $\epsilon_v - \eta$ повернена опуклістю до осі η і при η_{crc}^{low} вона змінює знак кривизни до осі ϵ_v . При цьому об'ємне деформування за рахунок утворення поздовжніх мікротріщин переходить в нерівномірно-уповільнене. В діапазоні напружень $\eta_{crc}^{low} < \eta < \eta_{crc}^{top}$ пластичні деформації цементної решітки перевищують деформації, обумовлені розвитком поздовжніх мікротріщин, при цьому відбувається уповільнене ущільнення структури і зменшення об'єму бетону. При η_{crc}^{top} діаграма $\epsilon_v - \eta$ змінює свій напрямок за рахунок розвитку поздовжніх мікротріщин, тобто переходить з нерівномірно-уповільненого ущільнення і зменшення об'єму в нерівномірно-прискорене розущільнення бетону і збільшення його об'єму. При рівні напружень η_{cr} відбувається максимальне ущільнення бетону $\epsilon_v = \epsilon_{vmax}$. При напруженнях в межах $\eta_{cr} < \eta < \eta_{cr}^{top}$ деформації поздовжнього мікротріщиноутворення перевищують лінійні пластичні деформації цементної складової, при цьому відбувається збільшення об'єму V до



початкового V_0 . Мікротріщини накладаються одна на одну і утворюють магістральні макротріщини відриву. За граничного рівня η_{crit}^{cr} об'ємні відносні деформації дорівнюють нулю $\epsilon_v = 0$, цей рівень прийнято вважати якісною межею деструктивного процесу в розвитку напружено-деформованого стану бетону [10].

Підставивши відповідні значення $E_{v11}, \lambda_{v11}, E_{v11}^{cr}, \lambda_{v11}^{cr}$, отримані з дослідно-кореляційних рівнянь регресії для окремого i -того циклу малоциклового навантаження в залежність (1), визначено об'ємну деформацію бетону ϵ_v на i -тому циклі навантаження.

Характерні діаграми об'ємного деформування ($\epsilon_v - \eta$) дрібно- та крупнозернистого бетонів за малоциклового центрального стиску зі зміною кількості циклів прикладання навантаження n_{cyc} наведено на рисунку 1а,б. З діаграм об'ємного деформування ϵ_v , побудованих за малоциклових стискаючих навантажень високих рівнів ($\eta = 0,78...0,86$) видно, що при збільшенні кількості циклів навантаження n_{cyc} відбувається поступове від циклу до циклу зменшення значень об'ємного ущільнення. Так, для дрібнозернистого бетону (ДЗБ) (рис.1а) значення максимального об'ємного ущільнення, яке на 1-му циклі навантаження склало $50,0 \times 10^{-5}$, при дії малоциклових навантажень знизилось і на 2-му та 3-му циклах склало відповідно $28,6 \times 10^{-5}$ і $23,7 \times 10^{-5}$, на 5-му циклі зменшилось до $12,58 \times 10^{-5}$, а на 7-му циклі становило $4,56 \times 10^{-5}$. В межах з 10-го по 35-й цикли навантажень визначені об'ємні відносні деформації бетону набули від'ємних значень, які зі зростанням кількості циклів мали тенденцію до зменшення. Від'ємні значення величин об'ємного деформування ϵ_v свідчать про настання процесів розушільнення структури бетону, які супроводжуються незворотнім збільшенням об'єму бетону V відносно початкової його величини V_0 .

Очевидно в цьому діапазоні циклів навантажень, внаслідок розвитку поздовжніх магістральних мікротріщин відриву, відбувається незворотній процес руйнування бетону.

Значення максимального об'ємного ущільнення ϵ_{vmax} , визначене для крупнозернистого бетону (КЗБ2) (рис.1б) на 1-му циклі, склало $41,12 \times 10^{-5}$, при збільшенні кількості циклів прикладання навантаження відбувається його зниження. Так, на 2-му і 5-му циклах повторного навантаження значення ϵ_{vmax} зменшились і склали відповідно $23,28 \times 10^{-5}$ і $19,81 \times 10^{-5}$, а ці ж значення, визначені для 10-го, 20-го і 30-го циклів навантаження становили відповідно $14,45 \times 10^{-5}$, $7,66 \times 10^{-5}$ і $5,16 \times 10^{-5}$.



Національний університет
водного господарства
та прибережжя

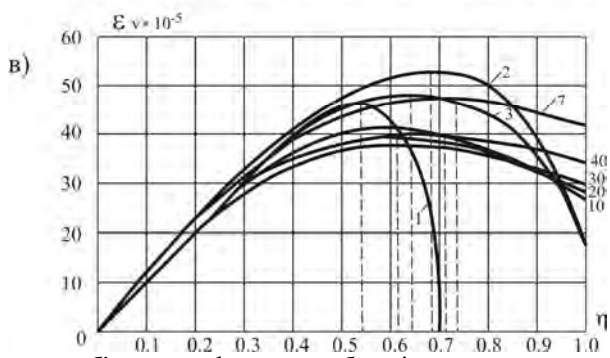
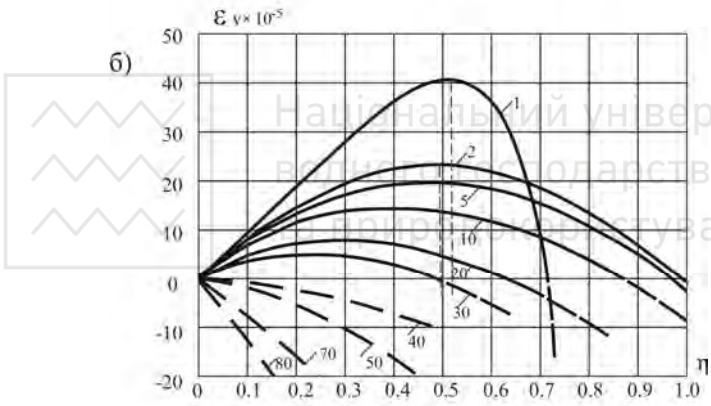
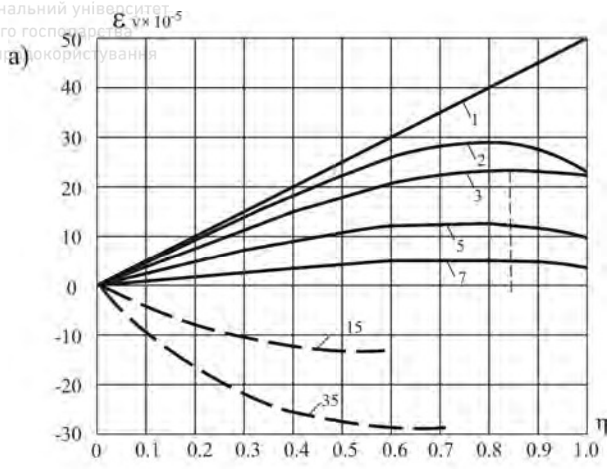


Рис. 1 Діаграми об'ємного деформування бетонів за малоциклового осевого стиснення: а) ДЗБ; б) КЗБ2 ($\eta = 0,78$); в) КЗБ2 ($\eta = 0,6$)

Починаючи з 40-го циклу до руйнування бетону (89 цикл) об'ємні відносні деформації бетону $\epsilon_{\text{об}}$, визначені на цих циклах, мають від'ємні значення, зменшуючись зі зростанням кількості циклів прикладання навантаження, проходить процес незворотнього розуцільнення і руйнування бетону.

Для встановлення більш повної картини об'ємного деформування крупнозернистого бетону (КЗБ2) були проведені експериментальні дослідження бетонних призм на вплив малоциклових навантажень середнього рівня, який приймали рівним $\eta_{\text{н}} = 0,6$. Аналіз отриманих в результаті випробувань діаграм об'ємного деформування бетону (рис.1,в.) вказує на те, що значення $\epsilon_{\text{об,макс}}$ на перших 5-ти циклах зростають, що свідчить про ущільнення матеріалу. Так, значення максимального об'ємного ущільнення, визначені на 1-му, 2-му і 5-му циклах склали відповідно $46,5 \times 10^{-5}$, $53,22 \times 10^{-5}$ і $51,25 \times 10^{-5}$, при наступному збільшенні кількості циклів прикладання навантаження з 10-го по 40-ий цикли поряд з деяким зменшенням максимального об'ємного ущільнення $\epsilon_{\text{об,макс}}$, спостерігається його стабілізація ($\epsilon_{\text{об}} = 37,04 \dots 41,58 \times 10^{-5}$).

Висновки. Дослідження напружено-деформованого стану зразків з дрібно- та крупнозернистого бетону виявили наступні особливості. Верхній рівень малоциклового навантаження впливає на роботу бетону за малоциклових навантажень. Побудовані діаграми об'ємного деформування дозволяють чітко простежити за тенденцією деформування бетону зі зростанням кількості циклів прикладання навантаження. Так, за малоциклових стискаючих навантажень середнього рівня, відбувається ущільнення бетону з наступною стабілізацією об'ємних відносних деформацій, а повторні навантаження високих рівнів призводять до поступового від циклу до циклу розуцільнення структури матеріалу і, внаслідок розвитку магистральних мікротріщин відриву, відбувається його руйнування. Тобто, існує такий рівень малоциклового навантаження, при перевищенні якого проходить розуцільнення і руйнування бетону, а при навантаженнях менших за цей рівень, відбувається ущільнення матеріалу і стабілізація деформацій. Такий рівень вважають рівнем малоциклової втомленості (приспосованості) матеріалу [8,9].

1.Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. –М.: Гостройиздат, 1961. -96с.

2. Бабич Е.М., Макаренко Л.П. Экспериментальное исследование модуля упругости бетонных образцов при различной интенсивности сжимающих нагрузок// Известия вузов. Строительство и архитектура. 1967. №3. –С. 20-27.

3. Макаренко Л.П., Фенко Г.А. Практический способ определения модуля упруго-пластических характеристик бетона при сжатии // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1970. -№10. –С.141-147.

4. Макаренко Л.П. Оценка деформаций бетонов с учетом нелинейной ползучести // Бетон и железобетон. – 1985. -№2. –С.25-26.

5. Макаренко Л.П. Рекомендации по экспериментально-статистической оценке прочностных, деформативных характеристик бетонов при кратковременном нагружении. –Ровно: ООП ВЦ Облмашинформа, 1987. -17с.
6. Панчук Ю.М. Експериментальні дослідження пружно-пластичних властивостей крупнозернистого бетону за малоциклових навантажень високих рівнів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. статей (вип 23). –Рівне, 2012. –С.372-377.
7. Макаренко Л.П. Развитие и углубление существующих представлений о деформациях, деструкции и прочности бетона при сжатии // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1988. -№2. –С.1-6.
8. Бабич Е.М., Крусь Ю.А., Панчук Ю.Н. Влияние малоцикловых статических нагружений на прочность тяжелого бетона // Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях: тез. докл. междунаrod. научн.-практич. Конф. –Сумы, 1994. –С.168-171.
9. ГОСТ 23207-78. Сопrotивление усталости. Основные термины, определения и обозначения. –М.: Издательство стандартов, 1978. -48 с.
10. Голуб А.В. Особенности прочностных и деформативных свойств бетона со шлаком ТЭС и их учет при расчете железобетонных конструкций: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. –Минск, 1990. – 22 с.
1. Berh O.Ia. Fyzycheskye osnovy teoryy prochnosty betona y zhelezobetona. –М.: Hosstroizdat, 1961. -96с.
2. Babych E.M., Makarenko L.P. Експериментальне дослідження модуля упругості бетонних образців при різній частоті навантажень // Yzvestiya vuzov. Stroytelstvo y arkhytektura. 1967. №3. –S. 20-27.
3. Makarenko L.P., Fenko H.A. Praktycheakyi sposob opredeleniya moduliu uprugoplastycheskykh kharakterystyk betona pry szhatyy // Yzvestiya vuzov. Stroytelstvo y arkhytektura. – 1970. -№10. –S.141-147.
4. Makarenko L.P. Otsenka deformatsiy betonov s uchedom nelyneinoi polzuchesty // Beton y zhelezobeton. – 1985. -№2. –S.25-26.
5. Makarenko L.P. Rekomendatsyy po експериментально-статистическій оtsенке прочностных, деформативных характеристик бетонов при кратковременном нагружении. –Ровно: ООП VTs Oblmashynforma, 1987. -17s.
6. Panchuk Yu.M. Експериментальні дослідження пружно-пластичних властивостей крупнозернистого бетону за малоциклових навантажень високих рівнів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. статей (вип 23). – Рівне, 2012. –С.372-377.
7. Makarenko L.P. Razvytiye y uhlublennye sushchestvuiushchykh predstavleniy o deformatsiyakh, destruktssy y prochnosty betona pry szhatyy // Yzvestiya vuzov. Stroytelstvo y arkhytektura. – 1988. -№2. –S.1-6.
8. Babych E.M., Krus Yu.A., Panchuk Yu.N. Vlyaniye malotsyklovykh statycheskykh nahruzheniy na prochnost tiazheloho betona // Sovershenstvovaniye stroytelnykh materyalov, tekhnolohiy y metodov rascheta konstruktssiy v novykh ekonomycheskykh usloviyakh: tez. dokl. mezhdunarod. nauchn.-praktych. Konf. –Сумы, 1994. –S.168-171.
9. HOST 23207-78. Soprotyvlenye ustalosty. Osnovnyye termyny, opredeleniya y oboznacheniya. –М.: Yzdatelstvo standartov, 1978. -48 s.
10. Holub A.V. Osobennosty prochnostnykh y deformativnykh svoystv betona so shlakom TЭС y ykh uchety pry raschete zhelezobetonnykh konstruktssiy: Avtoref. dys. ... kand. tekhn. nauk. –Mynsk, 1990. – 22 s.



УДК 624.012.044

Національний університет
водного господарства
та природокористування

МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕНЬ ТА РОБОТА ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗІ ЗМІШАНИМ АРМУВАННЯМ ЗА МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ ВИСОКИХ РІВНІВ

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЙ И РОБОТА ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СО СМЕШАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ ПРИ МАЛОЦИКЛОВЫХ НАГРУЖЕНИЯХ ВЫСОКИХ УРОВНЕЙ

METHOD OF STUDY AND WORK OF CONCRETE CONCRETE ELEMENTS BETWEEN MIXED ARMY FOR MALOCYCLE LOADS OF HIGH LEVELS

Панчук Ю.М., к.т.н., доцент, (Національний університет водного господарства та природокористування м. Рівне)

Панчук Ю.М., к.т.н., доцент, (Национальный университет водного хозяйства и природопользования г. Ривне)

Panchuk Y.M., candidate of technical sciences, (National university of water management and nature resources use, Rivne)

Наведені методика та результати досліджень згинальних залізобетонних балок зі змішаним армуванням. Напружено-деформований стан балок визначається значенням верхнього відносного рівня і кількістю циклів навантаження. Виявлено три стадії деформування зразків

Приведены методика и результаты исследований изгибающих железобетонных балок со смешанным армированием. Напряженно-деформированное состояние балок определяется значением верхнего относительного уровня и количеством циклов нагружения. Выявлено три стадии деформирования образцов.

In real conditions, reinforced concrete constructions of buildings and structures are exposed to repeated loads. The action of this type of load can cause in the design of the destruction of a special form, in which deformation of structures increases indefinitely with repeated loads that do not exceed a one-time destructive load. In order to study the influence of low-cycle static loads of high levels on the strength and deformation characteristics of reinforced concrete bending elements with mixed reinforcement, prototype samples of beams of a rectangular section measuring 200x100 mm, 2000 mm

in length, were tested. According to the results of the stress-strain state of experimental beam samples, the following conclusions can be drawn:

- the work of beams with mixed reinforcement for low-cycle loads of high levels is determined by the value of the upper relative level and the number of load cycles. The work of beams can be characterized by three stages: "squeezing out" deformations - 1st stage; stabilization and elastic work - 2nd stage; Decomposition and destruction - Stage III. For the beams tested at the upper level of loading $\eta_{top} = 0,98$ the first two stages were not detected;
- the work of concrete consisted in accumulation of damages in the compressed zone both at loading and unloading stages, and the cyclic loading resulted in a three hundred duct deformation of the compressed zone of concrete;
- the deformation of the stretched armature was determined by the value of the upper relative load level η_{top} , there were few signs of the three stages of deformation;
- low-cycle loads slightly influenced the change in the height of the compressed concrete zone, with the increase in the number of load cycles, its value slowly decreased;
- the main deformation changes (deflections) occurred in the first 3-5 cycles of little cyclic loading;
- low-cycle loads had a negative impact, increasing the loss of previous tension reinforcement;
- the slipping of reinforced concrete reinforcement in the ends of the beams was not detected;
- a definite boundary of low-cycle tensile beams, the value of which was 0.891;
- samples of beams were destroyed due to the achievement of low cycle fatigue, destruction occurred in the normal section at stresses in the working armature equal to the boundary of fluidity, as well as the crushing of the compressed zone of concrete.

Ключові слова:

Залізобетон, змішане армування
 Железобетон, смешенное армирование
 Reinforced concrete, mixed reinforcement

Вступ. В реальних умовах залізобетонні конструкції будівель та споруд в більшості випадків піддані дії повторних навантажень. Такі навантаження відбуваються при вітрових, снігових, технологічних та інших впливах. Дія такого виду навантажень може викликати в конструкції руйнування особливого виду, при якому деформації конструкцій необмежено зростають при повторних навантаженнях, які не перевищують одноразового руйнівного навантаження. Вплив малоциклового навантаження високих рівнів на



міцнісні і деформативні характеристики залізобетонних конструкцій в нормативних документах не враховується.

Мета. Робота залізобетонних згинальних елементів зі змішаним армуванням за малоциклових навантажень високих рівнів практично не вивчалась [1], проведені лише деякі випробування згинальних елементів з частковим попереднім напруженням [2]. З метою вивчення впливу малоциклових статичних навантажень високих рівнів на міцнісні та деформативні характеристики залізобетонних згинальних елементів зі змішаним армуванням були виготовлені і випробувані дослідні зразки балок прямокутного перерізу розміром 200x100 мм, довжиною 2000 мм.

Основна частина. Дослідні балки були армовані напружуваною арматурою класу А-IIIв діаметром 12 мм ($\sigma_{02} = 850,73$ МПа; $\sigma_{spu} = 895,0$ МПа; $E_{sp} = 1,949 \times 10^5$ МПа) та ненапружуваною арматурою класу А-III діаметром 10 мм ($\sigma_y = 556,95$ МПа; $\sigma_{su} = 708,85$ МПа, $E_s = 2,01 \times 10^5$ МПа), розташованою в середині прольоту і обірваною згідно епюри матеріалів. Зміцнення арматури класу А-IIIв здійснювали з фіксацією зусиль та деформацій арматури. Опорні частини балок армували плоскими каркасами, які виготовляли з дроту класу Вр-I діаметром 5 мм. В торцях встановлювали сітки з дроту цього ж класу для запобігання можливого зминання бетону від зусиль попереднього напруження після відпуску арматури. Повний відсоток армування балок складав $\mu = 1,15\%$. Коефіцієнт змішаного армування при цьому складав $K_p = 0,686$. Всього було виготовлено 12 балок, дві з яких були випробувані дією одноразового статичного навантаження до руйнування, а 10 балок – на дію малоциклового навантаження. Величину верхнього рівня навантаження приймали $\eta_{top} = 0,92 \dots 0,98 M_u$, нижній рівень для всіх балок приймали однаковим $\eta_{low} = 0$.

Балки виготовляли в металевих формах з механічним натягом напружуваної арматури на упори. Після проявлення всіх втрат напруга в напружуваній арматурі склала 642,48 МПа.

Випробування балок виконували за схемою «чистого згину» у віці 240...330 діб для того, щоб виключити зміну характеристик бетону в часі. Зосередженні сили до верхнього рівня навантаження прикладали в третинах прольоту з постійною швидкістю навантаження ступенями рівними 10% від очікуемого руйнівного навантаження. Аналогічно ступенями виконували розвантаження балки до нижнього рівня. Величина руйнівного згинального моменту M_u , яку визначили за результатами випробування двох балок, склала 2,08 тс·м. Кількість циклів навантаження визначали числом навантажень, які витримував зразок до руйнування.

Для вимірювання деформацій в середині прольоту балок наклеювались тензорезистори на бетоні з двох боків по висоті зразка з базою 50 мм, на напружуваній та не напружуваній арматурі - з базою 20 мм. Прогини балок в середині прольоту вимірювали прогиномірами БПАО ЛИСИ, крім того, для

фіксації зміщення балок на опорах встановлювали індикатори годинникового типу. Для вимірювання проковзування напруженої арматури в торцях балок встановлювали індикатори годинникового типу. Момент виникнення і розвитку тріщин фіксували візуально, ширину розкриття тріщин вимірювали мікроскопом МПБ-2. На кожному етапі навантаження-розвантаження ширину тріщин вимірювали на рівні розтягнутої арматури, при цьому фіксували довжину поширення і відстань між ними. При випробуваннях вивчали вплив верхнього рівня навантаження η_{top} та кількість циклів n на зміну деформацій бетону, напруженої та не напруженої арматури, прогинів, тріщин, а також проковзування напруженої арматури в бетоні.

Всі дослідні зразки балок, які були випробувані малоцикловими навантаженнями руйнувались внаслідок досягнення малоциклової втомленості, руйнування відбувалось за нормальним перерізом при напруженнях в робочій арматурі рівних границі текучості, а також дріблення стиснутого бетону. Характер руйнування проявився в необмеженому зростанні деформацій (прогину балок) з роздрібненням найбільш стиснутої грані бетону між зосередженими силами. Зруйнована частина стиснутого бетону мала вигляд пересіченою поздовжніми і поперечними тріщинами крихкої структури.

Випробування балок починали малоцикловим навантаженням з верхнім відносним рівнем $\eta_{top} = M/M_u = 0,98$. Три зразки, випробувані за цього рівня були зруйновані при кількості циклів навантаження 10,25 і 28. Далі при $\eta_{top} = 0,96$, дві балки вичерпали несучу здатність після 26 і 37 –ми циклів навантаження. При зниженні рівня до $\eta_{top} = 0,96$, дві балки працювали до руйнування на протязі 51 –60 –ти циклів. За найменшого рівня навантаження $\eta_{top} = 0,92$ було випробувано три зразки, при цьому руйнування однієї балки відбулося після 200 циклів навантаження, друга балка після 100 циклів навантаження була свідомо доведена до руйнування, результати третьої балки до відома не приймалися, так як вона мала дефекти в стиснутій зоні бетону і зруйнувалась після 12-ти циклів навантаження.

За даними експериментальних досліджень малоциклової втомленості балок була отримана залежність:

$$\eta_{t,cyc} = 1 - 0,109(n_{cyc} - 1)/(65,122 + n_{cyc}) \quad (1)$$

де $\eta_{t,cyc}$ - верхній відносний рівень навантажень, за якого відбувається навантаження; n_{cyc} – кількість циклів навантажень, які витримував зразок до руйнування.

З залежності (1) визначена границя мало циклової втомленості балок, значення якої склало 0,891.

Отримані дослідним шляхом дані дозволяють судити про зміну деформацій стиснутого бетону і розтягнутої арматури в залежності від рівня і

кількості циклів навантаження. Є цікавим аналіз деформованого стану балки, яка працювала при навантаженнях з верхнім відносним рівнем $\eta_{top} = 0,92$ [3].

Основна зміна деформативних характеристик бетону і арматури відбувалась після перших трьох – п'яти циклів повторного навантаження. Так на першому циклі навантаження середні значення деформацій бетону, стиснутої зони і розтягнутої арматури склали: $\epsilon_{bm} = 185,8 \cdot 10^{-5}$, $\epsilon_{sp\ m} = 256,2 \cdot 10^{-5}$ і $\epsilon_{sm} = 241,3 \cdot 10^{-5}$, а на п'ятому - відповідно: $\epsilon_{bm} = 211,68 \cdot 10^{-5}$, $\epsilon_{sp\ m} = 270,58 \cdot 10^{-5}$ і $\epsilon_{sm} = 268,2 \cdot 10^{-5}$. Подальше збільшення кількості циклів до десяти – п'ятнадцяти привело лише до незначної зміни деформацій бетону і арматури, що свідчить про вибір пластичних деформацій і відповідає I-й стадії роботи елемента. Діапазон з 22-го 180-й цикли прикладання навантаження можна розглядати як стадію II, яка відповідає умовній стабілізації. Так на 20-ому циклі середні деформації стиснутого бетону і розтягнутої арматури склали $\epsilon_{bm} = 240,3 \cdot 10^{-5}$, $\epsilon_{sp\ m} = 257,0 \cdot 10^{-5}$ і $\epsilon_{sm} = 233,8 \cdot 10^{-5}$, а на 180-му циклі ті ж деформації змінилися до значень - відповідно: $\epsilon_{bm} = 271,9 \cdot 10^{-5}$, $\epsilon_{sp\ m} = 286,5 \cdot 10^{-5}$ і $\epsilon_{sm} = 221,35 \cdot 10^{-5}$. Після 180-го циклу до моменту руйнування (200-й цикл), відбувалось інтенсивне збільшення повних та залишкових деформацій, що свідчило про зменшення міцності бетону стиснутої зони, тобто про настання третьої стадії роботи.

Такі ж процеси трьох стадійного деформування бетону та арматури відбувались в балках, навантажених верхнім відносним рівнем $\eta_{top} = 0,94...0,96$. А в елементах, випробуваних при $\eta_{top} = 0,98$ перших двох стадій руйнування не виявлено. Внаслідок зростання деформацій бетону і арматури відбувалось накопичування руйнувань і наступило руйнування зразків.

Процес накопичення прогинів пов'язаний з впливом циклічного навантаження на деформації стиснутого бетону і розтягнутої арматури. Високі рівні циклічного навантаження приводять до інтенсивного зростання повних прогинів на протязі 5...10 циклів навантаження. Незалежно від значення верхнього рівня навантаження прогини мали тенденцію до стабілізації. Збільшення повних прогинів відбувалось за рахунок залишкових значень внаслідок зростання руйнувань бетону стиснутої зони і розтягнутої арматури за дії циклічного навантаження.

Для балки, підданій впливу навантажень з верхнім відносним рівнем $\eta_{top} = 0,92$ був відмічений трьох стадійний розвиток прогинів. Так, з 1-го по 5-й цикли відбувався уповільнений приріст максимальних і залишкових прогинів, величина яких на 5-ому циклі складала відповідно 15,4 і 3,2 мм (I-а стадія). Починаючи з 5-го до 180-й цикли балка працювала в II-й стадії, яка відповідала незначному приросту прогинів, на 170-му циклі прогини досягли величини 20,0 і 4,3 мм. При подальшому збільшенні кількості циклів навантаження до моменту руйнування було відмічене прискорене зростання прогинів (стадія III). В балках, випробуваних при рівнях навантаження $\eta_{top} = 0,94...0,96$ були виявлені ті ж особливості розвитку прогинів. Дослідні

елементи, піддані максимальним навантаженням $\eta_{\text{top}} = 0,98$, мали умовну стабілізацію прогинів з інтенсивним їх зростанням до моменту руйнування.

Малоциклові навантаження викликали негативний вплив на напружено-деформований стан в арматурі, що призвело до збільшення втрат попереднього напруження. У всіх балок, випробуваних малоцикловими навантаженнями високих рівнів, значна частина втрат попереднього напруження відбулася на перших двох – трьох циклах навантаження, далі із зростанням кількості циклів навантаження, напруження в арматурі продовжували незначно зменшуватись, і незадовго до руйнування зразків було відмічено невелике збільшення напружень в арматурі. Прилади, які були поставлені на напружуваній арматурі в торцях балок, не зафіксували проковзування арматури в бетоні із зростанням рівня і кількості циклів навантаження.

Висновки. Аналізуючи отримані результати напружено-деформованого стану дослідних зразків балок можна зробити наступні висновки:

1. Робота балок зі змішаним армуванням за малоциклових навантажень високих рівнів визначається значенням верхнього рівня і кількістю циклів навантаження. Роботу балок можна характеризувати трьома стадіями: «відтискування» деформацій – I-а стадія; стабілізації і пружної роботи – стадія II; розушільнення і руйнування – стадія III. Для балок випробуваних верхнім рівнем навантаження $\eta_{\text{top}} = 0,98$ перші дві стадії виявлені не були.

2. Робота бетону полягала в накопиченні пошкоджень в стиснутій зоні як на етапах навантаження, так і при розвантаженні, циклічні навантаження привели до тристадічного деформування стиснутої зони бетону.

3. Деформування розтягнутої арматури визначалось величиною верхнього рівня навантаження η_{top} , мало ознаки трьох стадій деформування.

4. Малоциклові навантаження незначно впливали на зміну висоти стиснутої зони бетону, із збільшенням кількості циклів навантаження величина її повільно зменшувалась.

5. Основні зміни деформацій (прогинів) відбулися на перших 3-5 циклах мало циклового навантаження.

6. Малоциклові навантаження чинять негативний вплив, збільшуючи втрати попереднього напруження арматури, які необхідно враховувати в розрахунках.

7. Проковзування напружуваної арматури в бетоні на торцях балок не виявлено.

8. Визначена границя малоциклової втомленості балок, значення якої склало 0,891.

9. Всі зразки балок руйнувались внаслідок досягнення малоциклової втомленості, руйнування відбувалось за нормальним перерізом при



напруженнях в робочій арматурі рівних границі текучості, а також дріблення стиснутого бетону.

1. Бабич Є.М., Борисюк О.П., Коцебчук П.П. Залізобетонні балки і плити зі змішаним армуванням. - Рівне: Вид-во УДАВГ, 1997. - 134 с.

2. Градюк І.І., Стасюк М.І. Раскрытие и закрытие трещин в изгибаемых элементах со смешанным армированием //Бетон и железобетон. - 1983. - №3. - с.39-40.

3. Бабич Е.М., Панчук Ю.Н. Экспериментальные исследования работы железобетонных балок со смешанным армированием при малоцикловых нагрузениях высоких уровней / Международн. конф. «Инженерные проблемы современ. бет. и ж.б.». Минск, 1997. С.45-53.

4. Панчук Ю.М. Дослідження деформацій стиснутого бетону і розтягнутої арматури залізобетонних балок зі змішаним армуванням при малоциклових навантаженнях високих рівнів / Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. Наук. статей. Вип.5. Рівне, 2000. С.226-235.

5. Панчук Ю.М. Деформативність згинальних залізобетонних елементів при короткочасних малоциклових навантаженнях високих рівнів // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Тез. доп. міжнародн. наук. конф. –Рівне, 1996. –С. 105.

6. Бабич Є.М., Панчук Ю.М. Дослідження роботи балок зі змішаним армуванням при дії малоциклових навантажень високих рівнів // Тези доп. науков. конф. –Полтава, 1997. С.30-32.

7. Панчук Ю.М., Методика досліджень залізобетонних балок зі змішаним армуванням на вплив малоциклових навантажень високих рівнів // Тези доп. наук. – техн. конф. –Рівне 1996 –С.7.

1. Babych YE.M., Borysyuk O.P., Kotsebchuk P.P. Zalizobetonni balky i plyty zi zmishanym armuvanniam. - Rivne: Vyd-vo UDAVH, 1997. - 134 s.

2. Gradyuk I.I., Stasyuk M.I. Raskrytiye i zakrytiye treshchin v izgibayemykh elementakh so smeshannym armirovaniyem //Beton i zhelezobeton. - 1983. - №3. - s.39-40.

3. Babich EM, Panchuk Yu.N. Experimental studies of the work of reinforced concrete beams with mixed reinforcement at low-cycle loads of high levels / International. Conf. "Engineering problems are modern. bet. and zh.b. ". Minsk.p.45-53.

4. Panchuk Yu.M. Research of deformations of compressed concrete and stretched reinforcement of reinforced concrete beams with mixed reinforcement with low cycle loads of high levels / Resource-saving materials, constructions, buildings and structures. Zb Science articles Vp.5 Rivne, 2000. p.226-23.

5. Panchuk YU.M. Deformatyvnist' z-hynal'nykh zalizobetonnykh elementiv pry korotkochasnykh malotsyklovykh navantazhennyakh vysokykh rivniv // Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy: Tez. dop. mizhnarodn. nauk. конф. –Рівне, 1996. –S. 105.

6. Babych YE.M., Panchuk YU.M. Doslidzhennya roboty balok zi zmishanym armuvanniam pry diyi malotsyklovykh navantazhen' vysokykh rivniv // Tezy dop. naukov. конф. –Poltava, 1997. S.30-32.

7. Panchuk YU.M., Metodyka doslidzhen' zalizobetonnykh balok zi zmishanym armuvanniam na vplyv malotsyklovykh navantazhen' vysokykh rivniv // Tezy dop. nauk. – tekhn. конф. –Рівне 1996 –S.7.



ВУЗЛОВА ЖОРСТКІСТЬ БОЛТОВИХ З'ЄДНАНЬ ЕЛЕМЕНТІВ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

NODAL RIGIDITY OF BOLT CONNECTIONS OF ELEMENTS OF METAL CONSTRUCTIONS

Романюк В.В., к.т.н., доцент; Супрунюк В.В., к.т.н., доцент (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, Україна)

Romaniuk V.V., candidate of engineering sciences, associate professor; Supruniuk V.V., candidate of engineering sciences, associate professor, (National University of Water Management and Nature Resources Application, Rivne, Ukraine)

Для реалізації мети досліджень, якою є теоретичне визначення дійсної жорсткості гребеневого вузла сталевий попередньо напруженої перфорованої арки, використано метод початкових параметрів, що у підсумку дозволило визначити теоретичні напруження у опорному перерізі верхнього поясу конструкції. Застосування запропонованої методики розрахунку дозволяє визначити жорсткість болтового фланцевого з'єднання з урахуванням його дійсної роботи, а також змінювати її за рахунок зміни діаметра болтів або товщини фланців.

It is marked that in the calculation of building constructions an important value has exact determination of regional terms of connection of nodal elements, that substantially influences on the redistribution of efforts in the separate elements of constructions on their length and rigidity of nodes. Especially it touches of flange bolted joints. Current design rules use idealized schemes of nodal joints, which, according to numerical researches, do not fully correspond to the actual operating conditions of nodal joints and constructions on the whole.

For realization of aim of researches, that is theoretical determination of actual rigidity of comb knot of the steel preliminary tense perforated arch, the method of initial parameters is used, that in a result allowed to define theoretical tensions in the supporting cut of fastening overhead belt to the comb knot of arch.

Divergence in the values of actual tensions in the cuts of beam and theoretical, calculated according to the current design rules, is explained by the flexibility of the flanged bolted joints, that according to the actions in the knot of bending moment opens up, although in theoretical calculations this joint is accepted by absolutely rigid. Rigidity depends on the thickness of flanges,

diameter of bolts, the distances between them, the values of the previous tension of the bolts and external loading.

The conclusion is set forth, that the application of the offered methodology of calculation allows to define the rigidity of the bolted flanged joint taking into account its actual work, that according to experimental researches and theoretical calculations, differs from the idealized calculation schemes. In addition the methodology allows to change the rigidity of the bolted joint, changing the diameter of the bolts or the thickness of the flanges, and also to use the additional resource of material due to some reduction of the maximum tensions in weak cuts of elements.

Ключові слова: болт, з'єднання, фланець, несуча здатність, опір, жорсткість, закріплення, арка, гребеневий вузол
bolt, joint, flange, bearing capacity, resistance, rigidity, fastening, arch, comb knot.

Вступ. В розрахунку будівельних конструкцій важливе значення має точне визначення крайових умов з'єднання вузлових елементів, яке суттєво впливає не тільки на перерозподіл зусиль в окремих елементах конструкцій по їх довжині та на жорсткість вузлів і конструкцій в цілому, а і на складність розрахунку конструкцій. Особливо це стосується болтових з'єднань і, зокрема, фланцевих болтових з'єднань, які є одними з найбільш ефективних видів заводських, а особливо монтажних стиків, і які дуже широко застосовуються у світовій практиці проектування і зведення металевих конструкцій.

Аналіз останніх досліджень. На даному етапі для визначення крайових умов з'єднання окремих елементів конструкцій застосовують вітчизняні та європейські норми проектування [1, 2], за якими вузлові з'єднання приймаються шарнірними, жорсткими, у вигляді рухомого защемлення тощо. Всі ці умови закріплення є ідеалізованими, що не у повному обсязі відповідає дійсним умовам роботи вузлових з'єднань і конструкцій в цілому і це підтверджено як експериментальними дослідженнями [3, 4], так і в процесі експлуатації існуючих конструкцій.

Постановка мети і задач досліджень. Метою досліджень є теоретичне визначення дійсної жорсткості гребеневого вузла сталеві попередньо напруженої перфорованої арки. Задачами є: визначення теоретичних деформацій балки у місці кріплення її до абсолютно жорсткої опори методом початкових параметрів; визначення фактичної жорсткості вузлового з'єднання; порівняння обчислених теоретичних напружень з експериментальними.

Методика досліджень. Використано метод початкових параметрів, що у підсумку дозволило визначити теоретичні напруження у опорному перерізі кріплення верхнього поясу до гребеневого вузла арки, а також результати

експериментальних досліджень напружено-деформованого стану елементів арки, виконаної у натуральну величину. Зокрема були проведенні експериментальні дослідження сталеві попередньо напруженої перфорованої арки [3, 4] прольотом $L = 9$ м зі стрілою підйому $f = 2,25$ м (рис. 1, а) та з жорстким фланцевим гребеневим вузлом (рис. 1, б).

Результати досліджень. Аналіз напруженого стану перфорованого стиснуто-згинального поясу арки здійснювався шляхом порівняння теоретичних і експериментальних напружень у 28-ми його перерізах (14 на кожен напіварку) (рис. 1, в). Теоретичні напруження були обчислені за методикою [1], яка використовує теорію згину і передбачає, що напруження визначаються як у звичайній балці, послабленій отвором, а експериментальні – виміряні за допомогою тензорезисторів, які були наклеєні по висоті перерізів. Експериментальні напруження у характерних перерізах 13-13 і 14-14, які знаходились поблизу гребеневого вузла, значно відрізнялись від теоретичних значень на 18-33% залежно від конструктивних особливостей конструкції та схем її навантаження, чого не спостерігалось в інших перерізах, де розбіжність складала лише до 7%.

Таку розбіжність у результатах можна пояснити податливістю фланцевого болтового з'єднання, яке за дії у вузлі згинаючого моменту розкривалося, а в теоретичних розрахунках це з'єднання приймалося абсолютно жорстким.

Якщо жорсткість ідеального фланцевого з'єднання прийняти за одиницю, то із вище наведеного можна зробити висновок, що шляхом експериментальних досліджень встановлено дійсну жорсткість реального гребеневого вузла і вона складала $k=0,82-0,67$ залежно від схеми навантаження конструкції та її конструктивних особливостей.

Одним із найбільш суперечливих питань в теорії розрахунку фланцевих з'єднань є визначення їх жорсткості, яка залежить від товщини фланців, діаметра болтів, відстаней між ними, величин попереднього натягу болтів і зовнішнього навантаження.

Як приклад розглянуто визначення жорсткості фланцевого болтового з'єднання консольної балки з абсолютно жорсткою опорою (рис. 2).

Згинаючий момент, який виникає в защемленні балки і який сприймається двома парами болтів, розміщеними симетрично відносно стінки перерізу балки,

$$M = F L, \quad (1)$$

де F – величина зосередженої сили на кінці консолі; L – проліт балки (довжина консолі).

Напруження, що виникають у поперечному перерізі балки біля защемлення за пружної роботи матеріалу

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R_y \gamma_c / \gamma_n, \quad (2)$$

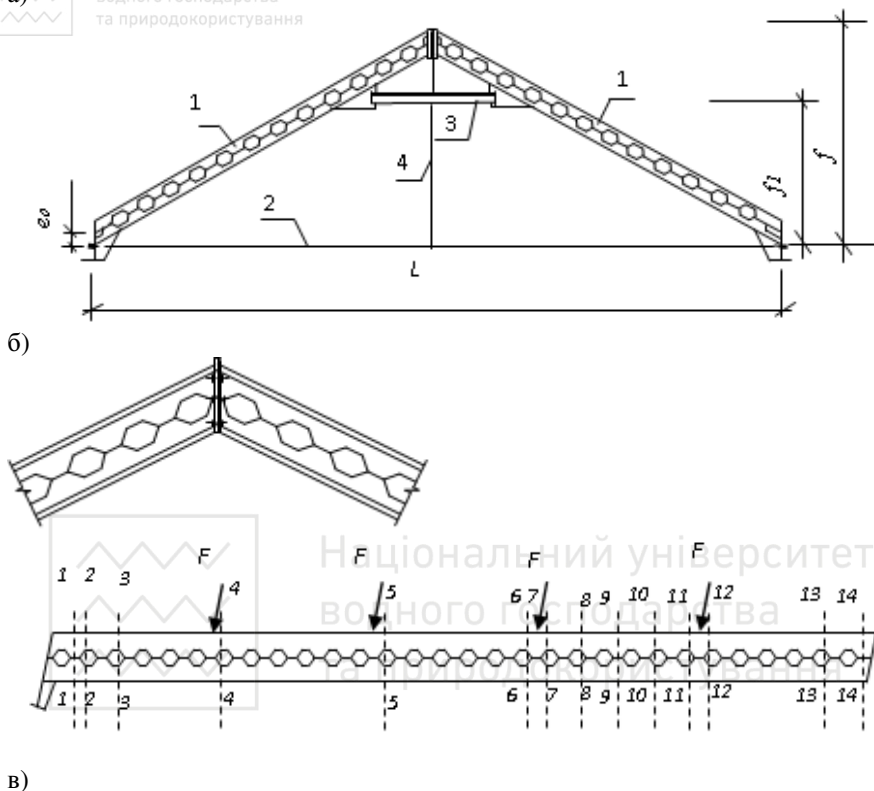


Рис.1. Сталева попередньо напружена перфорована арка
 а – загальний вигляд; б – фланцевий гребеневий вузол;
 в – напіварка з характерними перерізами
 1 – перфоровані пояси; 2 – затяжка; 3 – розпірка; 4 – підвіска

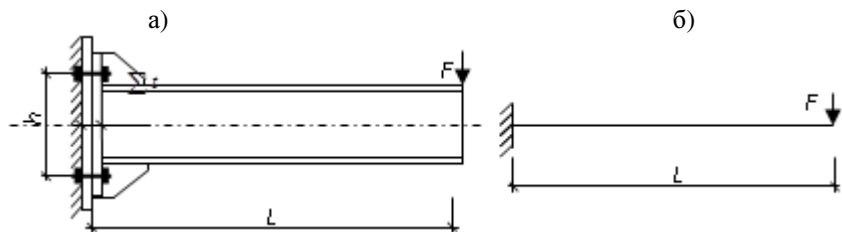


Рис.2. Консольна балка з жорстким фланцевим з'єднанням
 а – загальний вигляд; б – розрахункова схема

де M – величина згинаючого моменту у защемленні, визначеного за консольною схемою; W – момент опору перерізу балки; R_y – розрахунковий



опір сталі згідно з табл. Г.2 [1]; γ_c – коефіцієнт умов роботи згідно з табл. 5.1 [1]; $\gamma_n = 0,9$ – коефіцієнт відповідальності будівлі згідно з табл. 5 [5] залежно від класу відповідальності будівлі, категорії відповідальності конструкції та типу розрахункової ситуації.

За дії згинаючого моменту M жорсткий фланцевий вузол розкривається за рахунок центрального розтягу болтів верхнього ряду, а, отже, і дійсні напруження в перерізах балки відрізняться від значень, обчислених за формулою (2). Тому необхідно визначити різницю в напруженнях і, таким чином, жорсткість фланцевого з'єднання, прийнявши при цьому величину жорсткості абсолютно жорсткого вузла рівною одиниці.

Для цього розглянуто схему деформування консольної балки з жорстким фланцевим з'єднанням (рис. 3).

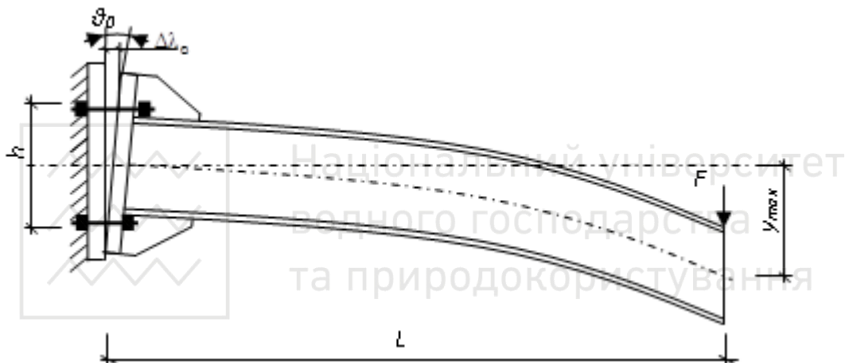


Рис. 3. Схема деформування консольної балки з жорстким фланцевим з'єднанням

Для визначення деформацій балки використано формули загальновідомого методу початкових параметрів

$$\left. \begin{aligned} EI\theta_{xi} &= EI\theta_0 + \sum M_{xi}(x_i - a_1) + \sum F_{xi} \frac{(x_i - a_2)^2}{2} + \sum q_{xi} \frac{(x_i - a_3)^3}{6} \\ EIy_{xi} &= EIy_0 + EI\theta_0 x_i + \sum M_{xi} \frac{(x_i - a_1)^2}{2} + \sum F_{xi} \frac{(x_i - a_2)^3}{6} + \sum q_{xi} \frac{(x_i - a_3)^4}{24} \end{aligned} \right\}, (3)$$

де θ_{xi} , y_{xi} – кут повороту та прогин в перерізі, що розглядається; θ_0 , y_0 – кут повороту та прогин елемента на початку системи (початкові параметри); M_{xi} , F_{xi} , q_{xi} – відповідно зосереджені моменти, зосереджені сили та величина рівномірно розподіленого навантаження, які прикладені до конструкції; x_i – відстань від початку системи до перерізу, в якому обчислюється деформація; a_1 , a_2 , a_3 – відстані від початку системи

до точок прикладання відповідно зосереджених моментів, зосереджених сил та до початку ділянок прикладання розподіленого навантаження; I – момент інерції перерізу; E – модуль пружності сталі.

Суть методу полягає у визначенні деформацій у будь-якому перерізі конструкції послідовно, враховуючи всі силові фактори, які мають вплив на цей переріз та параметри його жорсткості, встановивши при цьому деякі початкові загальновідомі передумови (початкові параметри). Так для розрахункової схеми консольної балки (див. рис. 1, б) очевидним є те, що кут повороту θ_0 і прогин балки y_0 на початку системи координат, тобто в защемленні, дорівнюють нулю. Підставивши дані умови у систему формул (3), можна обчислити деформації балки у будь-якій точці по її довжині.

Враховуючи, що за дії згинаючого моменту у защемленні фланцевий вузол розкривається (див. рис. 3), а, отже початковий кут повороту $\theta_0 \neq 0$, то його величина визначається із умови видовження розтягнутих болтів Δl_θ за дії зусилля

$$P = F L/h. \tag{4}$$

Використовуючи математичні перетворення, видовження верхнього поясу двотаврової балки становитиме:

– для абсолютно жорсткого вузла

$$\Delta L_1 = \frac{F^2 L^5}{15 E^2 I^2}; \tag{5}$$

– для вузла, що розкривається

$$\Delta L_2 = \frac{F^2 L^5}{15 E^2 I^2} + \frac{F \theta_0 L^3}{3 E I} + \frac{L \theta_0^2}{2}. \tag{6}$$

Подальші розрахунки засвідчили, що з достатнім ступенем точності другим і третім доданками у формулі (6) можна знехтувати і визначати видовження конструкції за виразом (5).

Видовження болта становить

$$\Delta l_\theta = \frac{P \sum t}{E A}, \tag{7}$$

де $\sum t$ – сума товщин елементів, що з'єднуються (фланців) (див. рис. 2, а);

A – площа поперечного перерізу болта (болтів).

Таким чином, дійсне видовження верхнього поясу балки з урахуванням реальної роботи болтового з'єднання

$$\Delta L = \Delta L_1 - \Delta l_\theta. \tag{8}$$

Видовження волокон верхньої розтягнутої полиці верхнього поясу арки є прямопропорційним розтягуючим напруженням, які виникають в його

перерізах в межах пружної роботи сталі. Отже, дійсне видовження волокон верхнього поясу відрізняється від теоретичного з урахуванням коефіцієнту

$$k = \frac{\Delta L}{\Delta L_1} = 1 - \frac{\Delta l_{\sigma}}{\Delta L_1}. \quad (9)$$

Дійсні напруження в опорному поперечному перерізі балки необхідно обчислювати з урахуванням дійсної роботи фланцевого вузлового з'єднання

$$\sigma = \frac{k M}{W}. \quad (10)$$

Для прикладу розглянуто розрахунок балки з такими вихідними даними: ІІ2/ГОСТ 8239-89; $L = 3 \text{ м}$; $W = 58,4 \text{ см}^3$; $I_x = 350 \text{ см}^4$; $F = 4 \text{ кН}$; $h = 14 \text{ см}$; діаметр болтів $d = 16 \text{ мм}$; площа поперечного перерізу одного болта $A = 2,01 \text{ см}^2$; сума товщин елементів, що з'єднуються $\sum t = 4 \text{ см}$.

Теоретичні напруження у поперечному перерізі балки поблизу защемлення за формулою (2)

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{F L}{W} = \frac{4 \cdot 3 \cdot 10^3}{58,4} = 205,5 \text{ МПа}.$$

Видовження верхнього поясу двотаврової балки за формулою (5)

$$\Delta L_1 = \frac{F^2 L^5}{15 E^2 I^2} = \frac{4^2 \cdot 3^5 \cdot 10^2}{15 \cdot 2,06^2 \cdot 350^2} = 0,0499 \text{ см}.$$

Зусилля, що сприймається двома розтягнутими болтами за формулою (4)

$$P = \frac{F L}{h} = \frac{4 \cdot 3}{0,14} = 85,71 \text{ кН}.$$

Видовження болта за формулою (7)

$$\Delta l_{\sigma} = \frac{P \sum t}{E A} = \frac{85,71 \cdot 0,04 \cdot 10^{-2}}{2,06 \cdot 2 \cdot 2,01} = 0,00414 \text{ см}.$$

Дійсне видовження верхнього поясу балки з урахуванням реальної роботи болтового з'єднання

$$\Delta L = \Delta L_1 - \Delta l_{\sigma} = 0,0499 - 0,00414 = 0,04576 \text{ см}.$$

За формулами (9) і (10) обчислено жорсткість фланцевого з'єднання з урахуванням дійсної роботи та дійсні напруження в защемленні балки:

$$k = \frac{\Delta L}{\Delta L_1} = 1 - \frac{\Delta l_{\sigma}}{\Delta L_1} = 1 - \frac{0,00414}{0,0499} = 0,917;$$

$$\sigma = \frac{k M}{W} = \frac{0,917 \cdot 12 \cdot 10^3}{58,4} = 188,4 \text{ МПа}.$$



Висновки. Застосування запропонованої методики дозволяє визначити жорсткість болтового фланцевого з'єднання з урахуванням його дійсної роботи, яка, як видно з експериментальних досліджень і теоретичних розрахунків, відрізняється від ідеалізованих розрахункових схем. Окрім того, ця методика дозволяє змінювати жорсткість болтового з'єднання, наприклад, змінюючи діаметр болтів або товщину фланців, а також використовувати додатковий ресурс матеріалу за рахунок деякого зменшення максимальних напружень в послаблених перерізах елементів, зокрема, як у розглянутому прикладі на 8,3%.

1. Сталеві конструкції [Текст] : ДБН В.2.6 – 198:2014. – [офіц. вид.]. – К. : ДП «Укрархбудінформ», 2014. – 199 с. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України. Норми проектування).

2 Eurocode 3: Design of steel structures. EN 1993-1-8:2005.

3. Романюк В.В, Супрунюк В.В. Результати експериментальних досліджень сталеві кроквяної арки з перфорованим верхнім поясом // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне, 2008. – Вип. 16. частина 2. – с. 319-324.

4. Романюк В.В. Міцність та деформативність перфорованих елементів сталеві арки [Текст]: монографія / В.В. Романюк, В.В. Супрунюк. – Рівне: НУВГП, 2013. – 106 с.

5. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ [Текст] : ДБН В.1.2-14-2009. – [офіц. вид.]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України. Норми проектування).

1. Stalevi konstruktsiyi [Tekst] : DBN V.2.6 – 198:2014. – [ofits. vyd.]. – K. : DP «Ukrarkhbudinform», 2014. – 199 s. – (Normatyvnyy dokument Minrehionbudu Ukrayiny. Normy proektuvannya).

2 Eurocode 3: Design of steel structures. EN 1993-1-8:2005.

3. Romanyuk V.V, Suprunyuk V.V. Rezul'taty eksperymental'nykh doslidzhen' stalevoyi krokvyanoi arky z perforovanyim verkhnim poiyasom // Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy: Zb. nauk. prats'. – Rivne, 2008. – Vyp. 16. chastyina 2. – s. 319-324.

4. Romanyuk V.V. Mitsnist' ta deformatyvnist' perforovanykh elementiv stalevoyi arky [Tekst]: monohrafiya / V.V. Romanyuk, V.V. Suprunyuk. – Rivne: NUVHP, 2013. – 106 s.

5. Zahal'ni pryntsypy zabezpechennya nadiynosti ta konstruktyvnoyi bezpeky budivel', sporud, budivel'nykh konstruktsiy ta osnov [Tekst] : DBN V.1.2-14-2009. – [ofits. vyd.]. – K. : Minrehionbud Ukrayiny, 2009. – 37 s. – (Normatyvnyy dokument Minrehionbudu Ukrayiny. Normy proektuvannya).



СТАТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ПЛИТЫ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ ПРИ МОДЕЛИРОВАНИИ В ПК «ЛИРА» И ПРИ РАСЧЕТЕ ВАРИАЦИОННО-РАЗНОСТНЫМ МЕТОДОМ

STATIC ANALYSIS OF A PLATE ON ELASTIC FOUNDATION WITH THE MODELING IN PC “LIRA” AND WITH THE CALCULATION BY VARIATIONAL-DIFFERENCE METHOD

Семенюк С.Д., д.т.н., проф. (Белорусско-Российский университет, г. Могилев, Республика Беларусь), **Козунова О.В., к.т.н.** (Белорусский государственный университет транспорта, г. Гомель, Республика Беларусь), **Кумашов Р.В., аспирант** (Белорусско-Российский университет, г. Могилев, Республика Беларусь).

Semenyuk S.D., doctor of technical sciences, professor (Belarusian-Russian University, Mogilev, Republic of Belarus), **Kozunova O.V., candidate of technical sciences** (Belarussian state university of transport, Gomel, Republic of Belarus), **Kumashov R.V., postgraduate student** (Belarusian-Russian University, Mogilev, Republic of Belarus).

Статический анализ плиты на упругом основании выполняется двумя способами на примере железобетонной дорожной плиты покрытия 2ПП30.18-30 серии БЗ.503.1-1, предназначенной для временных дорог. Выполнен статический расчет плиты на ПК «ЛИРА». Также, плита рассчитана вариационно-разностным методом как конструкция на линейно-упругом неоднородном основании. При расчете в ПК «Ли́ра» рассматривается 6 вариантов загрузки (центральные и краевые); при расчете вариационно-разностным методом – только центральное нагружение. Приводятся результаты численных исследований в сопоставлении для двух вариантов расчетов.

Static analysis of a plate on elastic foundation is made in two ways on the example of a reinforced concrete road plate 2PP30.18-30 series B3.503.1-1 intended for temporary roads. The plate are calculated on the PC «LIRA». Also the plate are calculated by the variational-difference method like a construction on linearly elastic inhomogeneous foundation (in the form of criss-crossed reinforced concrete tapes). When setting up a contact problem, hypotheses and assumptions of the theory of elasticity and structural mechanics are used. The hypotheses of the theory of bending are valid for a plate. When the deformation energy functional is compiled, the work of the forces of the intrinsic weight of the elastic foundation is not taken into

account. In the contact zone, the equality of the displacements of the foundation to the deflections of the plate is valid. When calculating a layered elastic medium is replaced by a rectangular design area, which is approximated by a rectangular grid of finite dimensions. For unknowns are accepted vertical and horizontal movements of the nodes of the calculation area and reactive pressures (contact stresses) in the contact zone of the plate with the base. Based on the calculated values of nodal displacements the intensity of deformations and the intensity of stresses are identifying. When calculating in a PC «LIRA», 6 loading options are considered (central and edge). When calculating the variational-difference method, only central loading is considered. There are given the results of numerical studies in comparison to the two variants of calculations in this article.

Ключевые слова: статический расчет, железобетон, покрытие, плиты, исследования, упругое основание, вариационно-разностный метод. static calculation, reinforced concrete, coating, slabs, research, elastic foundation, variational-differential method.

Введение. Задача о расчёте фундаментных и дорожных плит на упругом основании является одной из трудных задач строительной механики, главным образом из-за чрезвычайно неопределённых физических свойств грунтов основания. В силу природных особенностей территории Республики Беларусь основание многослойно (неоднородно) и его неоднородность может усиливаться наличием слабых полостей, биогенных включений и т.д. Неравномерные деформации основания и несимметричность приложения нагрузки приводят к возникновению в сечениях плит изгибающих и крутящих моментов, что отрицательно сказывается на эксплуатационных характеристиках данных плит.

Численное моделирование в ПК «Ли́ра». В программном комплексе (ПК) «Ли́ра» плита на упругом основании моделируется на примере железобетонной дорожной плиты покрытия 2ПП30.18-30 автомобильных дорог серии БЗ.503.1-1, предназначенной для временных дорог. При постановке задачи использовались следующие гипотезы и допущения: в зоне контакта плиты с упругим основанием возникают только нормальные напряжения, силы трения пренебрежительно малы.

В расчет принимаются следующие упругие характеристики: для плиты – конечный элемент КЭ-41, $E=31500 \text{ МПа}$, $\nu=0,167$, $H=0,17\text{м}$; для слоистого основания в каждом упругом слое – конечный элемент КЭ-36, модуль упругости E_0 и коэффициент Пуассона ν_0 в соответствии с таблицей 1. На рисунке 1 приведена расчетная модель плиты в ПК «Ли́ра».

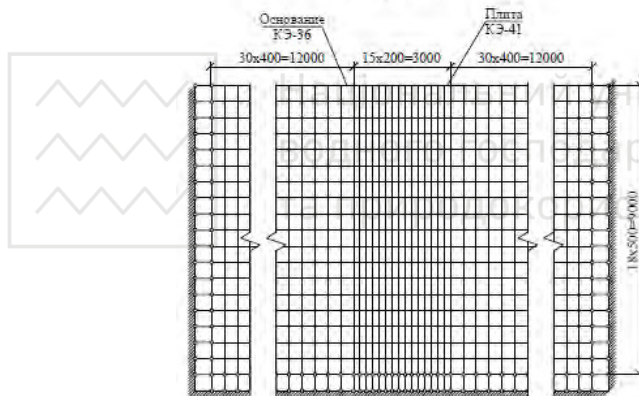


Характеристики грунтов при моделировании ПК «Лира»

Номер слоя	Тип грунта	Мощность слоя, м	q_s МПа	E_0 МПа	ν
1	Песок мелкий	1	0,5	4,0	0,3
2		0,5	4,9	19,8	
3		1,0	16,5	44,4	
4		1,0	10,9	32,7	
5		1,5	6,0	22,0	
6		2,0	7,0	24,0	
7		1,0	6,1	22,2	
8		1,0	11,7	35,0	

Размеры расчетной области основания в продольном и поперечном направлениях составляют 18а и 18б соответственно, согласно рекомендациям [5]. Здесь а и б – полуширина плиты в продольном и поперечном направлениях. Глубина расчетной области основания составляет 6а.

Разрез 1-1



Разрез 2-2

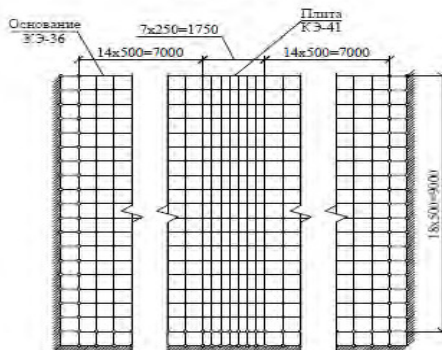
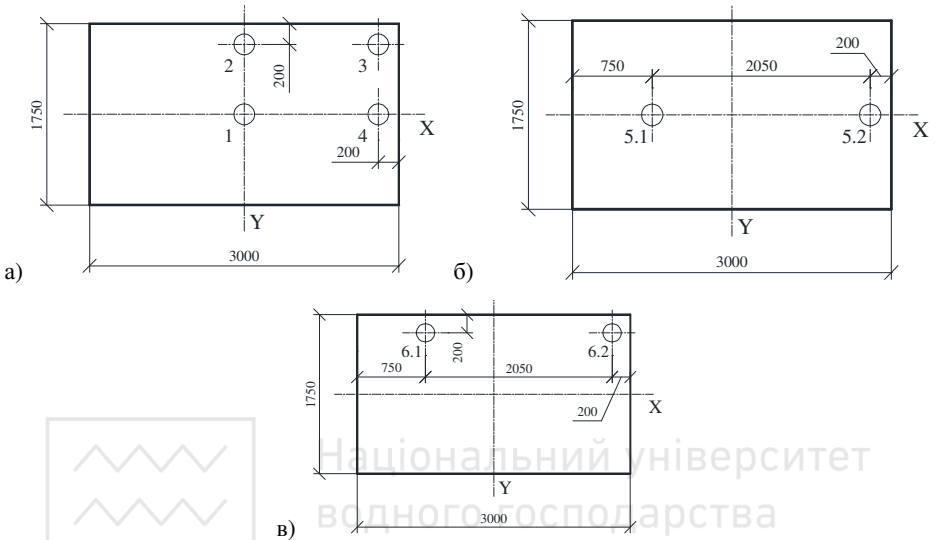


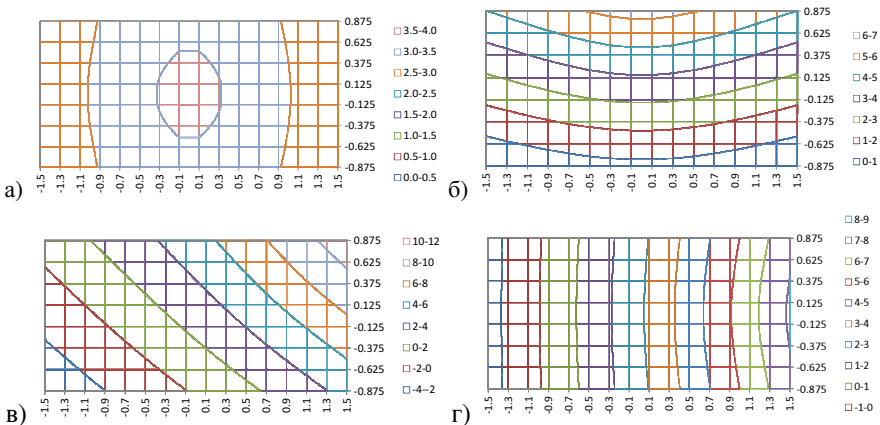
Рис. 1. Расчетная модель плиты в ПК «ЛИРА»

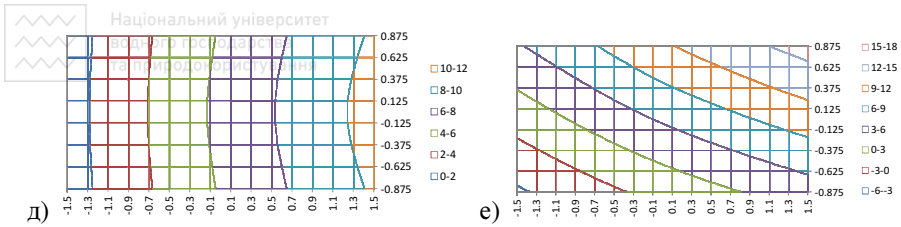
Для плиты было рассмотрено 6 вариантов загрузки. Нагрузка в каждой рассматриваемой точке составляет $P=100$ кН, и пропорционально распределена по пяти элементам плиты. Диаметр зоны передачи нагрузки составляет $D=200$ мм.



а – загрузки 1-4; б – загрузка 5; в – загрузка 6
 Рис. 2. –Варианты загрузки плиты при расчете в ПК «Лира»

Результаты статического расчета в ПК «Лира» приведены на рисунке 3.





а – загрузка 1; б – загрузка 2; в – загрузка 3; г – загрузка 4;
 д – загрузка 5; е – загрузка 6

Рис. 3. Распределение осадок основания плиты при расчете в ПК «Лира»

Численно-аналитическое моделирование вариационно-разностным методом (ВРМ). Вариационно-разностным методом решается контактная задача линейной теории упругости (плоская деформация) для дорожной плиты, которая моделируется в виде перекрестных ж/б лент шириной 1 м (рис. 4).



Рис. 4. Моделирование дорожной плиты перекрестными лентами

Каждая из перекрестных лент рассматривается как линейно упругая балочная плита на линейно-упругом неоднородном (многослойном) основании. Плита находится под действием сосредоточенной нагрузки (рис. 5). Параметры плиты: ширина $2l$, изгибная жесткость EJ .

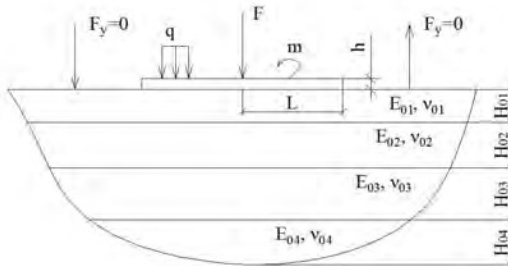


Рис. 5. Расчетная модель балочной плиты при расчете ВРМ

При постановке контактной задачи используются гипотезы и допущения теории упругости и строительной механики, для плиты справедливы гипотезы теории изгиба. При составлении функционала энергии деформаций не учитывается работа сил собственного веса упругого основания.

При расчете слоистая упругая среда заменяется прямоугольной расчетной областью, размеры которой: по оси $X - R_0 = 10l$; по оси $Y - H_0 = 4l$, где $H_0 = \sum H_{0i}$, где i – номер упругого слоя. Расчетная область аппроксимируется прямоугольной сеткой конечных размеров с постоянным шагом по осям: $X - \Delta x$, $Y - \Delta y$. Внешняя нагрузка на плиту $q(x)$ приводится к центрально приложенной узловой силе (загружение 1).

Граничные условия задачи: на границах расчетной области перемещения $u=0, v=0$; в контактной зоне справедливо равенство перемещений основания прогибам плиты.

За неизвестные принимаются: вертикальные и горизонтальные перемещения узлов расчетной области $u(x), v(x)$ и реактивные давления (контактные напряжения) в зоне контакта плиты с основанием.

Согласно вариационному принципу Лагранжа при нагружении плиты, расположенной на упругом основании, статической нагрузкой ее полная потенциальная энергия в состоянии равновесия принимает минимальное значение.

Функционал полной потенциальной энергии плиты на упругом основании состоит из трех слагаемых: энергии деформаций упругого основания (1), энергии деформаций изгиба балочной плиты (2) и потенциала внешней нагрузки (3):

$$U_f = \iint_S \left[\frac{E_k \nu_k}{2(1 + \nu_k)(1 - 2\nu_k)} (\varepsilon_x^{(k)} + \varepsilon_y^{(k)})^2 + \frac{E_k}{2(1 + \nu_k)} ((\varepsilon_x^{(k)})^2 + (\varepsilon_y^{(k)})^2) + \frac{E_k}{4(1 + \nu_k)} (\gamma_{xy}^{(k)})^2 \right] dS, \quad (1)$$

$$\Omega_b = \frac{1}{2} EJ \int_{-l}^l \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 dx, \quad (2)$$

$$P = - \int_{-l}^l q(x) y(x) dx, \quad (3)$$

где в формуле (1) интеграл берется по площади расчетной области.

Так как в состоянии статического равновесия функционал полной энергии \mathcal{E} должен иметь минимум, то неизвестные перемещения $u_i(x), v_i(y)$ определяются из условия обращения в нуль производных от полной энергии по каждому из перемещений. Численная реализация вариационно-разностного метода осуществляется в программном пакете MATHEMATICA.

Решение задачи строится в перемещениях и реализуется методом конечных разностей (МКР). При решении поставленной задачи энергия деформации подсчитывается для каждой ячейки МКР, а затем суммируется по объему упругого основания. Энергия деформаций упругого основания и энергия изгиба выражаются в конечно-разностной форме с учетом геометрических граничных условий на гранях расчетной области [6,7].

Например, энергия деформации упругого основания (1) в конечно-разностной форме имеет вид [6–8].

$$\begin{aligned}
 U_f = & \sum_{j=1}^{MY-1} \left(\sum_{i=1}^{NX-1} U_{i,j}^{(k)} \right) = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{MY-1} \left(\sum_{i=1}^{NX-1} \left(\frac{E_k}{1+\nu_k} \cdot \left[\frac{\nu_k}{1-2\nu_k} \cdot \left(\frac{1}{2\Delta x} (u_b + u_d - u_a - u_c) + \right. \right. \right. \right. \\
 & + \frac{1}{2\Delta y} \cdot (v_c + v_d - v_a - v_b) \left. \left. \left. \right)^2 + \left(\frac{1}{2\Delta x} \cdot (u_b + u_d - u_a - u_c) \right)^2 + \left(\frac{1}{2\Delta y} \cdot (v_c + v_d - v_a - v_b) \right)^2 + \right. \right. \\
 & \left. \left. + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2\Delta y} \cdot (u_c + u_d - u_a - u_b) + \frac{1}{2\Delta x} \cdot (v_b + v_d - v_a - v_c) \right)^2 \right] \Delta x \Delta y \right) \right), \quad (4)
 \end{aligned}$$

где u_k, ν_k - неизвестные перемещения в центре прямоугольной ячейки расчетной области упругого основания.

После дифференцирования функционала полной энергии по каждому из неизвестных перемещений получается система линейных алгебраических уравнений, решение которой позволяет найти неизвестные узловые перемещения. Используя дифференциальные зависимости при изгибе, определяются реактивные давления в контактной зоне плиты. По известным прогибам плиты определяются внутренние усилия в ее сечениях [6,8].

Сформулированная задача статического расчета решается в линейной постановке (нулевая итерация). По вычисленным значениям узловых перемещений определяются интенсивность деформаций и интенсивность напряжений в центрах прямоугольных ячеек, и возможно организовать итерационный процесс для решения задачи в нелинейной постановке, решая ее до достижения заданной точности [8].

В численный счет ВРМ используются следующие исходные параметры: загрузка 1 - нагрузка в рассматриваемой точке составляет $P=100$ кН; упругие и геометрические параметры плиты - $E=31500$ МПа, $\nu=0,167$, $H=0,17$ м, $l=1,5$ м (в продольном направлении), $l=0,9$ м (в поперечном направлении); для слоистого основания в каждом упругом слое - модуль упругости E_0 и коэффициент Пуассона ν_0 в соответствии с таблицей 2, параметры расчетной области: 1) в продольном направлении плиты $\Delta x=0,5$ м, $\Delta y=0,5$ м; 2) в поперечном направлении плиты $\Delta x=0,3$ м, $\Delta y=0,5$ м.



Характеристики грунтов при моделировании ВРМ

Номер слоя	Тип грунта	Мощность слоя, м	q_s МПа	E_0 МПа	ν
1	Песок мелкий	1 (2Δy)	0,5	4,0	0,3
2		0,5 (Δy)	4,9	19,8	
3		1,0 (2Δy)	16,5	44,4	
4		0,5 (Δy)	10,9	32,7	

В результате численного счета ВРМ были получены следующие значения осадок балочной плиты:

1) в продольном направлении (в метрах)

12 0.005644186282024094
13 0.006709867631057538
14 0.007642657933305566
15 0.00812505842513046
16 0.00764265793330554
17 0.006709867631057491
18 0.005644186282024032

2) в поперечном направлении (в метрах)

12 0.01043850326674703
13 0.010713358622403872
14 0.010949207708750488
15 0.011066358548771773
16 0.010949207708750922
17 0.010713358622404731
18 0.010438503266748311

Сопоставление результатов. Максимальное значение осадки поверхности расчетной модели основания, полученное с использованием МКЭ и ВРМ в линейной постановке, составляет 3.58 мм, 8.13 мм – в продольном направлении и 11.07 мм – в поперечном направлении. Расхождение результатов численного исследования обусловлено различными подходами в решении контактной задачи.

1. Жемочкин Б.Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б.Н. Жемочкин, А.П. Синицын. – М.: Госстройиздат, 1962. – 240 с.

2. Босаков С.В. Статические расчеты плит на упругом основании / С.В. Босаков. – Минск: БНТУ, 2002. – 128 с.

3. Семенюк С.Д. Расчет плит покрытия автомобильных дорог на эксплуатационные нагрузки способом Б.Н. Жемочкина / С.Д. Семенюк, Р.В. Кумашов. // Инженерно-геотехнические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений: сборник трудов Всероссийской научно-технической конференции. – СПб.: СПбГАСУ, 2017. – с. 139-145.

4. ТКП 45-5.01-15-2005 (02250). Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным статического зондирования и пенетрационного каротажа. Правила определения. – Минск, 2006. – 21 с.

5. Гобунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Гобунов-Посадов, Т.А. Маликова // Изд. 2-е, перераб. и доп. – М., Стройиздат, 1973. – 627 с.

6. Босаков, С. В. Вариационно-разностный подход в решении контактной задачи для нелинейно упругого неоднородного основания. Плоская деформация. Теория расчета (Часть 1) / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Вестник БНТУ. – 2009. – №1. – С. 5–13.

7. Козунова, О.В. Нелинейный расчет балочных плит на слоистых основаниях с биогенными включениями/ О.В. Козунова // Сборник статей международной научно – технической конференции «Геотехника Беларуси: теория и практика». – Минск, БНТУ, 20-22 октября 2008. – С. 27–63.

8. P5.01.056.09 Особенности проектирования плитных фундаментов на многослойных основаниях со слабыми слоями грунтов / О.В. Козунова// Глава 8. Рекомендаций по проектированию и устройству рациональных фундаментов на основаниях, сложенных озерно-ледниковыми и лессовидными грунтами. Разраб. и утв. РУП «Институт БелНИИС» (пр.№4 от 21.05.2009 г.). Введ. 19.08.2009 г. – Минск, СТРОЙТЕХНОРМ. – С. 39-47.

1. Zhemochkin B.N. Prakticheskie metody` rascheta fundamentny`x balok i plit na uprugom osnovanii / B.N. Zhemochkin, A.P. Sinicyn. – М.: Gosstrojizdat, 1962. – 240 s.

2. Bosakov S.V. Statische raschety` plit na uprugom osnovanii / S.V. Bosakov. – Minsk: BNTU, 2002. – 128 s.

3. Semenyuk S.D. Raschet plit pokry`tiya avtomobil`ny`x dorog na e`kspluatatsionny`e nagruzki sposobom B.N. Zhemochkina / S.D. Semenyuk, R.V. Kumashov. // Inzhenerno-geotekhnicheskie izy`skaniya, proektirovanie i stroitel`stvo osnovanij, fundamentov i podzemny`x sooruzhenij: sbornik trudov Vserossijskoj nauchno-tekhnicheskoy konferencii. – SPb.: SPbGASU, 2017. – s. 139-145.

4. ТКП 45-5.01-15-2005 (02250). Prochnostny`e i deformatsionny`e karakteristiki gruntov po dannym`m staticheskogo zondirovaniya i penetratsionnogo karotazha. Pravila opredeleniya. – Minsk, 2006. – 21 s.

5. Gobunov-Posadov M.I. Raschet konstrukcij na uprugom osnovanii / M.I. Gobunov-Posadov, T.A. Malikova // Izd. 2-е, pererab. i dop. – М., Strojizdat, 1973. – 627 s.

6. Bosakov, S. V. Variatsionno-raznostny`j podxod v reshenii kontaktnoj zadachi dlya nelinejno uprugogo neodnorodnogo osnovaniya. Ploskaya deformatsiya. Teoriya rascheta (Chast` 1) / S. V. Bosakov, O. V. Kozunova // Vestnik BNTU. – 2009. – №1. – S. 5–13.

7. Kozunova, O.V. Nelinejny`j raschet balochny`x plit na sloisty`x osnovaniyax s biogenny`mi vklyuchenyami/ O.V. Kozunova // Sbornik stajez mezhdunarodnoj nauchno tekhnicheskoy konferencii «Geotexnika Belarusi: teoriya i praktika». Minsk, BNTU, 20-22 oktyabrya 2008. S. 27-63.

8. R5.01.056.09 Osobennosti proektirovaniya plitny`x fundamentov na mnogoslojny`x osnovaniyax so slabymi sloyami gruntov / O.V. Kozunova// Glava 8. Rekomendacij po proektirovaniyu i ustrojstvu racionalny`x fundamentov na osnovaniyax, slozhenny`x ozerno-lednikovymi i lessovidny`mi gruntami. Razrab. i utv. RUP «Institut BelNIIS» (pr.№4 от 21.05.2009 г.). Vved. 19.08.2009 g. Minsk, STROJTEXNORM. S. 39-47.



УЧЕТ МАЛОЦИКЛОВОГО НАГРУЖЕНИЯ ПРИ ПОВЕРОЧНОМ РАСЧЕТЕ ПЛИТЫ ПУСТОТНОГО НАСТИЛА, УСИЛЕННОЙ НАБЕТОНКОЙ

ОБЛІК МАЛОЦИКЛОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ ПРИ РОЗРАХУНКУ ПЛИТИ ПУСТОТНОГО НАСТИЛУ, ПОСИЛЕНОЮ НАБЕТОНКОЮ

THE LOW CYCLE LOADING INTO ACCOUNT WHEN CHECKING CALCULATING THE HOLLOW-CORE SLAB SECTION ENLARGEMENT BY INCREASING THE REINFORCED CONCRETE CROSS-SECTION FROM TOP

Семенюк С. Д., д.т.н., проф., ORCID ID: 0000-0002-4107-2452
Москалькова Ю. Г., к.т.н., доц. (Белорусско-Российский университет,
г. Могилев, Республика Беларусь)

Семенюк С. Д., д.т.н., проф., Москалькова Ю. Г., к.т.н., доц. (Білорусько-Російський університет, м. Могильов, Республіка Білорусь)

Semenyuk S. D., D. Sc. in Engineering, Professor, Moskalkova Yu. G., PhD. in Engineering, Assistant Professor (Belarusian-Russian University, Mogilev, the Republic of Belarus)

В статье приведен пример поверочного расчета многпустотной плиты перекрытия, усиленной наращиванием сечения в сжатой зоне, с учетом действия нагрузок малоциклового характера. Указано, в каких случаях малоцикловое нагружение оказывает влияние на несущую способность железобетонных конструкций.

У статті наведено приклад перевірного розрахунку багатопустотної плити перекриття, посиленою нарощуванням перерізу в стиснутій зоні, з урахуванням дії малоциклового характеру навантажень. Вказано, в яких випадках малоцикловое навантаження впливає на несучу здатність залізобетонних конструкцій.

The paper provides an example of checking calculation of hollow-core slab strengthened by section enlargement (increasing the reinforced concrete cross-section) under low-cycle loading condition. The cases when low-cycle loading negative affects the flexural capacity of reinforced concrete structures are considered. This example is analysed and designed in accordance with the provisions of Eurocode 2. The calculation is based on the use of the

transformed stress-strain diagrams diagram for concrete in compression. Transformation principle for stress-strain diagram is coordinate transformations. In this case the special empirical coefficient of compressive concrete strength can be used. The coefficient is determined depending on the type of concrete and the level of loading. The proposed elastic-plastic model is based on the method of ultimate-strength relaxation. This calculation procedure allows to perform the calculation without the use of special software systems. At the same time, the use of a bi-linear stress-strain transformed relation provides sufficient accuracy of the results obtained, which is much larger in comparison with the rigid-plastic model.

Ключевые слова: железобетон, поверочный расчет, плита пустотного настила, малоцикловое нагружение, усиление, наращивание, набетонка залізобетон, повірочний розрахунок, плита пустотного настилу, малоцикловое навантаження, посилення, нарощування, набетонка reinforced concrete, checking calculating, hollow-core slab, low-cycle loading, strengthening, section enlargement

Введение. Учет действия малоцикловых нагрузок важен для общественных зданий, в которых величина временных нагрузок на несущие конструкции изменяется довольно часто, хоть и в небольших пределах.

В случае, если нагружение не превышает верхнего предела микротрещинообразования, на протяжении 10–15 циклов происходит стабилизация прироста пластических деформаций, и конструкция может эксплуатироваться без каких-либо ограничений, однако в зависимости от уровня нагружения ее несущая способность может измениться: при средних уровнях нагрузки (относительные значения нагрузок составляют 0,6–0,7 от разрушающей) несущая способность не изменяется или незначительно увеличивается, но при высоком уровне нагружения (близком к верхней границе микротрещинообразования, т. н. «критической границе») несущая способность железобетонных конструкций может быть существенно снижена. Причем снижение несущей способности происходит не только при постоянном действии малоцикловых нагрузок высокого уровня, но даже при однократном скачке нагрузки в процессе эксплуатации до уровня, превышающего критическую границу. Т. е. если в теле бетона образовались макротрещины (микротрещины начали сливаться с последующим образованием макротрещин), это всегда негативно отражается на несущей способности и приводит к ее уменьшению. Это утверждение было эмпирически обосновано в [1–3].

Пример расчета несущей способности усиленной плиты. Приведенный ниже поверочный расчет был выполнен для многпустотной преднапряженной плиты перекрытия при реконструкции здания

неустановленного назначения под торгово-гостиничный комплекс «Изумруд» по ул. Терновского в г. Круглое. Диск перекрытия был усилен наращиванием сечения в сжатой зоне слоем бетона толщиной 30 мм и установкой дополнительной рабочей арматуры диаметром 12 мм (3 стержня) в пустотах плиты (через одну) с последующим замоноличиванием.

Расчет производился по проектным данным. Армирование плиты принято согласно серии 1.141-1.63.

Бетон усиливаемых плит класса С 12/15, бетон усиления класса С 16/20.

Рабочая арматура плиты: 4 стержня диаметром 12 мм класса S800 площадью $A_{sp} = 450 \text{ мм}^2$, рабочая высота $d_{ip} = 220 - 20 - 0,5 \cdot 12 + 30 = 224 \text{ мм}$; растянутая ненапрягаемая арматура: 3 стержня диаметром 5 мм класса S500 площадью $A_{st} = 78,5 \text{ мм}^2$, рабочая высота $d_1 = 200 - 20 + 30 = 230 \text{ мм}$; дополнительная рабочая арматура (растянутая арматура усиления): 3 стержня диаметром 12 мм класса S500 площадью $A_{st,ad} = 339 \text{ мм}^2$, рабочая высота $d_{1,ad} = 220 - 50 + 30 = 200 \text{ мм}$; сжатая арматура: 9 стержней диаметром 5 мм класса S500 площадью $A_{sc} = 176,7 \text{ мм}^2$, рабочая высота $d_2 = 60 - 0,5 \cdot 5 - 0,5 = 57 \text{ мм}$; высота набетонки (дополнительного слоя бетона в сжатой зоне): $h_{ad} = 30 \text{ мм}$ (рисунок 1).

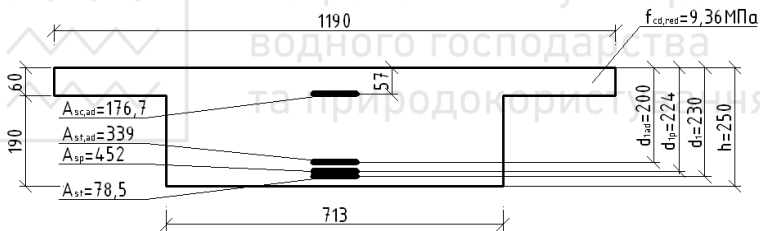


Рис. 1. Приведенное сечение усиленной плиты

Расчетное сопротивление бетона усиливаемой конструкции:

$$f_{cd} = 12/1,5 = 8 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление бетона усиления:

$$f_{cd} = 16/1,5 = 10,67 \text{ МПа.}$$

Статические моменты относительно нижней грани сечения:

$$S_c = 30 \cdot 1160 \cdot \left(220 - \frac{30}{2} \right) + \left[190 \cdot 1175 - 30 \cdot 100 \cdot 3 - 6 \cdot 3,14 \cdot \frac{159^2}{4} \right] \cdot \frac{190}{2} = 16175766,75 \text{ мм}^3 \approx 16,2 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

$$S_{c,ad} = 30 \cdot 1200 \cdot \left(220 + \frac{30}{2} \right) + 30 \cdot 100 \cdot 3 \cdot \left(220 - \frac{30}{2} \right) + \frac{159^2}{4} \cdot 3,14 \cdot 3 \cdot \frac{220}{2} = 16854043,05 \text{ мм}^3 \approx 16,9 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Поскольку в процессе эксплуатации плиты уже получили некоторые повреждения и к моменту усиления находились в определенном напряженно-деформированном состоянии, отличном от начального, то в расчете необходимо учесть предысторию нагружения.

Т. к. усилению подлежат плиты общественного здания, принимаем в предыстории нижний уровень малоциклового нагружения $\eta'_{low} = 0,4$, верхний уровень $\eta'_{low} = 0,7$ (официально объект оформлен как здание неустановленного назначения, однако по плакатам на стенах и рассказам местных жителей очевидно, что несколько лет назад там располагалась школа).

Для тяжелого бетона принимаем эмпирический коэффициент $k_{crc} = 0,67$ [1–5].

Определяем нижнюю границу микротрещинообразования (величину относительной нагрузки, соответствующую началу образования микротрещин) в предыстории нагружения:

$$\eta'_{crc} = 0,33k_{crc} \cdot \ln \frac{f_{cd}}{f_{cd,0}} - 0,15 = 0,33 \cdot 0,67 \cdot \ln \left(\frac{8}{1} \right) - 0,15 = 0,3098.$$

Определяем верхнюю границу микротрещинообразования (величину относительной нагрузки, соответствующую началу формирования макротрещин) в предыстории нагружения:

$$\eta'_{crc} = 0,33k_{crc} \cdot \ln \frac{f_{cd}}{f_{cd,0}} + 0,1 = 0,33 \cdot 0,67 \cdot \ln \left(\frac{8}{1} \right) + 0,1 = 0,5598.$$

Расчет производится по трансформированным диаграммам деформирования бетона при малоцикловом нагружении. Трансформирование диаграмм производится путем корректировки параметрических точек, в частности, для прочности бетона применяется эмпирический коэффициент $\gamma_{c,cyc}$, определяемый в зависимости от вида бетона (учтен η'_{crc}) и уровня нагружения (η_{top}) [1–3]. При $\eta'_{top} = 0,7$ получаем:

$$\gamma'_{c,cyc} = 0,97 \cdot \sqrt{\eta'_{crc}} - 0,3 \cdot \ln(\eta'_{top}) = 0,97 \cdot \sqrt{0,5598} - 0,3 \cdot \ln(0,7) = 0,8327.$$

Малоцикловая прочность бетона усиливаемой конструкции до усиления:

$$f'_{cd,cyc} = \gamma'_{c,cyc} \cdot f_{cd} = 0,8327 \cdot 8 = 6,6620 \text{ МПа.}$$

К нагружениям высокого уровня относятся нагружения с η_{top} , близкими к верхней границе микротрещинообразования η'_{crc} . Т. к. рассматриваются бетоны средних классов (С 12/15 и С 16/20), то уровни нагружения свыше $\eta_{top} > 0,6$ могут считаться высокими.

Принимаем в расчете $\eta_{top} = 0,6$.

Определяем верхнюю границу микротрещинообразования (критическую границу) для бетонов усиливаемой конструкции η'_{crc} и бетона усиления $\eta'_{crc,ad}$:

$$\eta'_{crc} = 0,33k_{crc} \cdot \ln \frac{f'_{cd,cyc}}{f_{cd,0}} + 0,1 = 0,33 \cdot 0,67 \cdot \ln \left(\frac{6,6620}{1} \right) + 0,1 = 0,5193.$$



$$\eta_{\text{cre,ad}}^v = 0,33k_{\text{cre}} \cdot \ln \frac{f_{\text{cd,cyc,ad}}}{f_{\text{cd,0}}} + 0,1 = 0,33 \cdot 0,67 \cdot \ln \left(\frac{10,67}{1} \right) + 0,1 = 0,6234.$$

Определяем частный коэффициент γ_{cyc} :

$$\gamma_{\text{c,cyc}} = 0,97 \cdot \sqrt{\eta_{\text{cre}}^v} - 0,3 \cdot \ln(\eta_{\text{top}}) = 0,97 \cdot \sqrt{0,5193} - 0,3 \cdot \ln(0,6) = 0,8523,$$

$$\gamma_{\text{c,cyc,ad}} = 0,97 \cdot \sqrt{\eta_{\text{cre,ad}}^v} - 0,3 \cdot \ln(\eta_{\text{top}}) = 0,97 \cdot \sqrt{0,6234} - 0,3 \cdot \ln(0,6) = 0,9191.$$

Расчетное сопротивление бетона с учетом влияния малоциклового нагружения:

$$f_{\text{cd,cyc}} = \gamma_{\text{c,cyc}} \cdot f'_{\text{cd,cyc}} = 0,8523 \cdot 6,6620 = 5,678 \text{ МПа};$$

$$f_{\text{cd,cyc,ad}} = \gamma_{\text{c,cyc,ad}} \cdot f'_{\text{cd,cyc,ad}} = 0,9191 \cdot 10,67 = 9,807 \text{ МПа}.$$

Приведенное сопротивление бетона усиленной конструкции с учетом малоциклового нагружения:

$$f_{\text{cd,red,cyc}} = \frac{f_{\text{cd,cyc}} \cdot S_c + f_{\text{cd,ad,cyc}} \cdot S_{\text{c,ad}}}{S_c + S_{\text{c,ad}}} = \frac{5,678 \cdot 16,2 \cdot 10^6 + 9,807 \cdot 16,9 \cdot 10^6}{16,2 \cdot 10^6 + 16,9 \cdot 10^6} = 7,786 \text{ МПа}.$$

Коэффициент пластичности:

$$\lambda_{\text{c,cyc,red}} = 0,93 - 0,014 \cdot 7,786 = 0,821.$$

Приведенный модуль упругопластичности бетона:

$$E_{\text{c,cyc,red}} = \frac{55 \cdot f_{\text{cd,red,cyc}}}{19 + \eta_{\text{top}} \cdot f_{\text{cd,red,cyc}}} = \frac{55 \cdot 7,786}{19 + 0,6 \cdot 7,786} = 18,1 \text{ ГПа}.$$

коэффициент α_E :

$$\alpha_{E,\text{red}} = \frac{E_s}{E_{\text{c,cyc,red}}} = \frac{200}{18,1} = 11,05.$$

Расчетное сопротивление арматуры принимаем согласно положениям действующих ТНПА: $f_{\text{yd}} = f_{\text{yd,ad}} = 417 \text{ МПа}$, $f_{\text{pd}} = 640 \text{ МПа}$.

Приведенная площадь растянутой арматуры:

$$A_{\text{st,red}} = \frac{A_{\text{sp}} \cdot d_{\text{p1}} + A_{\text{st}} \cdot d_1 + A_{\text{st,ad}} \cdot d_{1,\text{ad}}}{d_{\text{p1}} + d_1 + d_{1,\text{ad}}} = \frac{452 \cdot 224 + 339 \cdot 200 + 78,5 \cdot 230}{224 + 200 + 230} = 286,09 \text{ мм}^2.$$

Приведенная рабочая высота сечения:

$$d_{\text{red}} = \frac{A_{\text{sp}} \cdot d_{\text{p1}} + A_{\text{st}} \cdot d_1 + A_{\text{st,ad}} \cdot d_{1,\text{ad}}}{A_{\text{sp}} + A_{\text{st}} + A_{\text{st,ad}}} = \frac{452 \cdot 224 + 339 \cdot 200 + 78,5 \cdot 230}{452 + 339 + 78,5} = 215,18 \text{ мм}.$$

Приведенное расчетное сопротивление растянутой арматуры:



$$f_{yd,red} = \frac{A_{sp} \cdot f_{pd} + A_{st} \cdot f_{yd} + A_{st,ad} \cdot f_{yd,ad}}{A_{sp} + A_{st} + A_{st,ad}} =$$

$$= \frac{452 \cdot 640 + 339 \cdot 417 + 78,5 \cdot 417}{452 + 339 + 78,5} = 532,92 \text{ МПа.}$$

Расчет производим по упругопластической модели: методу предельных усилий с эпурой напряжений в бетоне сжатой зоне в виде прямоугольной трапеции (нормативная билинейная диаграмма деформирования бетона).

Определяем положение нейтральной оси: нейтральная ось проходит в полке приведенного сечения плиты, если

$$A_{sc,ad} \cdot \alpha_{E,red} \cdot f_{cd,red,cyc} + 0,5 f_{cd,red,cyc} \cdot h_f \cdot b_f \cdot (1 - \lambda_{c,red}^2) \geq A_{st,red} \cdot f_{yd,red} \cdot (1 - \lambda_{c,red}).$$

Т. к.

$$176,7 \cdot 11,05 \cdot 7,786 + 0,5 \cdot 7,786 \cdot 60 \cdot 1190 \cdot (1 - 0,821^2) -$$

$$- 286,09 \cdot 532,92 \cdot (1 - 0,821) = 78515,2 > 0,$$

следовательно, нейтральная ось проходит в пределах полки приведенного сечения.

Тогда высота сжатой зоны X_c в предельной стадии (3 стадия н.д.с.):

$$X_c = \frac{A_{st,red} \cdot f_{yd,red} \cdot (1 - \lambda_{c,red}) - A_{sc,ad} \cdot \alpha_{E,red} \cdot f_{cd,red,cyc}}{0,5 \cdot f_{cd,red,cyc} \cdot b_f \cdot (1 - \lambda_{c,red}^2)} =$$

$$= \frac{286,09 \cdot 532,92 \cdot (1 - 0,821) - 176,7 \cdot 11,05 \cdot 7,786}{0,5 \cdot 7,786 \cdot 1190 \cdot (1 - 0,821^2)} = 8 \text{ мм.}$$

Поскольку $X_c < d_{ad} = 57$ мм, то арматура, размещенная в верхней части сечения также оказывается растянутой. В этом случае заменяем в расчете A_{sc} на A_{st2} с расчетным сопротивлением $f_{yd} = 417$ МПа.

Таким образом, получаем, что для усиленной плиты перекрытия внешний изгибающий момент M_{Ed} не должен превышать:

$$M_{Ed} \leq 0,9 \cdot M_{Rd} =$$

$$= 0,9 \cdot \left\{ 0,5 \cdot f_{cd,red,cyc} \cdot b_f \cdot X_c \cdot \left[(1 + \lambda_{c,red}) \cdot d_{red} - 0,33 \cdot X_c \cdot (1 + \lambda_{c,red} + \lambda_{c,red}^2) \right] + \right.$$

$$\left. + A_{st2} \cdot f_{yd} \cdot (d_{red} - d_2) \right\} =$$

$$= 0,9 \cdot \left\{ 0,5 \cdot 7,786 \cdot 1190 \cdot 8 \times \right.$$

$$\left. \times \left[(1 + 0,821) \cdot 215,18 - 0,33 \cdot 8 \cdot (1 + 0,821 + 0,821^2) \right] + \right.$$

$$\left. + 176,7 \cdot 417 \cdot (215,18 - 57) \right\} \cdot 10^{-6} = 23,53 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Выводы. Несмотря на то, что усиление наращиванием имеет множество недостатков, главным из которых является значительное увеличение собственного веса усиливаемой конструкции, данный способ увеличения несущей способности является очень распространенным. Связано это с тем,

что такое усиление требует минимальных затрат финансов, времени и рабочей силы, поверхность усиливаемой конструкции выступает в виде несъемной опалубки, поверхность усиливающего слоя может служить основой для устройства пола, технология производства работ максимально проста, материалы для усиления общедоступны, от рабочих не требуется никаких специфических знаний и умений.

Поверочный расчет изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных набетонкой в сжатой зоне, проведенный по предложенной методике, позволяет учитывать влияние малоциклового нагружения не только на работу конструкции после усиления, но и в предыстории нагружения (до усиления).

Предлагаемая упругопластическая модель основана на методе предельных усилий, что позволяет выполнять расчет без применения специальных программных комплексов. В то же время использование билинейной трансформированной диаграммы деформирования бетона обеспечивает достаточную точность получаемых результатов, значительно большую в сравнении с жесткопластической моделью [1].

Методика расчета по несущей способности конструкций, подверженных действию малоциклового нагружения, подробно приведена [1, 3, 4]. Обеспеченность точности предлагаемой методики составляет 92 % при отклонении ± 10 %, коэффициент вариации 5,5 % [1].

При поверочном расчете выполняется только проверка несущей способности конструкции, без расчета по деформациям, однако при проектировании новых элементов необходим расчет по двум группам предельных состояний. В [3] приведены предложения по расчету деформативности, однако данные предложения требуют доработки, т. к. их обеспеченность точности невысока: для расчета прогибов обеспеченность точности равна 73 % при отклонении ± 15 %, коэффициент вариации 12 %; для ширины раскрытия трещин – 76 % при отклонении ± 15 %, коэффициент вариации 12 %.

1. Москалькова, Ю. Г. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоциклового нагружениях : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Ю. Г. Москалькова; Беларус.-Рос. ун-т. – Могилев, 2013. – 199 с.

2. Семенюк, С. Д. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоциклового нагружениях : моногр. / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Москалькова. – Могилев : Беларус.-Рос. ун-т, 2017. – 274 с. : ил.

3. Семенюк, С. Д. Расчет прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоциклового нагружениях. Рекомендации / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко. – Могилев: Беларус.-Рос. ун-т, 2013. – 24 с.

4. Семенюк, С. Д. Поверочный расчет изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных набетонкой в сжатой зоне, при малоциклового нагружении / С. Д.

Семенов, Ю. Г., Москалькова // Вестник Одесской государственной академии строительства и архитектуры/ ОГАСА ; редкол. : А. В. Ковров[и др.]. – Одесса: ОГАСА, 2017. – С. 51–58.

5. Moskalkova, Yu. H. Behavior of claydite at the stage of microcrack formation / Yu. H. Moskalkova // Наука та будівництво. – Киев, 2017. – № 3 (13). – С. 40–43.

1. Moskalkova, Yu. G. Prochnost i deformativnost izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov. usilennykh narashchivaniyem szhatoy zony. pri staticheskom i malotsiklovom nagruzheniyakh : dis. ... kand. tekhn. nauk : 05.23.01 / Yu. G. Moskalkova; Belorus.-Ros. un-t. – Mogilev, 2013. – 199 s.

2. Semenyuk, S. D. Prochnost i deformativnost izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov. usilennykh narashchivaniyem szhatoy zony. pri staticheskom i malotsiklovom nagruzheniyakh : monogr. / S. D. Semenyuk. Yu. G. Moskalkova. – Mogilev : Belorus.-Ros. un-t, 2017. – 274 s. : il.

3. Semenyuk, S. D. Raschet prochnosti i deformativnosti izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov. usilennykh narashchivaniyem szhatoy zony. pri staticheskom i malotsiklovom nagruzheniyakh. Rekomendatsii / S. D. Semenyuk. Yu. G. Boloshenko. – Mogilev: Belorus.-Ros. un-t, 2013. – 24 s.

4. Semenyuk, S. D. Poverochnyy raschet izgibayemykh zhelezobetonnykh konstruksiy. usilennykh nabetonkoy v szhatoy zone. pri malotsiklovom nagruzhenii / S. D. Semenyuk. Yu. G. Moskalkova // Vestnik Odesskoy gosudarstvennoy akademii stroitelstva i arkhitektury/ OGASA ; redkol. : А. В. Ковров [и др.]. – Одесса: ОГАСА. 2017. – С. 51–58.

5. Moskalkova, Yu. H. Behavior of claydite at the stage of microcrack formation / Yu. H. Moskalkova // Nauka ta budivnitstvo. – Kiyev, 2017. – № 3 (13). – С. 40–43.



ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ОПОРУ ЗАХИСНИХ СТІН ФОРТИФІКАЦІЙНИХ СПОРУД ДИНАМІЧНИМ ВПЛИВАМ

EXPERIMENTAL RESEARCHES OF PROTECTIVE WALLS PROTECTION OF FORTIFICATIONS FOR DYNAMIC INFLUENCES

Філіпчук С.В. к.т.н., доц., ORCID ID: 0000-0002-4464-4620 (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне),

Filipchuk S.V. candidate of technical sciences, associate professor, ORCID ID: 0000-0002-4464-4620 (National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne)

Наведені результати випробування динамічною дією дослідних захисних сталевібробетонних плит. Використання високоміцних швидкотверднучих бетонів дозволяє зменшити товщину плит в 2 ... 3 рази порівняно з бетонів звичайних класів.

Concrete protective fortifications are widely distributed in the general defense system of many states. First and foremost, thanks to the high strength and durability of such structures. In such structures a certain specificity of concrete work was noted in conditions of high-speed impact. The use of reinforced concrete in modern fortifications, as a protective coating is virtually absent, or has very limited protection. Basically, these are not large checkpoints, checkpoints, which give protection similar to a light against a fragmentation coating. The thickness of concrete in such buildings is not more than 300 mm.

In the laboratories of the Department of Industrial, Civil Engineering and Engineering, and the Building Products Technology and Materials Science, two plates (P1 and P2) of high-strength, fast-hardening concrete were designed and manufactured. Plates had a size of 1000 × 1000 mm and a thickness of 300 and 400 mm.

The results of the test with dynamic action with a robust thickness of up to 30 mm of experimental protective steel-reinforced concrete slabs confirmed the possibility and feasibility of application for their manufacture of high-strength fast-hardening concretes. The use of such concrete will reduce the thickness of the plates in 2 to 3 times compared with the concrete of conventional classes. The comparison of plates, which were subjected to a defeat of a robust thickness of 12.7 mm, was calculated, with calculations in PC FORT. According to the calculation of the plate its durability is ensured as in real conditions.

Ключові слова: Міцність, арматура, високоміцний важкий бетон, пробивання
Strength, armature, high-hard concrete, penetration

Вступ. Залізобетонні захисні фортифікаційні споруди мають велике розповсюдження в загальній оборонній системі багатьох держав. В першу чергу завдяки високій міцності та довговічності таких споруд. У таких спорудах відмічена певна специфіка роботи бетону в умовах високошвидкісних ударів [1,2].

Найбільш захищені захисні споруди обов'язково містять основні несучі елементи виконані із залізобетону. Це підземні стіни, різної форми та конфігурації, балки, ригелі, прогони, оболонки та перекриття. Натомість використання залізобетону сучасних фортифікаційних спорудах, в якості захисного покриття практично відсутнє, або має дуже обмежений захист. В основному це не великі блокпости, пропускні пункти, які дають захист аналогічний легкому проти осколковому покриттю. Товщина бетону в таких спорудах є не більшою за 300 мм. Вони мають потужне потрійне армування, що виконується із зміщенням арматурних сіток та високий процент армування

Мета досліджень полягала у встановленні:

- відповідності теоретичних положень щодо доцільності використання високоміцних швидкотверднучих бетонів для виготовлення захисних конструкцій при дії динамічних навантажень;
- дійсного опору дослідних плит та характер їх пошкоджень при динамічній дії;
- відповідності теоретичних розрахунків експериментальним даним.

Методика досліджень. В лабораторіях кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд і кафедри технології будівельних виробів та матеріалознавства були запроєктовані та виготовлені дві плити (П1 та П2) з високоміцного швидкотверднучого бетону. Плити мали розмір в плані 1000×1000 мм та товщину 300 і 400 мм (рис. 1.).

Плита П1 була запроєктована суцільного перерізу товщиною 300 мм. Армування складалося з трьох плоских сіток, що утворювали просторовий каркас із стержнів $\varnothing 16A500C$ ($A_s = 2,011 \text{ см}^2$) з кроком 150 мм. У якості поперечної арматури використовувалися вигнуті стержні $\varnothing 6 A240C$ ($A_s = 0,283 \text{ см}^2$). з кроком 50 мм. Із зовнішньої та внутрішньої сторони плити були встановлені заборні сітки з вічком 20×20 мм для запобігання ймовірного вильоту осколків зруйнованого бетону (рис. 2.).

Поряд з бетонуванням плит відбувалося бетонування бетонних кубів та призм. В наслідок випробування відповідних бетонних кубів та призм у віці 28 діб були отримані наступні результати: кубикова міцність склала $f_{cm, cube} = 85,3 \text{ МПа}$, призмova міцність $f_{cm, prism} = 68,27 \text{ МПа}$.

Для армування дослідних плит використовували арматуру класу А500С діаметрами 12 та 16 мм. Механічні характеристики арматури визначали дослідним шляхом за стандартними методиками. Випробовувалось по три стержні довжиною 40 см в розривній машині УИМ 50 (шкала вимірювань 100 – 500 кН). Розтягуючі зусилля прикладалися ступенями, з витримкою для зняття відліків по приладах. Під час випробовувань деформації арматури на ступенях навантаження вимірювали двома тензометрами Гугенбергера з ціною поділок 0,001 мм на базі 20 мм, що розташовувались на діаметрально протилежних сторонах стержня. Початок межі текучості фіксувався за допомогою тензометра, про що свідчив приріст деформацій стержня в той самий час, як вказівна стрілка на шкалі преса знаходилась в сталому положенні. Межа міцності визначалась безпосередньо в момент розриву зразка [3,4].



Рис. 1 – Опалубка з вкладеним каркасом, підготовлена для бетонування плит П1 та П2



Національний університет
водного господарства
та природокористування

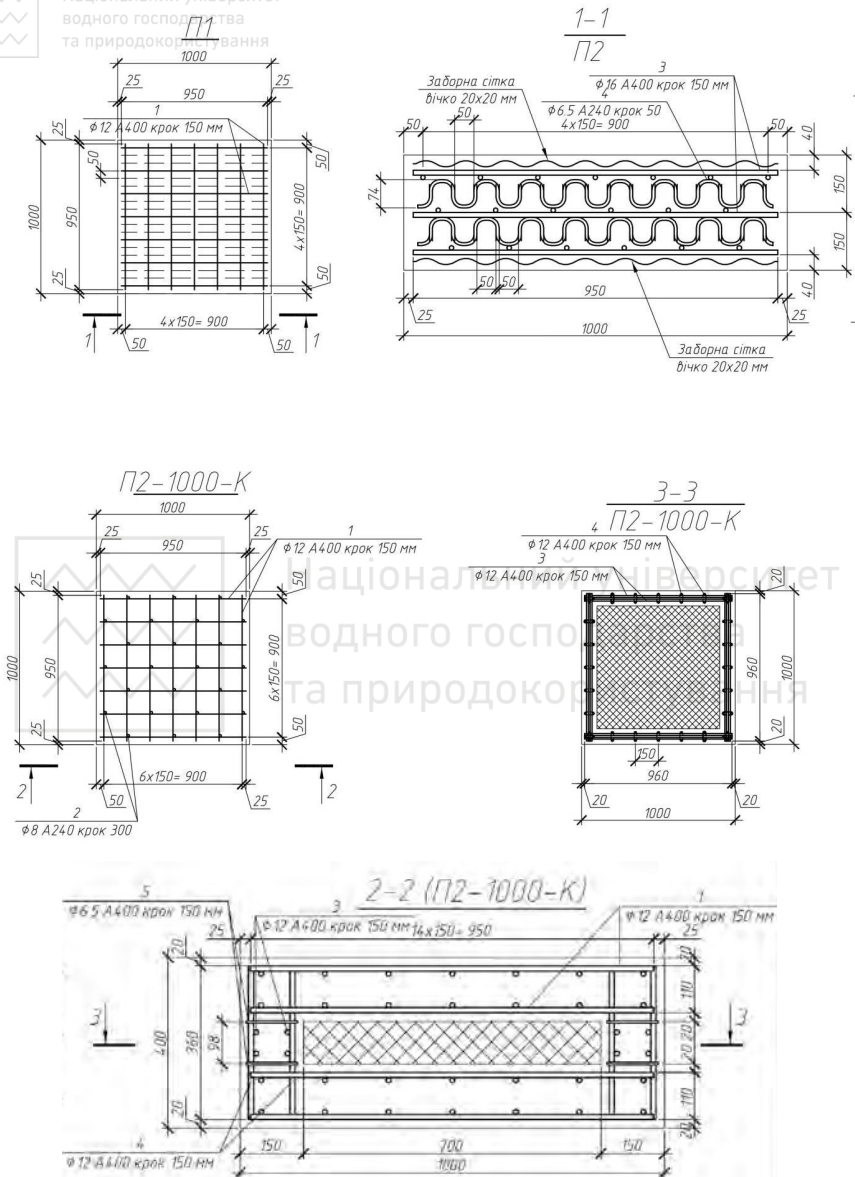


Рис. 2 – Конструктивна схема дослідних плит П1 та П2 з високоміцного швидкотверднучого бетону

За результатами випробовувань встановлені такі характеристики для арматури діаметрами 12 та 16 мм відповідно: межа текучості $f_y = 538,2$ та $556,9$ МПа; межа міцності $f_u = 658,7$ та $676,3$ МПа; максимальні деформації, які відповідають межі текучості, $\varepsilon_{s0} = 240,2 \times 10^{-5}$ та $272,2 \times 10^{-5}$.

Плити П1 та П2 були піддані проникненню бойком товщиною 7,2 мм та 12,7 мм та бойком товщиною 120 мм.

При враженні плит бойком товщиною 7,2 мм та 12,7 мм спостерігалися відбитки в бетоні обох плит глибиною 3-5 мм та діаметром 30-40 мм. Натомість, в фундаментному блоці виготовленого з бетону класу С15 глибина проникнення складала 13-15 мм.

При враженні плит бойком товщиною 120 мм в суцільній плиті відбулося розділення бетону в місці ураження (край плити). В трьохшаровій плиті відбулося руйнування першого шару плити, а другий і третій шари плити залишилися неушкодженими. Арматура в обох плитах зазнала пошкоджень, проте залишилася цілою (рис. 3).



Рис. 3 – Ураження плити П-2 бойком товщиною 120 мм

Порівняння польових випробувань з розрахунками в ПК ФОРТ. Виконаємо порівняння плит, що піддавалися ураженню бойком товщиною 12,7 мм з розрахунками в ПК ФОРТ. Для цього у відповідне вікно програми введемо вихідні дані з розмірами плити, характеристиками матеріалів та відповідною товщиною бойка (рис. 4). Згідно розрахунку плити її міцність забезпечена так як і в реальних умовах.

Висновок. Результати випробування динамічною дією бойком товщиною до 30 мм дослідних захисних сталевібробетонних плит підтвердили можливість і доцільність застосування для їх виготовлення високоміцних швидкотверднучих бетонів. Використання таких бетонів дозволить зменшити товщину плит в 2 ... 3 рази порівняно з бетонів звичайних класів.

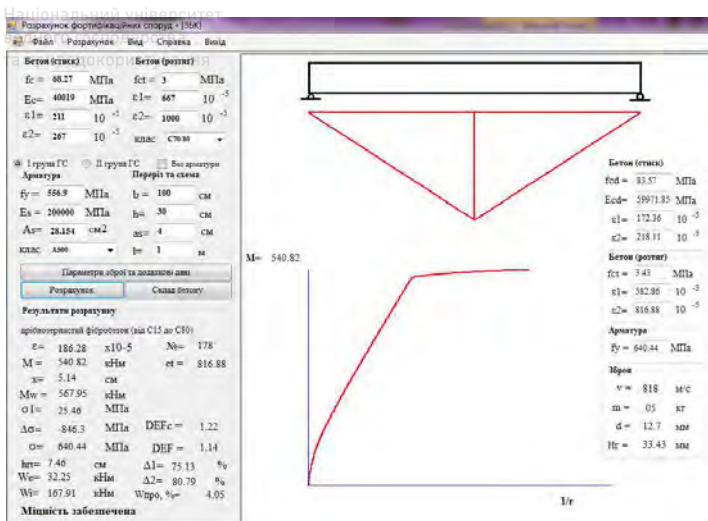


Рис. 4 – До автоматизованого розрахунку плити ПІ.

1. Дворкін Л.Й., Бабич С.М., Житковський В.В., Бордюженко О.М., Філіпчук С.В., Кочкар'ов Д.В., Ковалик І.В., Ковальчук Т.В., Скрипник М.М. Високоміцні швидкотверднучі бетони та фібро бетони – Рівне: НУВГП, 2017. 331 с.

2. Механічні характеристики швидкотверднучих високоміцних бетонів. / С.М. Бабич, В.С. Бабич, С.В. Філіпчук, Д.В. Кочкар'ов // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Випуск 32. – С. 114–120.

3. Babych, Y., Filipchuk, S., Fenko, O., "Mathematical modeling of the resistance of pulling out steel bars from high strength concrete," International Journal of Engineering and Technology (UAE), vol. 7 (3.2), pp. 516-521, May 2018.

4. Бабич С.М., Кочкар'ов Д.В., Філіпчук С.В.. Оцінювання міцнісних і деформаційних характеристик високоміцних бетонів при динамічних впливах. "Наука та будівництво" Журнал – Київ: НДІБК, 2017. – № 4. – С. 15–21.

1. Dvorkin L.J., Babich E.M., ZHitkovs'kij V.V., Boryduzhenko O.M., Filipchuk S.V., Kochkar'ov D.V., Kovalik I.V., Kovalchuk T.V., Skripnik M.M. Visokomicni shvidkotverdnuchi betoni ta fibro betoni – Rivne: NUVGP, 2017. 331 s.

2. Mekhanichni karakteristiki shvidkotverdnuchih visokomicnih betoniv. / S.M. Babich, V.S. Babich, S.V. Filipchuk, D.V. Kochkar'ov // Resursoekonomni materialy, konstrukcii, budivli ta sporudi: Zbirnik naukovih prac'. – Rivne: NUVGP, 2016.–Vipusk 32. – S. 114–120.

3. Babych, Y., Filipchuk, S., Fenko, O., "Mathematical modeling of the resistance of pulling out steel bars from high strength concrete," International Journal of Engineering and Technology (UAE), vol. 7 (3.2), pp. 516-521, May 2018.

4. Babych Ye.M., Kochkarov D.V., Filipchuk S.V.. Otsiniuvannia mitsnisnykh i deformatsiinykh kharakterystyk vysokomitsnykh betoniv pry dynamichnykh vplyvakh. "Nauka ta budivnytstvo" Zhurnal – Kyiv: NDIBK, 2017. – № 4. – S. 15–21.



ЕФЕКТИВНІ МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ З ВИКОРИСТАННЯМ ПЕРФОРОВАНИХ ДВОТАВРІВ ЗМІННОЇ ЖОРСТКОСТІ ТА ОДИНАРНИХ ПРОФІЛІВ

EFFECTIVE METAL STRUCTURES OF INDUSTRIAL BUILDINGS WITH THE USAGE OF PERFORATE H-BEAMS OF VARIABLE RIGIDITY AND SIMILAR PROFILES

Чорнолоз В.С., к.т.н., доц., Налєпа О.І., к.т.н., доц. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Chornoloz V.S., candidate of engineering sciences, Nalepa A.I., candidate of engineering sciences, (National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne)

Наведені результати теоретичних та експериментальних досліджень конструкцій виробничих будівель з використанням перфорованих двотаврів змінної жорсткості та одинарних профілів.

Investigation of bearing structures on the basis of perforated beams from rolling profiles, creation of new structural forms, modernization of existing, can give a significant technical and economic effect. The constructional form of beams with a perforated wall is obtained by dissolving the wall of the initial profile by a zigzag line and then by combining the obtained parts with the projections of the crests by means of welding.

Steel crane beams are the elements of the frame, which are damaged most. For crane beams made of perforated twisted nets, it is necessary to take into account some structural features that may affect tired strength, bearing in mind that fracture under the action of cyclic loads occurs as a result of the appearance and development in the thickness of metal cracks due to the tiredness of the metal. Studies on the tensile strength of crane beams are associated with difficult and very difficult modes of operation of cranes. The authors first attempted to experimentally investigate the behavior of beam elements during cyclic loading. The researches have established that the influence of different incisions on the resistance of tiredness (effective coefficient of stress concentration) is not as high as one could expect on the basis of theoretical values of stress concentration coefficients

At spans of buildings 18m, 24m it is proved expediency of use of a small-element roof truss with a top belt in the form of a perforated two-tire variable rigidity. The design feature of the proposed farms with a broken tight upper belt is a different design length of the compressed rod of the upper belt in the

plane and from the plane of the farm. Over the spans of buildings 18 and 24 m proved efficiency of using small-element farms covering with the upper belt in the form of perforated two-tire variable rigidity.

Ключові слова:

Балка, ферма, двотавр, тавр, різка.
Beam, truss, H-beam, tee-beam, cutting.

Вступ. Ідея створення перфорованих балок з прокатних профілів виникла завдяки трьом обставинам:

- прокатні двотаврові профілі через технологічні особливості виробництва мають товщину стінки таку, яка значно перевищує необхідну для забезпечення місцевої стійкості без підсилення ребрами жорсткості;
- висота прокатних профілів недостатня для перекриття значних прольотів, а збільшена висота балок при розвитку перерізу набагато збільшує прольоти, що переक्रиваються;
- прибрати метал з зони, де він використовується не ефективно.

Основна частина. Утворення перфорованих елементів може відбуватися одним з декількох способів: ручною різкою газовими різкаками, ручною або автоматичною різкою повітряно-плазмовими різкаками (наприклад, портативним плазмовим апаратом „Мультиплаз-2500М”; апаратами ручної плазмової різки ПУРМ-140, ПУРМ-180М, ПУРМ-400В; напівавтоматичними апаратами шарнірно-консольного типу „Стрела-140”, „Стрела-180М”, „Стрела-400В”, „Огонек-140”, „Огонек-180М”, „Огонек-400В”, „Гугарк-140”, „Гугарк-180М”, „Гугарк-400В”; автоматичними порталними машинами термічної різки „Кристал-2,5”, „Кристал-3,2”), гідроабразивною різкою, лазерною різкою, термічною різкою.

Стальні підкранові балки є елементами каркасу, які пошкоджуються найбільше. Це пояснюється умовами експлуатації підкранових балок, дією значних зосереджених сил, динамічним характером навантажень і т. ін. Як відомо, основним показником, який впливає на довговічність підкранових балок, є кількість циклів навантаження N за весь термін служби конструкції.

Необхідно відмітити, що основні дослідження по стомленій міцності підкранових балок пов'язані з важким та дуже важким режимами роботи кранів. Робіт, пов'язаних з середнім, а тим більше з легким режимами роботи, недостатньо, а якщо вони проводились, то не знайшли відображення в літературі.

Для мостових кранів вантажопідйомністю до 500 кН запропоновані підкранові балки з використанням перфорованих двотаврів.

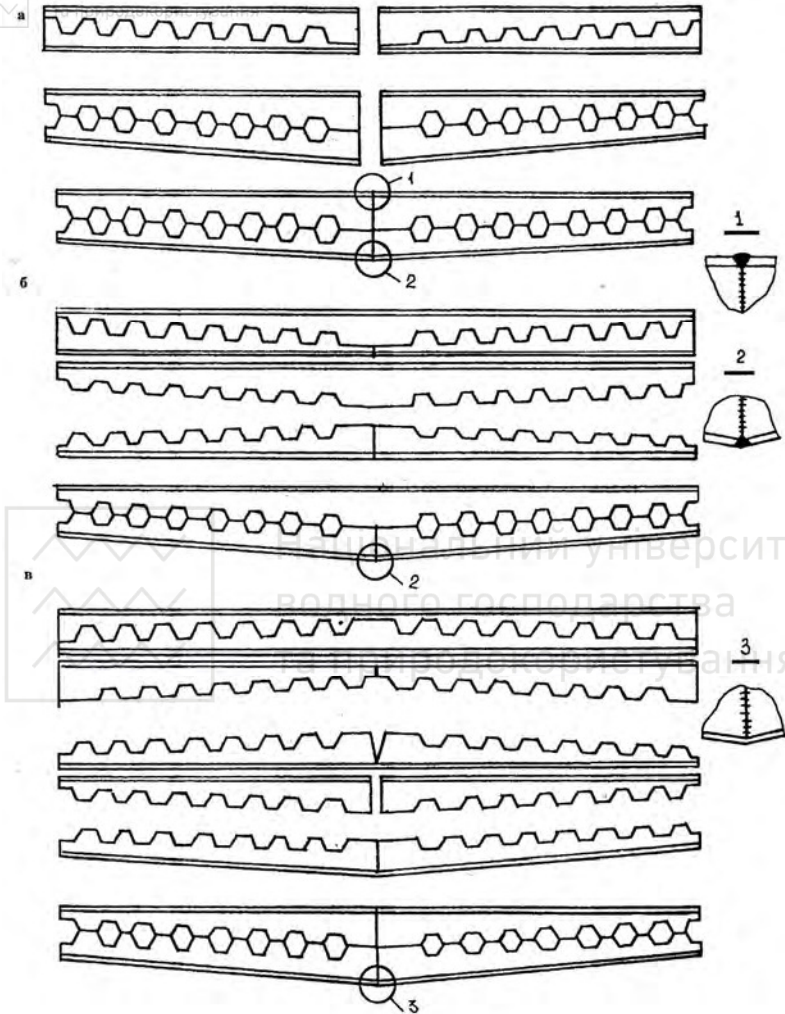


Рис. 1. Способи формоутворення підкранових балок з перфорованих двотаврів

Конструктивна форма балок з перфорованою стінкою (рис.1) отримується завдяки розпуску стінки вихідного профілю за зигзагоподібною лінією та наступним з'єднанням отриманих частин виступами гребенів за допомогою зварювання, що дозволяє значно збільшити момент інерції за рахунок збільшення висоти поперечного перерізу балки. Під вихідним профілем розуміють будь-який прокатний профіль: швелер, двотавр та ін.



Випробувань стомленості перфорованих двотаврів не проводилось, хоча балки кранових шляхів підвісних кранів з перфорованих двотаврів прольотом 12 м успішно експлуатують більше тридцяти років. Авторами вперше зроблена спроба експериментально дослідити поведінку елементів балки при циклічному навантаженні.

Для підкранових балок з перфорованих двотаврів необхідно враховувати деякі конструктивні особливості, які можуть вплинути на стомлену міцність, маючи на увазі те, що руйнування під дією циклічних навантажень відбувається в результаті появи та розвитку в товщину металу тріщин внаслідок стомленості металу.

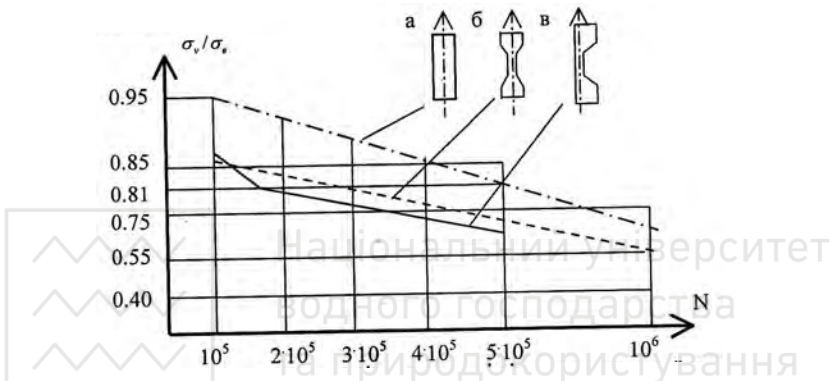


Рис. 2. Результати експериментальних досліджень зразків з маловуглецевої сталі

Відомо, що розвиток таких тріщин відбувається біля зварних з'єднань полиці зі стінкою та ребрами жорсткості, а також в зонах концентрації напружень. В балках з перфорованих двотаврів поясні шви відсутні, що безперечно значно підвищує стомлену міцність, але присутні отвори, в кутах яких виникає концентрація напружень. Дослідженнями встановлено, що вплив різних надрізів на опір стомленості (ефективний коефіцієнт концентрації напружень) не такий великий, як можна було очікувати на основі теоретичних значень коефіцієнтів концентрації напружень. При цьому чутливість до надрізів сталі високої міцності збільшується значно швидше, ніж для менш міцної маловуглецевої сталі. Випробування на стомленість зразків різної форми показали, що при кількості циклів $N < 10^5$ відношення стомленої міцності до межі міцності зменшується всього на 10...15%. Оскільки форма вказаних зразків відрізняється від форми отворів в перфорованих балках, проведені самостійні експериментальні дослідження, що підтвердили теоретичні дослідження (рис.2).

Було виготовлено 12 зразків, які поділені на 4 серії. Для першої серії знайдені значення межі текучості і межі міцності. Зразки другої, третьої та

четвертої серії випробувані на розтяг з частотою навантаження 330 циклів за хвилину. Для другої серії число циклів $N=10^5$, для третьої – $N=2,5 \cdot 10^5$, для четвертої – $N=5 \cdot 10^5$. Після цього зразки доводились до руйнування для знаходження тимчасового опору. Результати досліджень приведені на рис.2. При $N=10^5$ циклів відношення тимчасового опору зразків до тимчасового опору зразків за першою серією зменшилось на 13%, при $N=2,5 \cdot 10^5$ – на 19%, при $N=5 \cdot 10^5$ – на 25%.

Аналізуючи вищесказане, враховуючи результати експериментальних досліджень та рівень максимальних напружень на рівні $(0,7 \dots 0,8)R_y$, можна зробити висновок, що при $N=1,25 \cdot 10^5$ стомлена міцність балок з перфорованих двотаврів забезпечена.

Одним з найбільш відповідальних та працездатних видів сталевих конструкцій є покриття виробничих будівель. Зокрема, запропоновані геометричні схеми шпренгельних ферм з ламаним верхнім поясом, одна з яких наведена на рис.3. Місця прикладання зовнішніх сил до верхнього поясу співпадають з місцями злому, які чергуються з місцями опирання стоек. Додаткова затяжка та V-подібний стоек дозволяють перерозподілити зусилля в елементах ферми, в результаті чого в жорсткому верхньому поясі виникають мінімальні згинаючі моменти та поперечні сили.

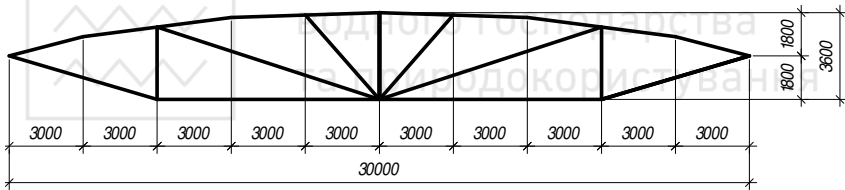


Рис. 3. Геометрична схема шпренгельної ферми з ламаним верхнім поясом

Ефективність даних ферм досягнута при використанні наступних інженерних прийомів: зменшення кількості основних елементів ферми за рахунок концентрації матеріалу в жорсткому ламаному верхньому поясі, злами в якому замінюють функції стоек решітки; приведення до мінімуму кількості стиснутих елементів решітки, при цьому їх довжина значно менша за довжину розтягнутих елементів ферм; наближення обрису поясів ферми до форми квадратичної параболи, що забезпечує рівнонапружений стан в поясах ферми; використання автоматичної плазмової різки, що дозволяє виготовити тавровий елемент верхнього поясу з вихідного двотавра з одночасним виготовленням деталей опорних вузлів; таврові та кутикові профілі, які вибрані для виготовлення стержнів ферми, завдяки наявності прямолінійних поверхонь дозволяють виготовити безфасонкові з'єднання елементів конструкцій; використання одинарних кутиків для нижнього поясу та стержнів решітки, а також безфасонкове з'єднання у вузлах ферми, дають можливість збирати та зварювати конструкцію без кантовки.

Конструктивною особливістю запропонованих ферм з ламаним жорстким верхнім поясом є різна розрахункова довжина стиснутого стержня верхнього поясу в площині та з площини ферми. Для рішення задачі створення рівностійкого стержня таврового перерізу введений коефіцієнт k , який обчислюється за формулою $k=i_x/i_y$, де i_x та i_y – радіуси інерції перерізу відповідно в площині та з площини ферми, а також додаткові геометричні параметри $a_1=b/h$ та $a_2=t/s$, де b – ширина полиці тавра, h – висота тавра, t – товщина полиці тавра, s – товщина стінки тавра. З врахуванням того, що $l_{ef,y}=k l_{ef,x}$, де $l_{ef,y}$ та $l_{ef,x}$ – розрахункові довжини стиснутого стержня верхнього поясу відповідно з площини та в площині ферми, отримане рівняння рівностійкості стиснутого таврового стержня

$$a_1^4 a_2^2 + (a_1^3 - 4a_1 k^2) a_2 - k^2 = 0. \quad (1)$$

Відповідно до рівняння (1) з використанням графіка залежності $a_1=f(a_2)$ для різних величин k незалежно від площі перерізу тавра доведено перевагу таврових перерізів, отриманих розрізкою балкових двотаврів за запропонованою схемою, порівняно з тавровими перерізами, отриманими розрізкою двотаврів з широкими полицями.

За прольотів будівель 18 та 24 м доведена ефективність використання малоелементних ферм покриття з верхнім поясом у вигляді перфорованого двотавра змінної жорсткості. Використання принципу концентрації матеріалу в найбільш навантажених і відповідальних елементах конструкції, якими є верхні пояси ферм, можливо за рахунок зведення до мінімуму кількості елементів решітки та деталей. В найбільшій мірі цьому сприяє використання вихідної системи у вигляді статично визначеної шпренгельної системи, яка складається з двохсхилого верхнього поясу, ламаного нижнього поясу та двох стояків, що з'єднують пояси. Враховуючи те, що в таких комбінованих системах вага верхнього поясу складає основну частину в загальній вазі конструкції, то зменшення металомісткості конструкції в цілому залежить, в основному, від зменшення ваги верхнього поясу. Цим і пояснюється особлива увага до його ефективного конструктивного рішення.

З точки зору статичної системи така система ефективна тим, що дозволяє легко регулювати розподіл внутрішніх зусиль у верхньому поясі за рахунок зміни висоти стояків. Характерно, що діапазон зміни поздовжнього зусилля N по довжині верхнього поясу незначний, практично його можна вважати постійним. Навіть при деякій зміні висоти стояків значення N і Q мають незначні зміни, а згинаючий момент M суттєво змінюється вздовж поясу. Епюра моментів має постійний характер з екстремальними значеннями в точках прикладання зосереджених сил і нульовими значеннями в опорних та коньковому вузлах.



Величина екстремальних значень M різко змінюється при зміні висоти стояків. А тому основна задача зводиться до оптимального розподілу саме згинаючих моментів за рахунок зміни висоти стояків.

Робота верхнього поясу на стиск зі згином викликає необхідність виконувати його з елементів, які мають значну згинальну жорсткість. Це прокатні двотаври, гнучо зварні профілі, ефективні перфоровані двотаври постійної та змінної висоти (рис.4).

При використанні профілів постійного перерізу верхній пояс має постійну жорсткість, і розподілення згинаючих моментів по довжині поясу полягає у вирівнюванні екстремальних значень моментів і отриманні рівномоментного верхнього поясу (рис.5, схема1), при цьому значення моментів M_1 та M_2 є найменшими з усіх можливих екстремальних значень.

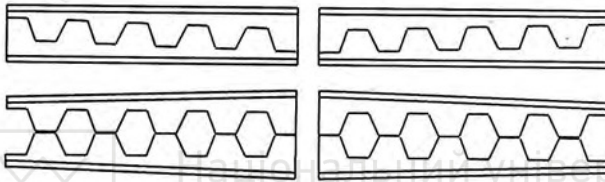


Рис. 4. Схема утворення перфорованого трапецеподібного елемента двотаврового перерізу

При використанні перфорованих двотаврів змінної висоти (див.рис.4) можливі дві схеми зміни жорсткості вздовж верхнього поясу. За схемою 2 (рис.5) жорсткість верхнього поясу змінюється за рахунок з'єднання між собою восьми трапецеподібних елементів перфорованого двотавра, при цьому найбільш розвинутий переріз знаходиться в місцях пролітних екстремальних моментів M_1 . Зменшенням висоти стояків можна досягнути таке розподілення згинаючих моментів вздовж поясу, коли їх значення будуть змінюватись пропорційно зміні геометричних характеристик перерізів поясу. Таке рішення найбільш відповідає брусу рівного опору. За схемою 3 (рис.5) жорсткість поясу змінюється за рахунок з'єднання між собою чотирьох трапецеподібних перфорованих елементів, при цьому найбільш розвинутий переріз знаходиться в місці примикання стояків. Згинаючі моменти розподіляються пропорційно геометричним характеристикам поясу.

Залежність зміни значень згинаючих моментів M_1 та M_2 від висоти стояків наведена на графіку (рис.6). Перетин двох кривих дає рівномоментну схему.

При переході від рівномоментної схеми до інших наведених схем розподілу моменту за відповідних схем зміни жорсткості приріст геометричних характеристик перерізів відбувається швидше, ніж приріст значень згинаючих моментів, особливо це стосується максимально розвинутих перерізів. Це дає можливість у схемах 2 та 3 застосувати менший номер вихідного двотавра, ніж у схемі 1.



Національний університет
водного господарства
та природокористування

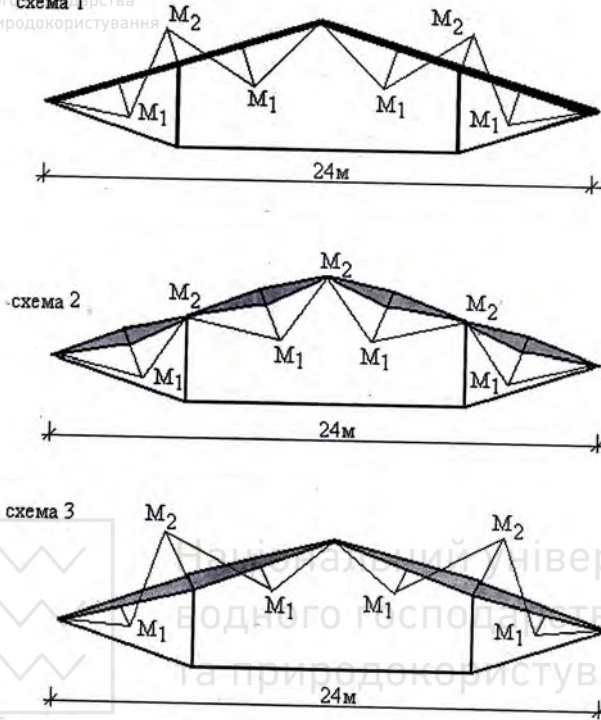


Рис. 5. Можливий розподіл згинаючих моментів та згинальної жорсткості у верхньому поясі малоелементної ферми

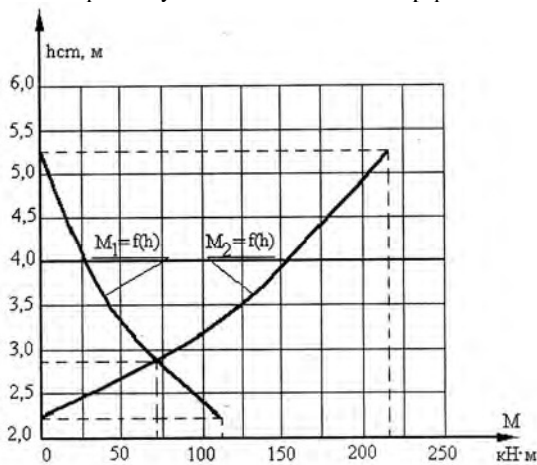


Рис. 6. Графіки залежностей екстремальних значень згинаючих моментів від висоти стояка



За рахунок цього досягається зменшення металомісткості верхнього поясу і ферми в цілому.

Висновок. Використання перфорованих двотаврів змінної жорсткості та одинарних профілів у сталевих конструкціях виробничих будівель за розглянутих розрахункових схем дозволяє зменшити їх металомісткість порівняно з традиційними конструкціями.

1. Мюнзе В.Х. Усталостная прочность сварных стальных конструкций.- М.: Машиностроение, 1968. –312с.

2. Чернолоз В.С. Подкрановые балки из развитых двутавров с переменной по длине высотой стенки: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. – К., 1987. – 19 с.

3. Налеп А.И. Стальная стропильная ферма с перфорированным верхним поясом переменной жесткости: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. – К., 1989. – 20 с.

4. Металлические конструкции: Спец. курс под ред. Е.И. Беленя. – 7-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 687 с.

5. Чернолоз В.С., Налеп О.І Аналіз сучасних способів утворення перфорованих металевих елементів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Випуск 15 -Рівне, 2005, -с.275-281

1. Miunze V.Kh. Ustalostnaia prochnost svarnykh stalnykh konstruksyi.- М.: Mashynostroenye, 1968. –312s.

2. Chornoloz V.S. Podkranovyye balky yz razvytykh dvutavrov s peremennoi po dlyne vysotoi stenky: Avtoref. dys. ... kand. tekhn. nauk. – К., 1987. – 19 s.

3. Nalepa A.Y. Stalnaia stropylnaia ferma s perforirovannym verkhnyim poiasom peremennoi zhestkosti: Avtoref. dys. ... kand. tekhn. nauk. – К., 1989, – 20 s.

4. Metallicheskiye konstruksyy: Spets. kurs pod red. E.Y. Belenia. – 7-e yzd., pererab. y dop. – М.: Stroiyzdat, 1991. – 687 s.

5. Chornoloz V.S., Nalepa O.I Analiz suchasnykh sposobiv utvorennia perforovanykh metalovykh elementiv // Resursoekonomni materialy, konstruksii, budivli ta sporudy. Zbirnyk naukovykh prats. Vypusk 15 -Rivne, 2005, -s.275-281



УДК 624.075

**МОДЕЛЮВАННЯ СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТАРНОЇ МОДЕЛІ
КОНСТРУКЦІЇ, ВИКОРИСТОВУЮЧИ ПРОГРАМНИЙ КОМПЛЕКС
ANSYS**

**FINITE ELEMENT ANALYSIS SIMULATION OF ASSEMBLY USING
ANSYS**

Білокуров П.С., к.т.н., доцент (Національний авіаційний університет,
м.Київ)

P.S. Bilokurov., Ph. D, Candidate in Engineering (National Aviation University,
Kyiv)

В статті приведені основні положення для розрахунку скінченно-елементарної моделі конструкції споруди в програмному комплексі ANSYS

The article deals with the question of the procedures of constructing an ANSYS nonlinear finite element model of building element.

The structural integrity and stability of any building is only as good as its individual parts. The way those parts fit together, along with the choice of materials and the building site, all contribute to how the building will perform under normal — or extreme — conditions. Civil engineers integrate this knowledge into their building designs and comply with increasingly demanding safety and government regulations. At the same time, the general public is demanding environmentally conscious designs.

ANSYS simulation software gives designers the ability to assess the influence of these variables in a virtual environment.

Through visualizing the effect of a wide range of variables, engineers can narrow the scope of field investigations, save considerable time and cost on projects, and move more quickly to the groundbreaking stage.

Civil engineers use ANSYS for projects as diverse as high-rise buildings, bridges, dams, stadiums, etc. By experimenting with innovative design in a virtual environment, dams, stadiums, etc. By experimenting with innovative design in a virtual environment, engineers and designers can analyze safety, strength, comfort and environmental considerations. Ключові слова:

Моделювання, скінченно-елементарна модель, будівельні конструкції, міцність та деформативність
Reinforced concrete, deformability, strength, building elements, modelling finite elements, ANSYS

Introduction. Most finite element simulations assume that all the elements begin in a stress, strain and deflection free state. However, in reality, most structures, especially those that involve construction, will have residual stresses and strains caused by the assembly sequence.

Finite element method (FEM) models were developed to simulate the behavior of four full-size beams from linear through nonlinear response and up to failure, using the ANSYS program (ANSYS 1998). Comparisons were made for load-strain plots at selected locations on the beams; load-deflection plots at midspan; first cracking loads; loads at failure; and crack patterns at failure[5,6].

The models were subsequently expanded to encompass the linear behavior of the Horsetail Creek Bridge. Modeling simplifications and assumptions developed during this research are presented. The study compared strains from the FEM analysis with measured strains from load tests. Conclusions from the current research efforts and recommendations for future studies are included.

The Finite Element Method (FEM) involves dividing the complex domain into finite elements and uses variational concepts to construct an approximation of the solution. There are two types of analysis: 2-D modeling and 3-D modeling. A 2-D modeling is simple, can be run on normal computers but may give less accurate results on some applications[1].

However, a 3-D modeling produces more accurate results while sacrificing the ability to run effectively on all but the fastest computers. Within each of these modeling schemes, numerous algorithms (functions) can be inserted to make the system behave linearly or non-linearly. Linear systems are far less complex and generally do not take into account plastic deformation. Non-linear systems do account for plastic deformation, and many also are capable of analyze a material all the way to fracture.

Literature Review. The finite element analysis can be traced back to the work by Alexander Hrennikoff (1941) and Richard Courant (1942). Hrennikoff introduced the framework method, in which a plane elastic medium was represented as collections of bars and beams. These pioneers share one essential characteristic: mesh discretization of a continuous domain into a set of discrete sub-domains, usually called elements.

- In 1950s, solution of large number of simultaneous equations became possible because of the digital computer.
- In 1960, Ray W. Clough first published a paper using term “Finite Element Method”.
- In 1965, First conference on “finite elements” was held.



- In 1967, the first book on the “Finite Element Method” was published by Zienkiewicz and Chung.
- In the late 1960s and early 1970s, the FEM was applied to a wide variety of engineering problems.
- In the 1970s, most commercial FEM software packages (ABAQUS, NASTRAN, ANSYS, etc.) originated. Interactive FE programs on supercomputer lead to rapid growth of CAD systems.
- In the 1980s, algorithm on electromagnetic applications, fluid flow and thermal analysis were developed with the use of FE program.

Research significance and objectives. In the given article there are considered the next problem:

- analysis of ANSYS simulation software for designing of building structures;
- computer modeling of building elements using ANSYS.

Background. The ANSYS program is capable of simulating problems in a wide range of engineering disciplines [4].

Structural Analysis: Deformation, stress, and strain fields, as well as reaction forces in a solid body.

Thermal Analysis: Steady-state or time-dependent temperature field and heat flux in a solid body.

Structural Analysis

This analysis type addresses several different structural problems, for example:

Static Analysis: The applied loads and support conditions of the solid body do not change with time.

Nonlinear material and geometrical properties such as plasticity, contact, creep, etc., are available.

Modal Analysis: This option concerns natural frequencies and modal shapes of a structure.

Harmonic Analysis: The response of a structure subjected to loads only exhibiting sinusoidal behaviour in time.

Transient Dynamic: The response of a structure subjected to loads with arbitrary behaviour in time.

This software is a suite of powerful engineering simulation programs, based on finite element method, which can solve problems ranging from relatively simpler linear analyses to the most challenging non-linear simulations. The analysis of a structure with ANSYS is performed in three stages:

- Pre-processing
- Analysis solver
- Post-processing

Finite Element Analysis Procedure (Structures)

- Pre-processing
- Discretization of the structure – Meshing
- Assign element type and properties
- Assign material properties
- Apply Boundary conditions and Loads



- Solution
- Select the solver
 - Calculate element stiffness matrices
 - Assemble global stiffness matrix
 - Solve for displacements, strains, stresses etc.
 - Post-processing
 - Display / Output displacements, strains, stresses etc.
 - Calculate user defined parameters from the results

Some helpful hints for modeling construction sequences:

It is often necessary to fix displacements of elements in their killed state since they are still active in the analysis. Fixing nodal degrees of freedom of killed elements will prevent excessive deformation caused by either the displacements of the surrounding elements or free rigid body motion. If you add these artificial constraints, be sure to remove them in a manner such that artificial stresses are not induced in the model upon activation [2].

Annealing can be simulated by simply killing and then reactivating elements in subsequent load steps.

If contact elements are attached to the regions being killed, be sure to also kill the contact pair.

Activation or deactivation generally occurs instantaneously. This stepped change nonlinearity (similar to changing contact status) can cause convergence issues when a large number of elements are being killed or reactivated. Activation/Deactivation of small sections at a time will minimize these problems.

For materials whose "born" stiffness needs to be gradually ramped on, temperature dependent material properties in conjunction with dummy temperature loads can often be used to simulate this gradual process.

When postprocessing, be careful to deactivate the killed elements to avoid unrealistic results. Inaccurate stress results, in particular, can occur if the killed element stresses (which are set to zero) are averaged with active elements [3].

As an initial step, a finite element analysis requires meshing of the model. In other words, the model is divided into a number of small elements, and after loading, stress and strain are calculated at integration points of these small elements (Bathe 1996). An important step in finite element modeling is the selection of the mesh density. A convergence of results is obtained when an adequate number of elements is used in a model. This is practically achieved when an increase in the mesh density has a negligible effect on the results (Adams and Askenazi 1998). Therefore, in this finite element modeling study a convergence study was carried out to determine an appropriate mesh density.

Recommended FE modeling procedure for reinforced concrete beams

1. The symmetry of the beams should be used to reduce computational time and computer disk space requirements. In this project, a quarter of the full-size beam, with proper boundary conditions, was used for modeling.

3. For nonlinear analysis of a reinforced concrete beam, the total load applied to a model must be divided into a number of load steps. Sufficiently small load step sizes are required, particularly at changes in behavior of the reinforced concrete beam, i.e., major cracking of concrete, yielding of steel, and approaching failure of the reinforced concrete beam. Properly defining minimum and maximum sizes for each load step, depending upon the behavior of the reinforced concrete beam, assists in convergence of the solutions and reduces computer computational time.

The use of ANSYS software is very good to know the process of collapse a reinforced concrete beam flexural cracks start to the shear cracks (linear), but the result is having a significant deviation in the phase of destruction of concrete (plastic). However, this shortcoming can be overcome by using multilinear plasticity material models available in ANSYS. Results of calculations are given on Fig.1. and Fig.2.

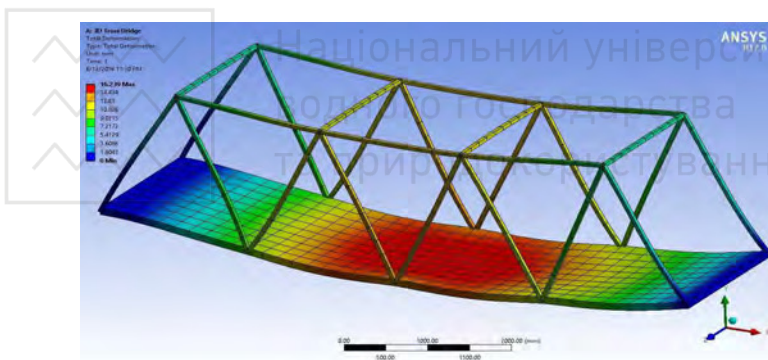


Figure 1. Stress Contour of the Bridge Elements under Tensile Collapsed Mechanism

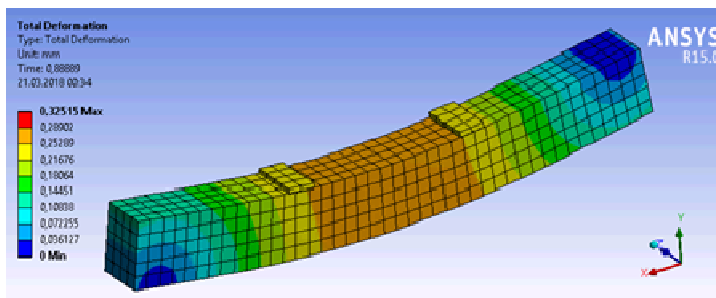


Figure 2. Stress Contour of the Beam under Compressive Collapsed Mechanism

ANSYS offers a comprehensive software suite that spans the entire range of physics, providing access to virtually any type of engineering simulation required in the design process. Organizations around the world trust ANSYS FEA and CFD software to deliver the best value for their engineering simulation software investment.

Conclusions. Finite element analysis (FEA) tools from ANSYS provide the ability to simulate every structural aspect of a product:

Linear static analysis that simply provides stresses or deformations

Modal analysis that determines vibration characteristics.

Advanced transient nonlinear phenomena involving dynamic effects and complex behaviour ansys-vibration-analysisAll users, from designers to advanced experts, can benefit from ANSYS structural analysis software through: the renowned ANSYS Workbench intuitive workflow; wide variety of material models; element library quality; solver speed, robustness and accuracy; and the ability to model every product — from single parts to very complex assemblies with hundreds of components interacting through contacts or relative motions. The speed of ANSYS simulations can be reduced further through efficient parallel processing capabilities to exploit multiple core PCs and High Performance Computing (HPC).

1. ACI Committee 318 (2007), "Building Code Requirements for Reinforced concrete (ACI 318-2007) and Commentary (ACI 318R-2007)", American Concrete Institute, Detroit, USA.
2. ANSYS Inc. (2006), "ANSYS Multiphysics-Finite Element Analysis Software Version 11.0" Canonsburg, Pennsylvania, USA. 7. ANSYS (2006), ANSYS user's Manual Revision 11.0, ANSYS Inc., Canonsburg, Pennsylvania, USA.
3. Vasudevan and Kothandaraman, G.(2011), "Parametric study on Nonlinear Finite Element Analysis on flexural behaviour of RC beams using ANSYS", International Journal of Civil and Structural Engineering,2(1),pp-98-111
4. Neha, S. and Malipatil, M. (2014), "Parametric Study on Reinforced Concrete Beam using ANSYS", Civil and Environmental Research,6(8),pp-88-94
5. Patil, S. and Niranjana, R. (2012), "Non Linear Finite Element Method of Analysis of Reinforced Concrete Deep Beam" International Journal of Modern Engineering Research,2 (6),pp-4622-4628.
6. N. Sundar, P. N. Raghunath and G. Dhinakaran, Flexural Behavior of RC beams with Hybrid FRP Strengthening. International Journal of Civil Engineering and Technology, 7(6), 2016, pp.427-433.



УДК 624.012

Національний університет
господарства
та природокористування

МЕТОДИКА ОБЧИСЛЕННЯ МАКСИМАЛЬНОЇ ГЛИБИНИ ПРОМЕРЗАННЯ ҐРУНТУ І СЕРЕДНЬОЇ ВИСОТИ СՆІГОВОГО ПОКРИВУ В ГІРСЬКИХ РАЙОНАХ ЛЬВІВСЬКОЇ ОБЛАСТІ ТА НА ПРИЛЕГЛІЙ ТЕРИТОРІЇ ПОЛЬЩІ ЗА СПРОЩЕНИМИ ФОРМУЛАМИ

METHOD OF CALCULATION OF THE MAXIMUM DEEP INFLUENCING THE SOIL AND THE MIDDLE VISIT OF THE SNOW COVERING IN THE GIRLS OF THE LVIV REGION AND AT THE PLACE OF THE TERRITORY OF POLAND BY RENDERED FORMULA

Гук Я.С., к.т.н., доцент, Томашко М.М., студент магістр, Василина В.І., студент магістр (Ужгородський національний університет, Ужгород)

Huk Ya.S., Ph.D., Associate Professor candidate of technical sciences, Tomashko M.M. student masters, Vasylyna V.I. student masters (Uzhgorod National University . Uzhgorod)

Обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву проведено вперше за методикою напрямків між початковою і кінцевою метеостанціями або перехідною станцією та формул висотних коефіцієнтів. Для обчислення запропоновані спрощені формули і використані висоти горизонтаей топографічних карт Закарпатської області.

The maximum depth of freezing of the soil and the average height of snow cover mountain regions of Lviv region and the adjoining territory of Poland have not been studied enough. The calculation of climatic parameters data was carried out for the first time in the methodology of the directions between the initial and final meteorological stations or the transition station, the formulas of high-altitude coefficients using correction coefficients at the distance between stations. To calculate the maximum depths of freezing of the soil and average snow cover heights, simplified formulas are proposed and the heights of the horizontals of topographic maps are used. Freezing of the soil is the spread of winter in the soil of negative temperature. The depth of freezing depends on the type and cultivation of the soil, which determine its heat and thermal conductivity, moisture, which prevents freezing as a result of the hidden heat when freezing water, the thickness of the snow cover and the available vegetation, which protects the soil from strong cooling. In the calculations of the depth of freezing of soil, the average height of the snow

cover, which was at the time of maximum freezing of the soil in the meteorological stations, was taken into account.

Ключові слова: Метеорологічні станції, максимальна глибина промерзання ґрунту, середня висота снігового покриву, висотні коефіцієнти, висоти горизонталей топографічних карт, спрощені формули.

Meteorological stations, maximum depth of freezing of soil, average height of snow cover, high-altitude coefficients, topographic maps height, simplified formulas.

Вступ. Для обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту та середньої висоти снігового покриву в гірських районах Львівської області та на прилеглий території Польщі вперше використані параметри за 125 річними спостереженнями (1889 – 2014 рр.) на 8 метеостанціях Львівської та Закарпатської областей та на 5 перехідних станціях, дані яких обчислені за методикою напрямків і висотних коефіцієнтів [2, 6]. Дані кліматичні параметри подані в таблиці 1.

Таблиця 1

Результати досліджених максимальної глибини промерзання ґрунту та середньої висоти снігового покриву на 8 метеостанціях за спостереженнями (1889–2014рр.) і обчислених на 5 перехідних станціях, що розташовані на межі Львівської та Закарпатської областей за методикою висотних коефіцієнтів

№ п/п	Назва метеостанцій і перехідних станцій	Висота станцій над рівнем Балтійського моря, м	Максимальна глибина промерзання ґрунту, см	Середня висота снігового покриву, см
1	2	3	4	5
1.	Ужгород	114,6	63,0	20,0
2.	Берегово	113,0	65,0	17,0
3.	Нижні Ворота	500,0	73,0	34,0
4.	Хуст	166,0	58,0	28,0
5.	Стрий	301,5	70,0	28,0
6.	Турка	557,0	76,6	36,1
7.	Славське	592,0	77,5	37,8
8.	Плай	1330,0	97,9	62,0
9.	пер.Ужоцький	852,0	83,6	48,0
10.	пер.Руський Шлях	1217,0	94,5	58,2
11.	пер.Латірський	837,0	83,1	45,4
12.	пер.Середньо-Верещинський	839,0	83,9	45,4
13.	пер.Бескид	974,0	87,4	50,2

Аналіз останніх досліджень. Детально досліджені за максимальною глибиною промерзання ґрунту і середньою висотою снігового покриву

гірські райони областей: Закарпатської [2, 6], Івано-Франківської [8], Чернівецької [5] з прилеглою до них територією Румунії, і враховані дані про клімат міста Ужгорода [1], а також рекомендації по дослідженню даних параметрів закордонними вченими [7, 10] та існуючі вітчизняні норми [9].

Основна мета детального дослідження гірських районів Львівської області і прилеглої території Польщі – за спрощеними формулами обчислити максимальні глибини промерзання ґрунту і середні висоти снігового покриву на висотах горизонталей топографічних карт або на висотах заданих точок над рівнем Балтійського моря.

Постановка мети і задач досліджень. Дослідженнями доведено [2, 3, 5, 6, 8, 10], що максимальна глибина промерзання ґрунту і середня висота снігового покриву на метеостанціях і перехідних станціях напрямку 1-2 між станціями 1, 2 підпорядковані висотним коефіцієнтам і обчислюється за формулами:

$$h_{зл.нр.,см.X} = h_{зл.нр.,см.1} + K_{зл.нр.,1-2} \cdot \Delta H_{X-1}, \quad (1)$$

або

$$h_{зл.нр.,см.X} = h_{зл.нр.,см.2} - K_{зл.нр.,1-2} \cdot \Delta H_{2-X}, \quad (2)$$

де: $h_{гл.нр.,ст.X}$, $h_{гл.нр.,ст.1}$, $h_{гл.нр.,ст.2}$ – максимальні глибини промерзання ґрунту (середні висоти снігового покриву) на станціях X, 1, 2 напрямку 1-2, см;

$$K_{зл.нр.,1-2} = \frac{h_{зл.нр.,см.2} - h_{зл.нр.,см.1}}{H_2 - H_1}; \quad (3)$$

H_1 , H_2 , H_X , – висоти над рівнем Балтійського моря станцій 1, 2, X, м;

$K_{гл.нр.,1-2}$ – висотний коефіцієнт максимальної глибини промерзання ґрунту (середньої висоти снігового покриву) між станціями напрямку 1-2, см/м;

$$\Delta H_{X-1} = H_X - H_1; \quad (4)$$

$$\Delta H_{2-X} = H_2 - H_X. \quad (5)$$

Для контролю обчислень [1-10] застосовують формули:

$$h_{см.X,зл.нр.,см.н.} = h_{см.1,зл.нр.,см.н.} + K_{1-2,зл.нр.,см.н.} \cdot \Delta H_{X-1}, \quad (6)$$

або

$$h_{см.X,зл.нр.,см.н.} = h_{см.2,зл.нр.,см.н.} - K_{1-2,зл.нр.,см.н.} \cdot \Delta H_{2-X}, \quad (7)$$

$$K_{1-2,зл.нр.,см.н.} = \frac{h_{см.2,зл.нр.,см.н.} - h_{см.1,зл.нр.,см.н.}}{H_2 - H_1}, \quad (8)$$

де: $h_{см.X,зл.нр.,см.н.}$, $h_{см.1,зл.нр.,см.н.}$, $h_{см.2,зл.нр.,см.н.}$ – спільний параметр суми максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву на станціях X, 1, 2, см;

$K_{1-2,гл.нр.,сн.п.}$ – спільний висотний коефіцієнт суми максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву між станціями 1, 2 напрямку 1-2, см/м.

Методика досліджень. Для гірських районів Львівської області і прилеглої території Польщі для визначення максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву на висотах горизонталей топографічних карт [4] в межах 200 – 1600 м через інтервал 200 м запропоновано 6 напрямків і формула:

$$h_{гл.,сн.п.Х} = \frac{(H_X - H_1) \cdot (h_{гл.,сн.п.,2} - h_{гл.,сн.п.1})}{H_2 - H_1} + h_{гл.,сн.п.1}, \quad (9)$$

де: H_X, H_1, H_2 – висота станцій X, 1, 2 (висота горизонталей топографічних карт) над рівнем Балтійського моря, м;

$h_{гл.,сн.п.Х}, h_{гл.,сн.п.1}, h_{гл.,сн.п.2}$ – максимальна глибина промерзання ґрунту (середня висота снігового покриву) на станціях X, 1, 2 (на висотах горизонталей топографічних карт), см.

Результати досліджень. Результати обчислень максимальної глибини промерзання ґрунту (середньої висоти снігового покриву) на висотах горизонталей топографічних карт Львівської області і прилеглої території Польщі в межах 200 – 1600 м через 200 м за 5 напрямками подані в таблицях 2, 3.

За даними таблиць 2, 3 обчислена сума однозначних (або близьких до однозначних) різниць максимальних глибин промерзання ґрунту (середніх висот снігового покриву) між суміжними горизонталями і аналогічна сума різниць висот, на основі чого обчислено перший допоміжний коефіцієнт спрощеної формули $K_{1,X}$:

$$K_{1,X} = \frac{\sum \Delta h_{гл.нр.,сеп.вис.сн.п.}}{\sum \Delta H}, \quad (10)$$

де: $K_{1,X}$ – перший допоміжний коефіцієнт спрощеної формули для визначення максимальної глибини промерзання ґрунту (середньої висоти снігового покриву) для висоти H_X , см;

$\sum \Delta h_{гл.нр.,сеп.вис.сн.п.}$ – сума однозначних (або близьких до них) різниць максимальних глибин промерзання ґрунту (середніх висот снігового покриву) між суміжними горизонталями, см;

$\sum \Delta H$ – сума аналогічних однозначних різниць висот між суміжними горизонталями, м.

Другий допоміжний коефіцієнт $K_{2,X}$ спрощеної формули визначений за формулою:

$$K_{2,X} = h_{гл.нр.,сеп.вис.сн.п.,сеп.гор.} - K_{1,X}, \quad (11)$$

де: $h_{гл.нр.,сеп.вис.сн.п.,сеп.гор.}$ – максимальна глибина промерзання ґрунту (середня висота снігового покриву) на середині висот горизонталей однозначних сум



різниця між сусідніми горизонталями, тобто на висоті горизонталі $H_X=800$ м (дані таблиць 2, 3).

Загальний вигляд спрощених формул:

а) для максимальних глибин промерзання ґрунту

$$h_{зл.пр.,X} = 0,02536H_X + 62,57, \quad (12)$$

б) для середніх висот снігового покриву

$$h_{сер.вис.сн.п.,X} = 0,0337H_X + 17,66. \quad (13)$$

За формулами: 12 – обчислено максимальну глибину промерзання ґрунту, см, (чисельник); 13 – середню висоту снігового покриву, см, (знаменник) для перехідних станцій над рівнем Балтійського моря, м: г.Тарніце – 1346м

$\left(\frac{96,70}{63,02}\right)$, м.Пшемисль – 210м $\left(\frac{67,89}{24,73}\right)$ (Польща); м.Самбір – 300м $\left(\frac{70,17}{27,77}\right)$,

м.Ст.Самбір – 400м $\left(\frac{72,71}{31,14}\right)$, м.Хирів – 400м $\left(\frac{72,71}{31,14}\right)$, м.Підбуж – 560м

$\left(\frac{76,77}{36,53}\right)$ (Львівська область).

На базі даних таблиць 2, 3 накреслений графік (Рис.1) залежності максимальних глибин промерзання ґрунту від висот місцевості над рівнем Балтійського моря для гірських районів Львівської області і прилеглої території Польщі.

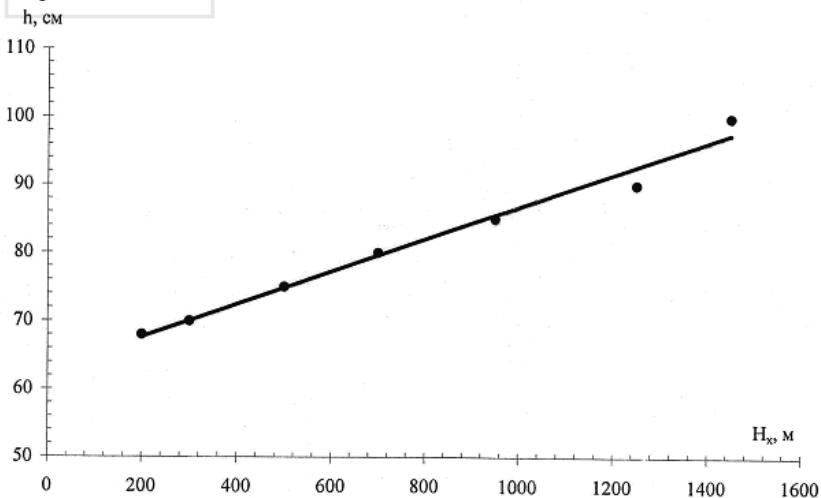


Рис. 1. Залежність максимальних глибин промерзання ґрунту від висот місцевості над рівнем Балтійського моря для гірських районів Львівської області та прилеглої території Польщі згідно спрощеної формули: $h_{зл.пр.,X} = 0,02536H_X + 62,57$.

Таблиця 2

Результати обчислень максимальних глибин промерзання ґрунту на висотах горизонталей топографічних карт гірських районів Львівської області і прилеглої території Польщі за спрощеною формулою

№ п/п	Назва на-прямків, висоти станцій над рівнем Балтійсь-кого моря, м	Різниця висот, м	Макс. глибина прмер-зання ґрунту, см	Різниця макс. глибин промер-зання ґрунту, см	Висоти горизонталей, м							
					Максимальна глибина промерзання ґрунту, см							
					200	400	600	800	1000	1200	1400	1600
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.	Стрий – 301,5 м – Плай – 1330 м	1028,5	$\frac{70}{97,9}$	27,9	67,24	72,67	78,09	83,52	88,94	94,37	99,79	105,22
2.	Турка – 557 м – Ужоцький перевал – 852 м	295,0	$\frac{76,6}{83,55}$	6,95	68,18	72,90	77,61	82,32	87,03	91,74	96,46	101,17
3.	Славське – 592 м – пер.Бескид – 974 м	382,0	$\frac{77,5}{87,4}$	9,9	67,34	72,52	77,70	82,89	88,07	93,25	98,44	103,62
4.	Стрий – 301,5 м – пер.Руський шлях – 1217 м	915,0	$\frac{70}{94,5}$	24,5	67,28	72,64	77,99	83,34	88,70	94,05	99,41	104,76
5.	Славське – 592 м – пер.Латірський – 837 м	245,0	$\frac{77,5}{83,1}$	5,6	68,54	73,11	77,80	82,25	86,82	91,39	95,96	100,54
6.	Стрий – 301,5 м – Середньо-Верецький пер. – 839 м	537,5	$\frac{70}{83,9}$	13,9	67,37	72,54	77,71	82,89	88,06	93,23	98,40	103,57
Середня із 6-ти напрямків максимальна глибина промерзання ґрунту, см					67,64	72,73	77,81	82,86	87,93	93,00	98,07	103,14

Продовження таблиці 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Різниця між горизонталями, см					5,09	5,08	5,05	5,07	5,07	5,07	5,07	5,07
Спрощена формула максимальної глибини промерзання ґрунту, $h_{гл.пр.,X}$, см, на висоті горизонталі, H_X , м: $h_{гл.пр.,X} = 0,02536H_X + 62,57$, см												
Максимальна глибина промерзання ґрунту, обчислена за спрощеною формулою, см					67,64	72,71	77,81	82,86	87,93	93,00	98,07	103,14
Різниця обчислень: чисельник в см, знаменник в %					$\frac{0}{0}$	$\frac{-0,02}{-0,02}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$

Таблиця 3

Результати обчислень середніх висот снігового покриву на висотах горизонталей топографічних карт гірських районів Львівської області і прилеглої території Польщі за спрощеною формулою

№ п/п	Назва на-прямків, висоти станцій над рівнем Балтійсь-кого моря, м	Різниця висот, м	Середня висота снігово-го покриву, см	Різниця серед-ніх ви-сот сні-гового покриву, см	Висоти горизонталей, м Середня висота снігового покриву, см							
					200	400	600	800	1000	1200	1400	1600
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.	Стрий – 301,5 м – Плай – 1330 м	1028,5	$\frac{28}{62}$	34,0	24,64	31,25	37,74	44,47	51,09	57,70	64,31	70,92
2.	Турка – 557 м – Ужоцький перевал – 852 м	295,0	$\frac{36,1}{48,0}$	11,9	21,69	29,76	37,83	45,90	53,97	62,03	70,10	78,17

Продовження таблиці 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
3.	Славське – 592 м – пер.Бескид – 974 м	382,0	$\frac{37,8}{50,2}$	12,4	25,07	31,56	38,16	44,55	51,04	57,53	64,02	70,52
4.	Стрий – 301,5 м – пер.Руський шлях – 1217 м	915,0	$\frac{28}{58,2}$	30,2	24,65	31,24	37,84	44,44	51,04	57,63	64,23	70,83
5.	Славське – 592 м – пер.Латірський – 837 м	245,0	$\frac{37,8}{45,4}$	7,6	25,64	31,84	38,04	44,25	50,45	56,66	62,86	69,06
6.	Стрий – 301,5 м – Середньо-Верецький пер. – 839 м	537,5	$\frac{28}{45,4}$	17,4	24,71	31,18	37,66	44,13	50,61	57,08	63,56	70,03
Середня із 6-ти напрямків середня висота снігового покриву, см					24,40	31,13	37,87	44,62	51,36	58,10	64,84	71,58
Різниця між горизонталями, см					6,73	6,74	6,75	6,74	6,74	6,74	6,74	6,74
Спрощена формула середньої висоти снігового покриву, $h_{\text{середн. вис. сніг. п. н., X}}$, см, на висоті горизонталі, H_X , м: $h_{\text{середн. вис. сніг. п. н., X}} = 0,0377H_X + 17,66$, см												
Середня висота снігового покриву, обчислена за спрощеною формулою, см					24,40	31,14	37,87	44,62	51,36	58,10	64,84	71,58
Різниця обчислень: чисельник в см, знаменник в %					$\frac{0}{0}$	$\frac{+0,01}{+0,01}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$

Висновки. 1. Виведені спрощені формули дають можливість обчислити максимальну глибину промерзання ґрунту і середню висоту снігового покриву в будь-якій точці, для якої відома висота над рівнем Балтійського моря.

2. Дані параметри застосовують для проектування і будівництва будівель і споруд при закладенні фундаментів і прокладанні інженерних мереж на даних територіях.

3. Запропоновану методику рекомендовано використати при корегуванні державних будівельних норм і правил для Карпат

1. Бабиченко В.Н. Климат Ужгорода [текст] / В.Н. Бабиченко – Л.: Гидрометеоиздат, 1991. – 190с.

2. Кінаш Р.І. Районування території Закарпатської області за максимальною глибиною ґрунту / Р.І. Кінаш, Я.С. Гук – Збірник наукових праць “Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”. – Рівне. - 2011. – С.651-655.

3. ДСТУ НБ В.1.1-21:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Будівельний стандарт України. – К.: 2010. – 55с.

4. Закарпатська область. Загальногеографічна карта м-б 1:250 000 / – К.: АГП. – 2006. – 1 лист.

5. Гук Я.С. Дослідження максимальної глибини промерзання ґрунту для території Українських Карпат в межах Чернівецької області / Я.С. Гук – Збірник наукових праць Українського інституту сталіх конструкцій ім.В.М.Шимановського. – Київ. – Вип.16. – 2015. – С.31-40.

6. Гук Я.С. Методика районування території Закарпатської області за максимальною глибиною промерзання ґрунту / Я.С. Гук. – Збірник наукових праць Потавського національного технічного університету. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава. – Випуск 2 (44). – 2015. – С.42-51.

7. Pichugin S.F. Probabilistic Analysis on Wind Load and Reliability of Structures / S.F. Pichugin // Proc. of the 2 EACWE. Vol. 2. – Genova, Italy, 1997. – P. 1883 – 1890.

8. Районування території Карпат за максимальною глибиною промерзання ґрунту в межах Івано-Франківської області / Гук Я.С., Кінаш Р.І. – Київ. – Будівництво України. №4. – 2017. – С.36-42.

9. СНиП 2.01.01.82 “Строительная климатология и геофизика” – М.: Стройиздат. – 1983. – 136с.

10. Del Corso R. Analysis of exceptional Snow load values for long term observation series in Snow Engineering / del Corso R. – Davos: Proceedings of the fifth international conference on Snow engineering. – 2005. – P.25-27.

1. Babichenko V.N. Klimat Uzhgoroda [tekst] / V.N. Babichenko – L.: Hidrometeoizdat, 1991. – 190s.

2. Kinash R.I. Rayonuvannya teritorii Zakarpatskoyi oblasti za maksimalnoyu hlubunoyu hruntu / R.I. Kinash, Ya.S. Huk – Zbirnik naykovih prats “Resyrsoekonomni materialy, konstruktssii, budivli ta sporudi”. – Rivne. – 2011. – S.651-655.

3. DSTY NB B.1.1-21:2010 Zahist vid nebespechnih heolohichnih protsesiv, shkidlivih ekspluatatsiynih vpliviv, vid pozhezhi. Budivelna Klimatologia. Budivelni standart Ukraini. – K.: 2010. – 55s.



4. Zakarpatska oblast. Zahalnoheohgrafichna karta m-b 1:250 000 / – K.:AHP. – 2006. – 1 list.
5. Huk Ya.C Doslidzhennya maksimalnoyi hlibini promerzannya hruntu dlya teritoriyi Ukrainских Karpat v mezhach Chernivetskoyi oblasti / Ya.S. Huk – Zbirnik naukovich prats Ukrainskoho institutu stalnich konstrukciy im.V.M.Shimanovskoho. – Kiyiv. – Vip.16. – 2015. – S.31-40.
6. Huk Ya.S. Metodika rayonuvannya teritoriyi Zakarpatskoyi oblasti za maksimalnoyu hlibinoyu promerzannya hruntu / Ya.S. Huk. – Zbirnik naukovich prats Poltavskoho nacionalnoho technicnoho universitetu. Seria: Haluzeve mashinobuduvanya, budivnitstvo. – Poltava. – Vipusk 2 (44). – 2015. – S.42-51.
7. Pichugin S.F. Probabilistic Analysis on Wind Load and Reliability of Structures / S.F. Pichugin // Proc. of the 2 EACWE. Vol. 2. – Genova, Italy, 1997. – P. 1883 – 1890.
8. Rayonuvannya teritoriy Karpat za maksimalnoyu hlibinoyu promerzannya hruntu v mezhach Ivano-Frankivskoyi oblasti / Huk Ya.S., Kinash R.I. – Kiyiv. – Budivnitstvo Ukraini. №4. – 2017. – S.36-42.
9. SNUP 2.01.01.82 “Stroitelnaya klimatolohiya i heofizika” – M.: Sroyizdat. – 1983. – 136s.
10. Del Corso R. Analysis of exceptional Snow load values for long term observation series in Snow Engineering / del Corso R. – Davos: Proceedings of the fifth international conference on Snow engineering. – 2005. – P.25-27.





УДК 624.131.54

Національний університет
будівництва
та природокористування

ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ СПОРУД ОГОРОДЖЕННЯ КОТЛОВАНІВ

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ СООРУЖЕНИЙ ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНОВ

NUMERICAL MODELING OF STRUCTURES FENCING EXCAVATIONS

Дворник А.М., м.н.с., Безсалова С.П., провідний інженер, (Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій, м. Київ)

Дворник А.Н., м.н.с., Безсалова С.П., ведущий инженер, (Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций, г. Киев)

Dvornyk A.M., researcher, Bezsalova S.P., lead engineer, (State scientific-research Institute of building constructions, Kiev)

Розглянуто особливості використання 3D-моделювання у розрахунках котлованів, що споруджуються у складних геотехнічних умовах, а також приведено алгоритм їх виконання. Проведено порівняльний аналіз розрахунків, що виконані з використанням 2D та 3D моделей реальних об'єктів. Встановлено переваги 3D моделювання та показано ризики, що виникають при ігноруванні просторових ефектів складних споруд.

Рассмотрены особенности использования 3D-моделирования в расчетах котлованов, сооружаемых в сложных геотехнических условиях, а также приведен алгоритм их выполнения. Проведен сравнительный анализ расчетов, выполненных с использованием 2D и 3D моделей реальных объектов. Установлено преимущества 3D моделирование и показано риски, возникающие при игнорировании пространственных эффектов сложных сооружений.

In this article, the peculiarities of using 3D-modeling in design of foundation pit excavations in complex geotechnical conditions are presented and shown the calculation algorithm. A comparative analysis of calculations performed using 2D and 3D models carried out. There are examples that clearly demonstrate the technical and economic effect of using 3D modeling and shown the risks that arising from ignoring the spatial effects of complex structures.

The numerical model of the structure-soil system should be selected taking into account the most significant factors determining the stress state and deformations of the system elements. In certain cases, especially in cases of dense urban development, one of the most significant factors can be the spatial variability of the structures and the soil base. There is a widely held view that 2D-models are always more "conservative", i.e. the degree of stability is determined with a margin, and that because of technical difficulties, 3D-calculations are irrational. 3D-modeling of asymmetric in the plan and for depth excavations in complex geological conditions and in conditions of dense urban development requires more complex approaches that take into account spatial effects and allow significantly improving the reliability and efficiency of calculations. The article considers situations on the example of real objects, when complex three-dimensional calculations are rational to use. The main criterion for substantiating the need to take into account spatial effects is the comparison of the results of calculations using 2D and 3D models using finite element methods.

Ключові слова:

Котлован, паля, підпірна стіна, система «основа-споруда», метод перемінних коефіцієнтів жорсткості основи.

Котлован, свая, подпорная стена, система «основание-сооружение», метод переменных коэффициентов жесткости основания.

Pit excavation, pile, retaining wall, structure-soil system, variable soil rigidity coefficient method.

Вступ. Створення чисельної моделі системи «основа–споруда» вимагає урахування усіх важливих факторів, що визначають її напружено-деформований стан. Такими факторами є складні інженерно-геологічні умови ділянки, особливості конфігурації та робіт зі спорудження (асиметричність у плані та по глибині, котловани малих розмірів, розробка котлованів захватками), щільна забудова прилеглих території тощо.

Стан питання та задачі дослідження. Проектування підпірних стін огорожень котлованів, а також розрахунки вже існуючих споруд, є важливою складовою у комплексі робіт з науково-технічного супроводу будівництва у складних геотехнічних умовах. Часто проектувальники ігнорують з різних причин переваги 3D моделювання та обмежуються звичними розрахунками за плоскими схемами.

З метою наближення 2D моделювання до реальної роботи просторової споруди вводять в розрахункову модель додаткові граничні умови: навантаження та впливи або коефіцієнти до них. В деяких випадках достовірно визначення цих додаткових даних можна порівняти за складністю та трудомісткістю із розробкою повноцінної 3D моделі. Практика проектування підпірних стін використовує загальновідомі прийоми, що

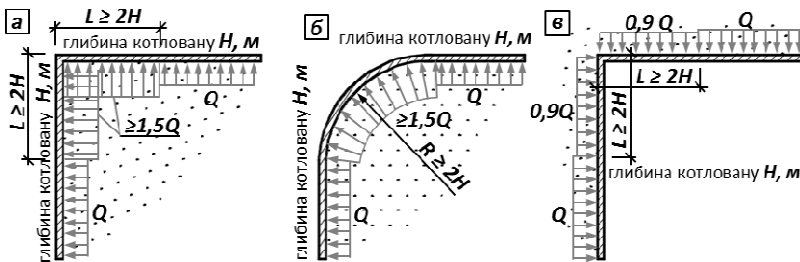


Рис. 1. Принципові схеми урахування форми споруди для визначення навантажень від тиску ґрунту на підпiрну споруду

Альтернативним виходом з ситуації є 3D моделювання, що є технічно досить складним процесом, проте враховує усі важливі просторові ефекти і таким чином дозволяє приймати економічно вигідні та технічно ефективні проектні рішення.

Урахування просторових ефектів конструктивної схеми споруди дає можливість вирішити дві основні задачі:

- максимальне використання потенціалу несучої здатності споруди, зниження запасів до прийнятних значень;
- виключення помилок проектування, що спричинені невідповідністю напружено-деформованого стану конструкцій, визначеного на підставі розрахунків 2D моделей, їх реальному стану.

Методика досліджень. Алгоритм проектування споруд огорожень котлованів з використанням 3D моделювання:

Етап 1. Аналіз вихідних даних, визначення характерних розрахункових перерізів (залежно від ступеня мінливості у будові ґрунтів та їх параметрів).

Етап 2. Розрахунки з визначення основних параметрів огороження котловану у першому наближенні (довжина, діаметр та крок паль тощо). Для складних випадків визначають розрахункову залежність «тиск–переміщення» при різних деформаціях стіни у конкретних ґрунтових умовах.

Етап 3. Аналіз конструктивної схеми підземної частини будівлі. Визначення конфігурації та геометричних параметрів огороження.

Етап 4. Розробка просторової моделі системи «основа–споруда», проведення спільного розрахунку системи та визначення основних технічних параметрів напружено-деформованого стану її елементів; оцінка впливу просторових ефектів на напружено-деформований стан конструкцій шляхом порівняння результатів 3D та 2D розрахунків характерних перерізів (етап 1); попередній аналіз отриманих результатів та прийняття рішення про необхідність коригування прийнятих в першому наближенні параметрів конструкцій (етап 2); Аналіз деформованої схеми споруди та за необхідності

коригування навантажень від тиску ґрунту відповідно до визначених раніше залежностей «тиск–переміщення» (етап 2). Можливі ситуації, коли внаслідок перерозподілу напружень на окремих ділянках потрібно збільшити глибину занурення, діаметр чи крок паль, на інших ділянках, навпаки, прийняті попередні параметри конструкцій ведуть до значних запасів і, відповідно, можуть бути відкориговані.

На ділянках, де просторові ефекти не мають значного впливу, результати розрахунків практично збігаються з результатами 2D моделювання (з етапу 2). Шляхом послідовних ітерацій за декілька кроків отримуємо оптимальну врівноважену просторову конструктивну систему, усі елементи якої використовуються з максимальною ефективністю.

Спільна робота основи та споруди враховується використанням чисельної контактної моделі з використанням методу скінченних елементів і моделі суцільного середовища. Основною є контактна модель, що враховує взаємодію конструкцій споруди з основою на контактній поверхні «споруда–ґрунт», проте напружено-деформований стан масиву ґрунту не розглядається. Модель суцільного середовища є допоміжною, розглядається споруда та навколишній масив ґрунту у межах області розрахунку та виконується аналіз їх спільного напружено-деформованого стану. Використовується для визначення розрахункової залежності «тиск–переміщення» при різних деформаціях стіни в конкретних ґрунтових умовах. У чисельній моделі суцільного середовища використовується пружно-пластична модель ґрунту, що зміцнюється. У контактних чисельних моделях використовується метод перемінного коефіцієнта жорсткості ґрунтової основи. Розподіл напружень в ґрунті описується з використанням моделі Фусса–Вінклера. Залежність «напруження–деформація» описується з використанням ідеально пружно-пластичної моделі з граничною поверхнею, що визначається критерієм Мора–Кулона. Розрахунок виконується ітераційним способом, кожен крок супроводжується перевіркою стійкості основи за умови обмеження розрахункового тиску σ_z , що чиниться на ґрунт бічними поверхнями паль.

Результати досліджень. Проведено порівняльний аналіз 2D та 3D моделювання у геотехнічних розрахунках. Для виявлення невідповідностей при розрахунках плоских та просторових моделей розглянемо три приклади, що відображають урахування просторових ефектів за певних умов: приклад 1 – складна конфігурація споруди у плані та по глибині, приклад 2 – використання в одній споруді конструкцій з різними жорсткісними геометричними параметрами, приклад 3 – складні інженерно-геологічні умови з високим ступенем змінюваності характеристик ґрунтів в основі споруди. У якості критерію для співставлення результатів розрахунків обрано наступні: горизонтальні переміщення конструкцій та загальна деформована схема, зусилля у конструкціях та напруження у масиві ґрунту основи.



Приклад 1. Схема котловану складної конфігурації глибиною від 5,0 до 8,0 м (Н) представлена на рис. 2. Інженерно-геологічні умови в межах даної ділянки є однорідними. 2D розрахунки (в лінійній постановці, за плоскими схемами) виконано для характерних перерізів стіни огороження котловану: з висотою підпору ґрунту Н=8 м (на ділянках А–Д, усього 100 палів) та Н=5 м (ділянка Е, усього 33 палі). Отримані у результаті 2D розрахунків епюри згинальних моментів та горизонтальних переміщень приведені на рис.2. Розрахунковий момент у палях Ø800 мм (ділянки А–Д) становить М=1058 кНм, переміщення верху палів – Уверх=133 мм, переміщення в рівні дна котловану – Удно=38 мм. Розрахунковий момент у палях Ø600 мм (ділянка Е) – М=286 кНм, переміщення верху палів – Уверх=55 мм, переміщення в рівні дна котловану – Удно=18 мм. Описана вище картина напружено-деформованого стану очевидно характерна для середнього перерізу лінійної ділянки стіни огороження котловану достатньої протяжності. Наприклад, 2D розрахунки стіни будуть справедливими: для палів Ø800 мм – на середній частині ділянки Г, для палів Ø600 мм – для середньої частини ділянки Е. На інших ділянках огороження отримана по 2D розрахунками картина напружено-деформованого стану є абсолютно нереальною, оскільки конфігурація ростверку, що об'єднує голови палів, змінює схему роботи палів та не дозволяє розвитку таких деформацій.

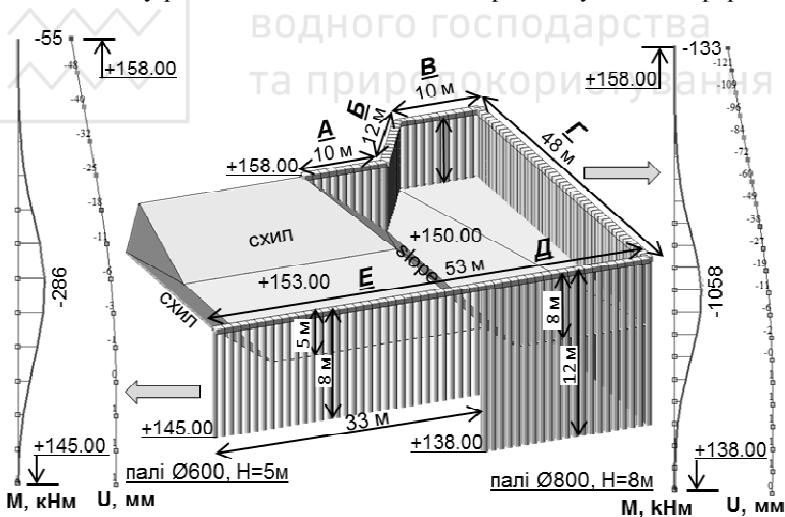


Рис.2. Схема огороження котловану. Результати розрахунків 2D моделі: епюри горизонтальних переміщень (U) та згинальних моментів (M) у палях (приклад 1)

На рис.3 представлено результати розрахунку 3D моделі стіни огороження котловану з об'єднанням голів палів монолітним залізобетонним ростверком 1000×600(h) мм. Максимальні абсолютні значення деформацій та згинальних моментів змінюються порівняно незначно. Максимальні

переміщення: для палей Ø800 мм – зменшилися на 15 % від 133 мм до 103 мм, для палей Ø600 мм – збільшилися на 23 % від 55 мм до 68 мм (на межі ділянок Д та Е); максимальні згинальні моменти: для палей Ø800 мм – зменшилися на 11 % від 1058 кНм до 939 кНм, для палей Ø600 мм – збільшилися на 20 % від 286 кНм до 344 кНм (на межі ділянок Д та Е). Якщо обмежитися порівнянням максимальних значень, то складається помилкове враження про те, що врахування спільної роботи просторової моделі не призводить до суттєвих змін результатів. Однак характер розподілу значень зусиль та деформацій на окремих ділянках стіни відрізняється від епюру, що отримані із 2D розрахунків. Розглянемо більш детально, які саме зміни відбуваються на окремих ділянках. На ділянках А, Б та В переміщення становлять від 5 до 35 мм (-75%), моменти не перевищують 410 кНм (-60%). На ділянці Г переміщення становлять від 9 до 113 мм (-15...-90%), моменти знаходяться в діапазоні значень 255...939 кНм (-11...-75%). На ділянці Д переміщення становлять від 9 до 68 мм (-50...-90%), моменти знаходяться в діапазоні значень 278...627 кНм (-41...-74%). На ділянці Е переміщення складають від 25 до 68 мм (-55...+24%), моменти знаходяться в діапазоні значень 180...344 кНм (-37...+20%). На окремих ділянках крім зміни значень моментів також змінюються обриси епюри по довжині палі. Просторовий ефект на ділянках Г та Е зникає починаючи з відстані >2Н від краю ділянки та в центральній частині практично повністю відсутній. На інших ділянках, довжина яких значно менше 4Н, просторові ефекти проявляються особливо чітко.

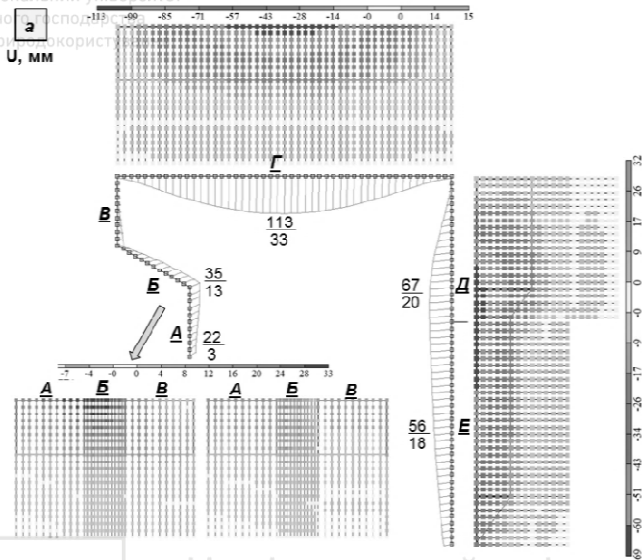
В даному конкретному випадку 3D розрахунок в порівнянні з 2D розрахунком при проектуванні стіни огороження має наступні переваги:

- на ділянках А, Б та В (усього 32 палі) довжину палей допускається зменшити на 2,0 м, розрахункова площа армування може бути зменшена на 40% (або збільшений крок палей з 1,0 до 1,3 м);
- на ділянці Г (усього 49 палей) розрахункова площа армування 20 палей (по 10 палей з обох країв межі ділянки) може бути зменшена на 45%;
- на ділянці Д (усього 20 палей) розрахункова площа армування палей може бути зменшена на 40%, крок 10 палей, що розташовані ближче до ділянки Е, може бути збільшений від 1,0 до 1,3 м;
- на ділянці Е (усього 33 палей) розрахункова площа армування палей повинна бути збільшена на 35% для 14 палей з краю, що межує з ділянкою Е; у ростверку, що об'єднує голови палей, виникають значні зусилля, що необхідно враховувати при проектуванні.

Таким чином 3D моделювання системи «основа–споруда» дає відчутний економічний ефект та дозволяє виключити помилки у проектуванні, що пов'язані з недостатньою несучою здатністю конструкцій на окремих локальних ділянках.



Національний університет
водного господарства
та природокористування



б
М, кНм

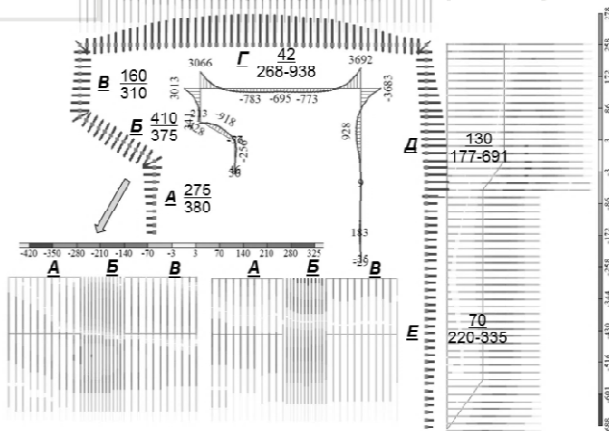


Рис.3. Результати розрахунків 3D моделі: епюри горизонтальних переміщень (U) та згинальних моментів (M) у палях підпірної стіни огороження котловану (приклад 1)

Приклад 2. Розглянемо споруду огороження котловану, частина паль якої функціонують як фундаменти споруджуваного об'єкта (рис. 4).

У зв'язку з цим використовуються палі різної довжини. Під кожену колону будівлі передбачено по дві палі $\varnothing 800$ мм, $L=22$ м, інші палі прийняті $\varnothing 600$ мм, $L=12$ м, крок паль – 1,0 м. Проведено комплекс розрахунків зі створенням повномірної 3D моделі системи «основа-споруда» та 2D розрахунки для двох перерізів огороження котловану. Епюри згинальних моментів (M) та горизонтальних переміщень (U), що отримані в результаті розрахунків 2D та 3D моделей наведені на рис. 5.

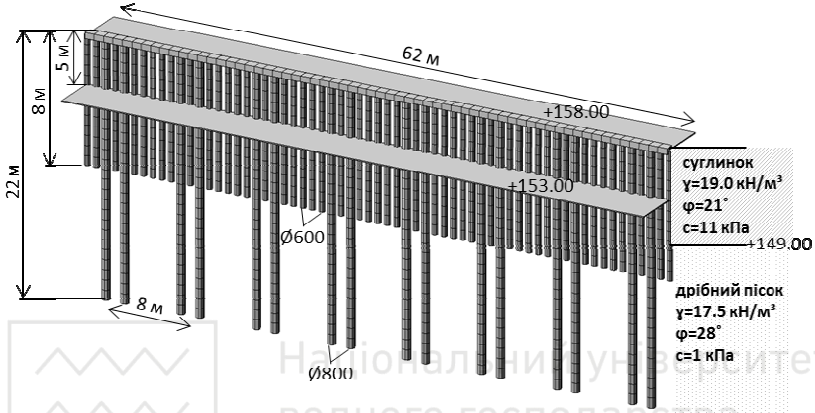


Рис.4. Схема споруди огороження котловану підпірною стіною, частина паль якої слугує фундаментом будівлі. Прив'язка до геологічної будови (приклад 2)

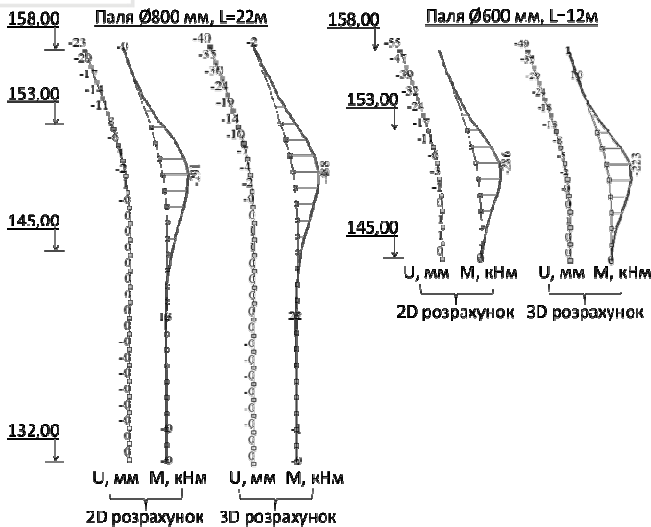


Рис.5. Результати розрахунків 2D та 3D моделей: епюри горизонтальних переміщень (U) та згинальних моментів (M) у палях $\varnothing 800$ та $\varnothing 600$ мм (приклад 2)



Розрахунковий момент в палях Ø800 мм становить $M=291$ кНм, переміщення верху палі $U=23$ мм; в палях Ø600 мм – $M=286$ кНм, $U=55$ мм. При врахуванні просторової жорсткості споруди відбувається суттєвий перерозподіл навантажень і напружено-деформований стан конструкцій змінюється наступним чином: в палях Ø800 мм розрахунковий момент збільшується на 68% до $M=488$ кНм, переміщення збільшуються на 73% до $U=40$ мм; в палях Ø600 мм розрахунковий момент зменшується на 23% до $M=223$ кНм, переміщення зменшуються на 27% до $U=40$ мм.

Просторовий ефект однаково проявляється на всій довжині ділянки стіни огороження котловану, при цьому відстань між ділянками паль з різною довжиною, що чергуються між собою становить не більше H (глибина котловану). У даному випадку основна перевага 3D розрахунків у підвищенні надійності у проектуванні, 3D розрахунок дозволяє врахувати додаткові значні зусилля, що виникають у палях в умовах просторової роботи споруди.

Приклад 3. Розглянемо конструкцію огороження котловану об'єкту, що проектується у складних інженерно-геологічних умовах (рис. 6, 7). Ділянка будівництва характеризується: неоднорідністю залягання ґрунтів з різними характеристики міцності та деформативності, зсувами ґрунтів та ерозією схилів поверхневими водами. Для утримання ґрунтів висотою 10 м було запроєктовано дворядну підпірну стіну із бурових паль. 2D розрахунки виконані для перерізу по середині котловану (з найбільш несприятливими ґрунтовими умовами). Результати розрахунків свідчать про те, що прийняті параметри паль не забезпечують необхідної несучої здатності (згинальний момент в палі досягає $M=1238$ кНм, переміщення – $U=255$ мм). У зв'язку з цим було прийнято рішення про використання потенціалу несучої здатності ґрунтів за межами котловану (з кращими характеристиками), та реалізовано за рахунок подовження підпірної стіни за межі ділянки котловану (рис. 7).

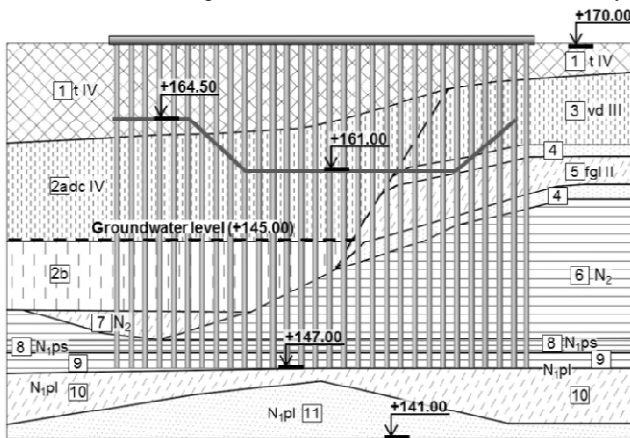


Рис.6. Схема огороження котловану підпірною стіною із паль.
Посадка на інженерно-геологічний розріз (приклад 2)

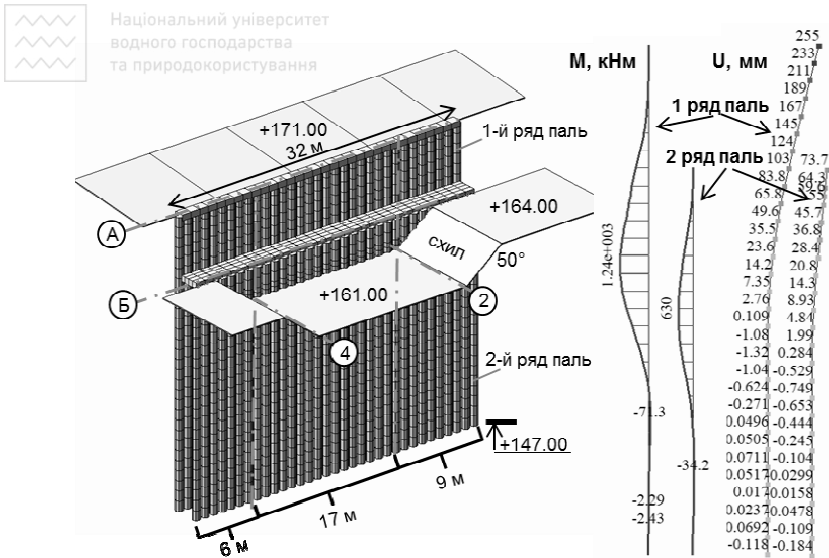


Рис.7. Схема огородження котловану. Результати розрахунків 2D моделі; епюри горизонтальних переміщень (U) та згинальних моментів (M) у пальях (приклад 2)

Довжина ділянок подовження підпірної стіни з обох боків підібрана за допомогою просторового розрахунку 3D моделі таким чином, щоб максимальні деформації стіни не перевищували 15 см, а згинальні моменти забезпечували несучу здатність паль $\varnothing 800$ мм. При врахуванні просторової жорсткості споруди відбувається суттєвий перерозподіл навантажень та зміни напружено-деформованого стану конструкцій. Розрахунковий момент зменшується на 25 % – $M=916$ кНм, переміщення зменшуються на 45% – $U=138$ мм (рис. 8). Просторовий ефект однаково проявляється на всій довжині ділянки стіни огородження, ширина котловану не перевищує 2Н.

У даному випадку основна перевага 3D розрахунку порівняно з 2D полягає в наступному: в умовах, коли проектувальник обмежений у виборі конструктивної схеми стіни (в тому числі у виборі діаметрів паль), використання потенціалу просторової жорсткості споруди дозволяє істотно підвищити його стійкість та несучу здатність.

У наведених прикладах ми розглянули випадки, коли 3D розрахунки дозволяють оптимізувати та покращити проектні рішення. Як показує практика сучасного будівництва, досить часто на одному об'єкті водночас зустрічаються декілька ускладнюючих факторів: складні інженерно-геологічні умови, схили, особливості процесу розробки котловану та складна конфігурація споруд тощо. У таких випадках 3D моделювання є невід'ємною частиною проектування. Прикладами таких об'єктів можуть служити багатофункціональні споруди, що одночасно є захистом від зсуву,

огороженням котловану та фундаментами споруджуваних комплексів. (рис. 9). Це реальні об'єкти, що на даний момент реалізуються на будівництвах м. Києва, при розробці проектних рішень даних споруд було виконано комплекс розрахунків з використанням 2D та 3D моделювання.

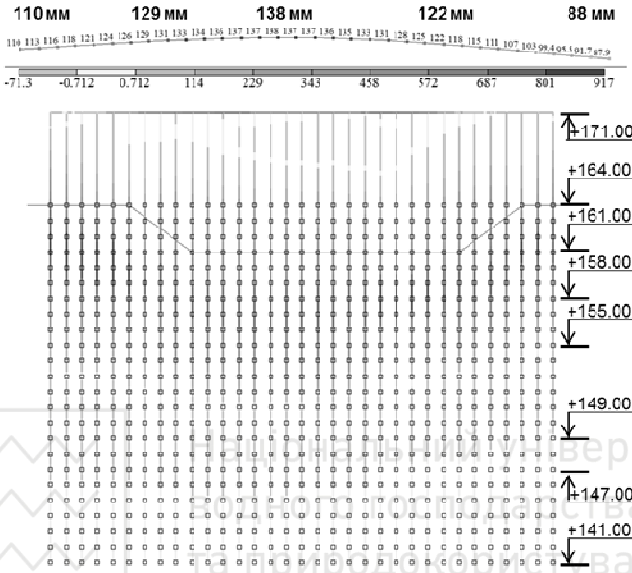


Рис.8. Результати розрахунків 3D моделі: епюри горизонтальних переміщень (U) та згинальних моментів (M) у палях підпірної стіни (приклад 2)

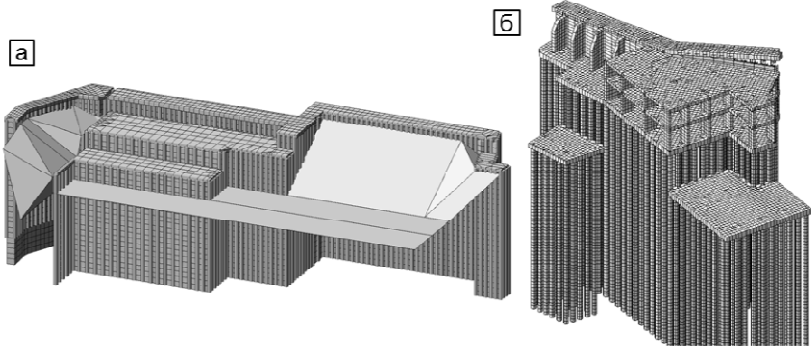


Рис. 9. Багатофункціональні споруди, що слугують водночас захистом від зсуву, огороженнями котлованів та фундаментами новобудов

Висновки. У статті акцентовано увагу на необхідності та важливості використання 3D моделювання для розрахунків котлованів в складних геотехнічних умовах. Розглянуто конкретні приклади ускладнюючих

факторів, не врахування яких призводить як до зайвих запасів по стійкості та міцності стіни, так і до небезпечних помилок у проектуванні. Загалом, підсумувавши результати розрахунків численних об'єктів можна виділити деякі параметри котловану, за яких 3D моделювання з великою ймовірністю матиме відчутний економічний та технічний ефект:

- котловани складної конфігурації, з довжиною лінійних ділянок не більше 4Н;
- технологія розробки котловану передбачає використання захваток довжиною до 2Н, а також суміжних ділянок різної глибини при $H1/H2 > 2$;
- просторова жорсткість суміжних конструкцій стіни огороження змінюється більш ніж у 2 рази на ділянці довжиною $L < 2Н$;
- коефіцієнт мінливості механічних властивостей ґрунтів $K > 2$ на ділянках довжиною до 2Н.

Остаточне рішення про використання 3D моделювання завжди залежить від особливостей конкретного об'єкта, поставленого завдання та наявних у розпорядженні ресурсів. Потрібен індивідуальний підхід, особливості взаємодії споруди огороження котловану і ґрунтової основи є різноманітними і кожен випадок заслуговує окремого розгляду.

1. Методические рекомендации по расчету и проектированию свайно-анкерных сооружений инженерной защиты автомобильных дорог. Отраслевой дорожный методический документ. ОДМ 218.2.026-2012. – РОСАВТОДОР, 2015. – 17-21 с.
2. Методические рекомендации по проектированию и расчету подпорных стен из буронабивных свай. – Киевский отдел ВНИГС, 1984. – 8-24 с.
3. Маций С. И. Противооползневая защита. Монография – Краснодар: АлВидизайн, 2010. – 97-202 с.
4. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. Практическое пособие по проектированию зданий и подземных сооружений в условиях плотной городской застройки – Санкт-Петербург, Стройиздат Северо-Запад, Геореконострукция, 2010. – 119-133 с.

1. Metodicheskie rekomendacii po raschetu i proektirovanie svaino-ankernyh sooruzheniy injenernaya zaschity avtomobilnyh dorog. Otrasevoi dorojniy metodicheskiy dokument. ODM 218.2.026-2012 // Moskva: ROSAVTODOR, 2015 – 17-21 с.
2. Metodicheskie rekomendacii po proektirovaniyu i raschetu podpornih sten iz buronabivnih svai // Kiev: Kievskiy otdel VNIIGS, 1984 – 8-24 с.
3. Maciy S.I. Protivoopolznevaya zaschita. Monografiya // Krasnodar, Al-Vi design, 2010 – 97-202 с.
4. Ulickiy V.M., Shashkin A. G., Shashkin K.G. Geotehnicheskoe soprovjodnie razvitiya gorodov. Prakticheskoe posobie po proektirovaniyu zdaniy i podzemnyh sooruzheniy v usloviyah plotnoi gorodskoi zastroiki – Sankt-Peterburg, Stroyizdat Severo-Zapad, Georekonstrukciya, 2010 – 119-133 с.

ПІДВИЩЕННЯ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ СТАРОЇ ЗАБУДОВИ

INCREASING THE SEISMIC RESISTANCE OF CIVIL BUILDINGS OF THE OLD BUILDING

Дорофєєв В.С., д.т.н., проф. ORCID org / 0000 – 0002 – 2412 – 4134

Пушкар Н.В., к.т.н., доц. (Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)

Dorofeev V.S., Doctor of Technical Sciences, Professor ORCID org / 0000 – 0002 – 2412 – 4134, **Pushkar N.V., Candidate of Technical Sciences, Lecturer** (Odessa State Academy of Building and Architecture, Odessa)

Розглянуті характерні пошкодження будівельних конструкцій у зв'язку з великим терміном експлуатації, встановлені основні причини руйнування несучих конструкцій громадських будівель в Одеському регіоні і запропоновані методи підвищення сейсмостійкості будівель, забудованих без урахування дії сейсмічних впливів.

An investigation of the technical condition of civil buildings of old building in Odessa has shown that the greatest damages from seismic loads getting the external and internal walls, partitions and pillars. The greatest damages occur in the walls as vertical and inclined cracks, indicating uneven precipitation of buildings from the action of horizontal and vertical components of seismic loads.

The Odessa region is characterized by loess soils, which belong to the III and IV categories by seismic properties. They have large nonlinear properties, which leads to changes in the forms and spectra of seismic waves in soil layers. In the case of intense seismic influences, the geological properties of soils can change, which may have an influences, for example, with the displacement of groundwater. Therefore, in seismic designing and reconstruction of buildings and structures in the Odessa region, it is necessary to conduct detailed research on the resonant properties of soils, regardless of the number of floors and complexity of the building in plan of. When reinforcing the buildings characterized by extremely uneven distribution of masses and stiffnesses both in plan and in height it is necessary to achieve a more even distribution of them, when choosing combinations and methods of amplification. In the structural design of the building it is recommended to introduce new walls-diaphragms or vertical beam-ties.

Пошкодження, будівлі, руйнування, посилення, впливи, сейсмостійкість.
Damage, building, destruction, gain, impact, seismic resistance.

Вступ

При обстеженні технічного стану громадських будівель старої забудови в м. Одесі, побудованих в першій половині минулого століття, виникають задачі поновлення несучої здатності і підвищення сейсмостійкості будівель. В науково-дослідному інституті фундаментальних і прикладних досліджень Одеського національного морського університету створена група, яка займається обстеженням житлових, громадських будівель і пам'яток архітектури, їх технічного стану, розробкою пропозицій по посиленню, подальшій експлуатації і підвищенню їх сейсмостійкості у зв'язку з введенням в дію нових державних норм [1].

Аналіз останніх досліджень

Дослідження технічного стану громадських будівель на підставі діючих— нормативних документів [2] показали, що найбільші пошкодження отримують зовнішні і внутрішні стіни, перегородки і стовпи, які потребують посилення. Аналіз та узагальнення проведених раніше досліджень [3,4], власний досвід обстеження будівель показали, що найбільші пошкодження виникають в стінах у вигляді вертикальних і похилих тріщин, які свідчать про нерівномірні осадки будівель, також від дії горизонтальної і вертикальної складових сейсмічних навантажень (рис. 1, 2).



Рис. 1. Руйнування зовнішньої стіни.



Рис. 2. Руйнування внутрішньої стіни.

Значна увага при обстеженні громадських будівель приділяється розробці рекомендацій і питанням забезпечення надійності експлуатації [5].

Постановка мети і задач досліджень. Мета роботи – підвищення сейсмостійкості громадських будівель старої забудови і запровадження методів оцінювання і діагностики в практику проектування.

Для досягнення поставленої мети задачами досліджень є:

1. Виявлення основних причин руйнування громадських будівель за умови впливу просідаючих ґрунтів і дії сейсмічних навантажень.
2. Надання обґрунтованих рекомендацій з визначення стану будівель в умовах дії сейсмічних навантажень.
3. Розробка пропозицій щодо поновлення громадських будівель і надання надійних методів посилення несучих конструкцій.

Методика досліджень. Методикою досліджень є вивчення та аналіз результатів відомих теоретичних і експериментальних досліджень, висвітлених у відкритих літературних джерелах з урахуванням чинних в Україні нормативних документів.

Результати досліджень. За останні роки в м. Одесі у 1977 і 1986 роках спостерігалися землетруси магнітудою 7.2 і 7.0 з епіцентром в Карпатських горах і з магнітудою 4.5 з епіцентром біля острова Зміїний.

Ці землетруси мали значний вплив на житлові і громадські будівлі у зв'язку з тим, що фундаменти будівель розташовані на лесових ґрунтах і рівень підземних вод досить високий. При цьому громадські будівлі зазнають вплив сейсмічних навантажень як горизонтальних, так і вертикальних.

Ґрунти III і IV категорій по сейсмічним властивостям мають великі нелінійні характеристики, які проявляються по-різному в залежності від інтенсивності і частотного складу сейсмічних впливів. Нелінійна поведінка ґрунту приводить до зміни, деколи суттєвої, форм і спектрів сейсмічних хвиль у шарах ґрунтів. Резонансні частоти ґрунтів залежать від інтенсивності впливів і, при достатньо сильних землетрусах, можуть відрізнитися від значень, визначених по записам сейсмічного шуму чи слабких подій. При інтенсивних сейсмічних впливах змінюються геологічні властивості ґрунтів, що може мати зв'язок, наприклад, з переміщенням ґрунтових вод, розривом структурних зв'язків між частками ґрунтів та іншими явищами.

Ґрунтові умови більшості будівельних майданчиків м. Одеси характеризуються широким частотним діапазоном вірогідного резонансного посилення. Тому при сейсмічному проектуванні і реконструкції будівель і споруд в Одеському регіоні необхідно проводити детальні дослідження резонансних властивостей ґрунтів незалежно від кількості поверхів і складності будівлі в плані, тому що власні частоти коливань як для одноповерхових, так і для багатоповерхових будинків розташовані у частотному діапазоні, в якому виникають найбільші зусилля коливань ґрунтів майданчиків.

Розглянемо посилення будівель з цегляними стінами, пошкодження яких наведені на рис. 1, 2. В таких будинках посиленню підлягають [6]:

- стіни та їх елементи;
- при відстанях між поперечними стінами більше вимог [1] в будинках влаштовують додаткові поперечної рами чи стіни, під які проектують фундаменти, жорстко пов'язані з базовими;
- дерев'яні перекриття і покриття зі зміною їх на монолітні залізобетонні;
- перегородки з цегляної кладки, гіпсобетонні;
- стрічкові фундаменти з бутової та цегляної кладки, бутобетонні та бетонні (пошкоджені та при малій міцності). При недостатній несучій здатності збільшуються ширина підшви та глибина закладання фундаментів.

При посиленні зовнішніх і внутрішніх стін (рис. 1, 2) влаштовують односторонні та двосторонні залізобетонні обойми, наведені на рис. 3, 4.

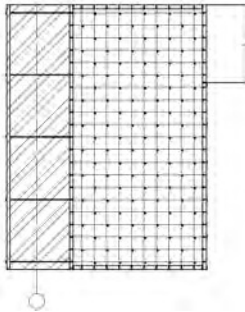


Рис. 3. Посилення зовнішніх стін.



Рис. 4. Посилення внутрішніх стін і перегородок.

При посиленні перегородок і перетворенні їх у діафрагму жорсткості з обох сторін в місцях примикання до стін на всю висоту будівлі встановлюють металеві кутики з пропуском крізь перекриття до фундаментів і прикріпленням анкерами до стіни і фундаментів. При посиленні зовнішніх стін анкери вбивають насухо під кутом 0-45°. При примиканні до перекриття також з двох сторін встановлюють металеві кутики того ж розміру, що і вертикальні. Крок стяжних болтів – не більше 100 см. Між кутиками влаштовують перехресні діагональні зв'язки з кутиків, які зварюванням з'єднують з контурними металевими елементами і з перегородкою стяжними болтами. Перегородку замоноличують бетоном по сітці. Клас бетону і характеристики сітки визначають розрахунком перегородки сумісно з металевими елементами на величину горизонтального навантаження від розрахункового сейсмічного впливу.

При посиленні будівель характерний вкрай нерівномірний розподіл мас і жорсткостей як у плані, так і по висоті. У зв'язку з цим при виборі комбінацій і способів посилення необхідно добиватися більш рівномірного розподілу мас і жорсткостей в плані і по висоті будівлі. В конструктивну схему будівлі рекомендується вводити нові стіни-діафрагми чи вертикальні зв'язки-балки.



1. При проектуванні і реконструкції громадських будівель у складних інженерно-геологічних умовах необхідно враховувати вимоги [1], які дозволятимуть забезпечити ефективну і довговічну роботу будівельних конструкцій.

2. При сейсмічному проектуванні і реконструкції будівель і споруд необхідно проводити детальні дослідження резонансних властивостей ґрунтів незалежно від кількості поверхів і складності будівлі в плані.

3. При виборі комбінацій і способів посилення стін, перегородок і фундаментів необхідно добиватися більш рівномірного розподілу мас і жорсткостей в плані і по висоті будівлі, тому в конструктивну схему будинків необхідно вводити стіни-діафрагми чи вертикальні зв'язки-балки.

1. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України – К.: Мінрегіон України, 2014. – 110 с.

2. ДСТУ-Н.Б.В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. Київ, ДП "УкрНДЦ", надано чинність з 01.04.2017 р.

3. Погосян В.В. Опыт усиления зданий комплексной конструкции старой застройки // Будівельні конструкції, 2006. – вип. 64. – С. 440-445.

4. Ашимбаев М.У. Усиление жилых и общественных зданий в сейсмических районах при капитальном ремонте и реконструкции / М.У.Ашимбаев, А.С.Таубаев, Г.М.Лободрыга // Будівельні конструкції, 2006. – вип. 64. – С. 671-675.

5. ДБН В.1.2-14:2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіон України, 2009. – 32 с. 6. Дорофеев В.С. Диагностика, оценка и методы обследования / В.С.Дорофеев, В.А.Лысенко, В.Г.Суханов. – Одесса: Оптимум, 2005. – 193 с.

1. DBN V.1.1-12:2014. Budivnytstvo v sejsmichnyh rajonah Ukrainy – K.: Minreghion Ukrainy, 2014. – 110 p.

2. DSTU-N.B.V.1.2-18:2016. Nastanova shchodo obstezhennja budivelj i sporud dlja vyznachennja ta ocinky jih tekhnichnogho stanu. Kyjiv, DP "UkrNDC", nadano chynnostj z 01.04.2017 y.

3. Pogosjan V.V. Opyt usilynja zdanyj kompleksnoj konstrukcyu staroj zastrojky // Budiveljni konstrukciji, 2006. – vyp. 64. – P. 440-445.

4. Ashymbaev M.U. Usylenye zhylyh i obshhestvennyh zdanyj v sejsmycheskyh rajonah pri kapytalnom remonte i rekonstrukcyu / M.U.Ashymbaev, A.S.Taubaeв, G.M.Lobodryga // Budiveljni konstrukciji, 2006. – vyp. 64. – P. 671-675.

5. DBN V.1.2-14:2009. Zagaljni pryncypy zabezpechennja nadijnosti ta konstruktyvnoji bezpeky budivelj, sporud, budiveljnyh konstrukcij ta osnov. – K.: Minreghion Ukrainy, 2009. – 32 p. 6. Dorofeev V.S. Dyaghnostyka, ocenka i metody obsledovanyja / V.S.Dorofeev, V.A.Lysenko, V.G.Suhanov. – Odessa: Optimum, 2005. – 193 p.



УДК 624

Национальний університет
застосованого господарства
та природокористування

WYBRANE ZAGADNIENIA BUDYNKÓW GŁĘBOKO POSADOWIONYCH W DUŻYCH AGLOMERACJACH MIEJSKICH

ОКРЕМІ ПРОБЛЕМИ ГЛИБОКО РОЗМІЩЕНИХ БУДИНКІВ У ВЕЛИКИХ МІСЬКИХ АГЛОМЕРАЦІЯХ

SELECTED ISSUES OF DEEP FOUNDATION STRUCTURES CONSTRUCTED IN URBAN AREAS

Marek Dohojda orcid.org/0000-0003-0382-805X, **Joanna Witkowska – Dobrev**
orcid.org/0000-0001-6613-5037, **Piotr Osiński**² orcid.org/0000-0003-1503-7650
(Szkola Główna Gospodarstwa Wiejskiego)

Марек Дохойда, Йоанна Вітковска-Добрев, Пьотр Осіньскі (Варшавський
університет природничих наук)

W niniejszej pracy podjęto tematykę wielostanowiskowych garaży podziemnych, a także złożonych problemów inżynierskich, powstałych podczas ich projektowania i realizacji. Ponadto dokonano analizy wybranych problemów w trakcie projektowania garaży jak również podczas realizacji inwestycji.

У даній роботі піднята проблема багатомісних підземних гаражів. Вказано на складність вирішення інженерних питань, що виникають під час проєктування та будівництва таких об'єктів. Крім того, здійснено аналіз окремих проблем, пов'язаних з процесом проєктування підземних гаражів й під час реалізації їх інвестування.

The aim of the present article is to study complex engineering problems arising in design and implementation of multi-storey underground car park. In addition, selected design and construction challenges as well as during the investment execution of the structure were analysed.

Słowa kluczowe: garaż wielostanowiskowy podziemny, błędy projektowo-wykonawcze
підземний багатомісний гараж, проєктні та будівельні помилки
multi-storey underground car park, garage design, investment execution, elements of design process

Wstęp. Współczesne nowe inwestycje realizowane są najczęściej w ciasnej, zwartej zabudowie miejskiej. Trudna lokalizacja wymaga dokładnej oceny

warunków hydrogeologicznych oraz geotechnicznych i dobrego zaplanowania placu budowy. Na podstawie danych gruntowo-wodnych wybierana jest technologia wykonywania części podziemnej, sposobu zabezpieczenia wykopu i podparcia ścian. Kolejnymi elementami są dobór sposobu posadowienia oraz zaprojektowanie odwodnienia oraz pozostałych izolacji tego typu inwestycji. Na etapie projektowania należy również uwzględnić wpływ projektowanej inwestycji na odkształcenia gruntu, zmiany warunków hydrogeologicznych, a także przanalizować nośność konstrukcji budynków istniejących.

Dojmujący problem parkowania samochodów osobowych w największych polskich miastach narasta w sposób lawinowy. Ogólna liczba pojazdów samochodowych i ciągników zarejestrowanych (według centralnej ewidencji pojazdów) według stanu w dniu 31 XII 2016 r. wyniosła 28,6 mln (przed rokiem 27,4 mln). Liczba zarejestrowanych pojazdów osobowych i ciężarowych w Polsce zwiększyła się w latach 2000 - 2016 o blisko 100%. Rozwój miast wskazuje na konieczność rozwiązywania coraz trudniejszych problemów infrastruktury technicznej, w tym parkingowej i garażowej. Prawidłowe rozwiązania warunkują poprawne funkcjonowanie miasta, natomiast błędne mogą stać się progiem ograniczającym jego pełny rozwój. Jest to jeden z najważniejszych obecnie problemów urbanistycznych, który wymaga prowadzenia racjonalnej polityki parkingowej, spójnej z polityką komunikacyjną i inwestycyjną miasta [1].

Rozwiązania konstrukcyjne

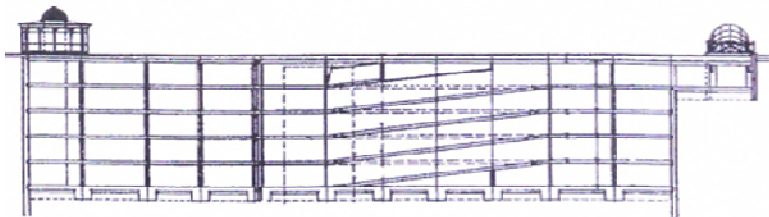
Konstrukcja garażu podziemnego musi być zaprojektowana i wykonana tak, aby oddziaływania przekazywane na obiekt nie powodowały przekroczenia nośności, a eksploatacja obiektu nie stanowiła zagrożenia dla użytkowników. Wymaganiem wynikającym z PN-EN 1990 „Podstawy projektowania konstrukcji” jest przede wszystkim zapewnienie niezawodności obiektu [2].

Spełnienie powyższych wymagań jest warunkiem trwałości garażu podziemnego, gdzie najczęściej panują warunki odpowiadające klasie ekspozycji XC3 i XD3 według PN-EN 206:2014-04 „Beton- Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność” [3]. W Eurokodzie PN-EN 1992-1-1 „Projektowanie konstrukcji z betonu”[4], ujęto zagadnienia projektowania konstrukcji przy założeniach różnych modeli wraz z zachowaniem prognozy ekonomicznej. Jak już wspomniano wymaganiem podstawowym, jakie powinna spełniać konstrukcja jest jego niezawodność. Obiekt należy zaprojektować tak, aby w zakładanym okresie jego użytkowania, z odpowiednim stopniem niezawodności, w wyniku działających na niego oddziaływań środowiska, nie zostały przekroczone dla konstrukcji stany graniczne.

Przykłady rozwiązań funkcjonalno-przestrzennych

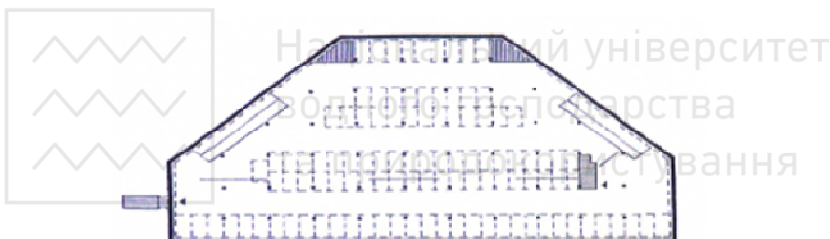
Jeżeli rozważamy garaże podziemne, musimy pamiętać o dużej różnorodności rozwiązań funkcjonalno-przestrzennych, różnić się będą one między innymi wartością wskaźnika powierzchni- mówimy tu o powierzchni rzutu garażu przypadającej na jedno stanowisko postojowe, przedstawione rozwiązania wymieniono w zależności od wartości wskaźnika powierzchni.

- garaż *podziemny pięciokondygnacyjny*, gdzie płyta denna została zaprojektowana na głębokości 13,25 m przy projekcie o wymiarach 39,60x58,20m, na 329 prostopadłych stanowisk. Wskaźnik powierzchni wynosi 34,31 m², rysunek 2.



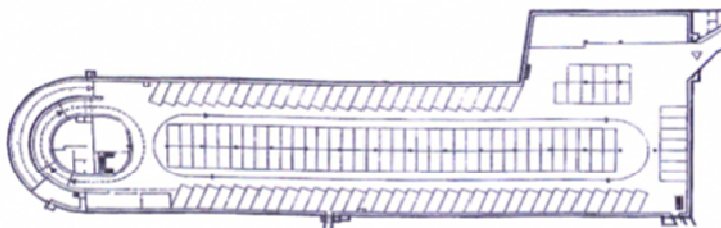
Rys. 2. Schemat przekroju garażu podziemnego pięciokondygnacyjnego [5]

- garaż *podziemny trzykondygnacyjny*, o konstrukcji żelbetowej monolitycznej, gdzie rzut garażu ma kształt sześciokąta symetrycznego o długości podstawy 84,70 m, wysokości 48,70 m i głębokości posadowienia 8,40 m. Przy 325 stanowiskach postojowych wskaźnik powierzchni wynosi 29,26 m², rysunek 3.



Rys. 3. Rzut garażu podziemnego trzykondygnacyjnego (wg. rozwiązania BP Metroprojekt).

- garaż *podziemny dwukondygnacyjny*, zaprojektowany na 320 stanowisk postojowych prostopadłych i ukośnych pod kątem 60°, o konstrukcji dwunawowej ramy żelbetowej. Wskaźnik powierzchni wynosi 29,26 m², rysunek 4, [6, 7, 8]



Rys. 4. Schemat rzutu garażu podziemnego dwukondygnacyjnego [9].

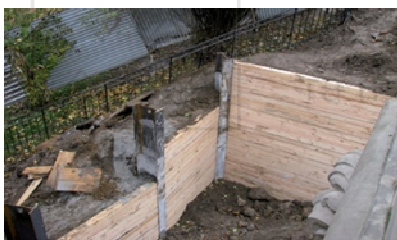
Uwarunkowania mające wpływ na wybór rodzaju obudowy wykopu i technologii realizacji

W trakcie wznoszenia budynku głęboko posadowionego występują odkształcenia podłoża gruntowego w bezpośrednim jego sąsiedztwie. Powstają one w poszczególnych fazach realizacji, a więc: – wykonywania obudowy wykopu (palisady, ścianki berlińskiej – fot. 1, ścianki szczelnej- fot. 2, ścian szczelinowych – fot. 3,); – głębienia wykopu wraz z sukcesywnym podpieraniem jego ścian; – obniżania zwierciadła wody gruntowej (dotyczy to szczególnych przypadków technologii realizacji i warunków hydrogeologicznych); – wykonania konstrukcji części podziemnej budynku (por. fot. 3); – wykonania konstrukcji nadziemnej; – rozpoczęcia eksploatacji budynku (działanie obciążenia użytkowego) [10]

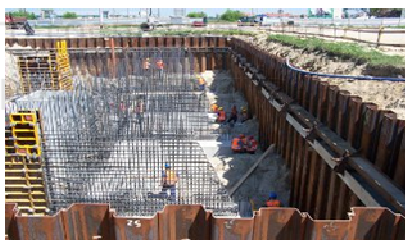
Wykop podczas budowy garażu podziemnego może być realizowany jako:

- nieobudowany o ścianach pionowych lub ze skarpami, których nachylenie nie powoduje - zagrożenia awarią w danych warunkach gruntowych;
- obudowany ścianami szczelinowymi lub różnego rodzaju ściankami szczelnymi.

W przypadku, gdy głębokość wykopu wynosi ponad 4,0 m nachylenie skarp należy określić wykorzystując model obliczeń stateczności konstrukcji. Jako obudowy wykopów zastosowane do części podziemnych budynków, stosują się najczęściej: ścianki szczelne, ściany szczelinowe, ścianki berlińskie lub palisady [powołanie].



Fot.1. Naroże ścianki berlińskiej [11]



Fot.2. Ścianka szczelna typu Larssena [11]



Fot.3. Wykop zabezpieczony ścianami szczelinowymi [12]

Zasięg przemieszczeń pionowych terenu w zasięgu działania realizacji obiektu głęboko posadowionego.

Przemieszczenia pionowe terenu w strefie przylegającej do nowo wznoszonego budynku są wynikiem działania następujących czynników: zmianą naprężeń

wskutek odciążenia i obciążenia gruntu, odkształcenie obudowy wykopu wywołane działaniem parcia, obniżenie poziomu zwierciadła wód gruntowych.

Wartości osiadania w sąsiedztwie wykopu, wynikają z rodzaju gruntu i mogą być przyjmowane w następujący sposób [13]:

- w słabych gruntach spoistych do 0,02h
- w gruntach nie spoistych luźnych do 0,005h
- w gruntach niespoistych zagęszczonych do 0,002h
- w gruntach spoistych twardoplastycznych i półzwarłych - poniżej 0,0015h

W sytuacji, gdy rozpatrywane jest zabezpieczenie ścianą szczelinową, instrukcja ITB [14] mówi, że wartości przemieszczeń pionowych określamy:

$$v = \alpha h^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

gdzie:

v - przemieszczenia pionowe powierzchni terenu, mm,

α - współczynnik empiryczny,

h - głębokość wykopu, m.

Wartości współczynnika α , w zależności od rodzaju podłoża, wynoszą [14]

- od 0,1 do 1,3 w gruntach morenowych,
- od 1,3 do 5,0 w gruntach ściśliwych o $E_o \leq 15 \text{ MPa}$, w gruntach silnie przepuszczalnych, w gruntach z kawernami lub pustkami.

W podłożu gruntowym z ilów londyńskich i glin zwałowych zasięg oddziaływania wykopu na odkształcenia terenu w pracach [12, 15] zostały oszacowane na poziomie $2,0 \div 4,0h$, w pracy [16] na poziomie $2,0 \div 2,5h$. Maksymalne przemieszczenie poziome ściany obudowy wykopu to $0,002 \div 0,004h$.

Powołując się na pracę [13] określono dwie strefy oddziaływania wykopu:

-bezpośrednich oddziaływań wykopu: obszar w najbliższym sąsiedztwie, gdzie w szczególnych przypadkach mogą występować przemieszczenia podłoża zagrażające nośności konstrukcji budynku. Zasięg tej strefy uzależniono od warunków gruntowych i określono jako: w piaskach 0,5h, w glinach 0,75h, w ilach 1,00h,

-wpływów wtórnych: fragment obszaru oddziaływania wykopu, gdzie przemieszczenia podłoża mogą powodować uszkodzenia w budynku, niezagrażające nośności konstrukcji. Strefa ta dla piasków to 2,0h, w glinach 2,5h, a w ilach $3,0 \div 4,0h$. Przyjęto też, że jeżeli nie obniża się zwierciadło wody gruntowej, to zasięg tej strefy jest mniejszy o około 20%.

Literatura fachowa podaje [17, 18], że największe przemieszczenia pionowe związane są z powierzchnią terenu o szerokości 0,5h (przy rozparciu stropami wstępnie sprężonymi, do 0,75h (w przypadku kotwionych obudów wykopu). Przemieszczenia te zanikają w odległości około 2,0h, a w przypadku obniżenia zwierciadła wody gruntowej (np. wykorzystanie studni depresyjnej) w odległości $3,0 \div 4,0h$ od krawędzi wykopu. Strefy oddziaływania nowego budynku na

całkowite przemieszczenia terenu, tj. od wykonania wykopu, części podziemnej i nadziemnej budynku oraz zabudowy sąsiadującej podano w pracy [18].

W zasięgu oddziaływania nowego budynku wyodrębniono cztery strefy: $S_{0,75}$, $S_{0,50}$, $S_{0,25}$ i S_0 o zasięgu zależnym od wartości bezwzględnej przemieszczeń pionowych na krawędzi wykopu v_0 , nie przekraczającej odpowiednio $0,75v_0$, $0,50v_0$, $0,25v_0$ i 0 (zanik przemieszczeń) [19]

Analizy prowadzono w następujących fazach budowy:

- faza I – odpowiadająca wykonaniu konstrukcji części podziemnej;
- faza II – odpowiadająca wzniesieniu budynku i przyłożeniu pełnego obciążenia użytkowego.

Z przeprowadzonych analiz [18], można przedstawić wnioski w odniesieniu do zasięgu stref oddziaływania nowych budynków na przemieszczenia powierzchni terenu:

- największe przemieszczenia pionowe powierzchni terenu o wartości bezwzględnej do $0,75v_0$ występują w odległości do 0,5 h w fazach budowy I i II;
- przemieszczenia pionowe powierzchni terenu o wartości bezwzględnej $0,75-0,50v_0$ występują w odległości do 0,7 h w fazie I i 0,8 h w fazie II;
- przemieszczenia pionowe powierzchni terenu o wartości bezwzględnej $0,50-0,25v_0$ występują w odległości do 1,1 h w fazie I i 1,3 h w fazie II;
- zanik przemieszczeń pionowych powierzchni terenu zależy od rodzaju podłoża gruntowego i następuje: a) w przypadku utworów piaszczystych w fazie I w odległości 1,7 h od krawędzi wykopu, a w fazie II w odległości 2,8 h od krawędzi wykopu; b) w przypadku podłoża wykształconego z ilów w obu fazach w odległości 5,4 h od krawędzi wykopu;
- zasięg strefy $S_{0,75}$ nie zależy od fazy realizacji budynku;
- poza strefą $S_{0,75}$ zauważa się w fazie II zwiększenie zasięgu poszczególnych stref w stosunku do fazy I.

Ocenia się, że w podłożach piaszczystych oddziaływanie praktycznie kończy się bezpośrednio po zakończeniu budowy, natomiast w gruntach spoistych trwa nawet do trzech lat od tego momentu. Przeciętnie można oszacować, że w podłożach niejednorodnych proces ten trwa około roku po zakończeniu budowy i pełnym obciążeniu nowej konstrukcji obciążeniem użytkowym [7].

Wpływ budowy nowej inwestycji na sąsiadujące obiekty

W obszarze realizacji nowej inwestycji w wypadku budowli głęboko posadowionych, powinny być przeprowadzone badania oceny stanu technicznego już istniejących budowli w jej zasięgu oddziaływania. Badania istniejącej zabudowy oraz jej wyniki muszą być przeprowadzone na wczesnym etapie przygotowania nowej inwestycji i powinna stanowić ważny element dokumentacji projektowej inwestycji. Otrzymana ocena stanu technicznego istniejących budynków, pozwala na sprecyzowanie możliwości lub ich braku przeniesienia przez konstrukcję budynków zwiększonych obciążeń, wynikających z przewidywanych nierównomiernych przemieszczeń pionowych podłoża w strefie posadowienia.

Jeżeli przeprowadzona diagnostyka budynków w obszarze oddziaływania realizowanej inwestycji mówi, że nowo powstałe obciążenia nie będą możliwe do przeniesienia, konieczne jest zaprojektowanie niezbędnych wzmocnień elementów konstrukcji budynku, wzmocnienie podłoża gruntowego lub też wzmocnienie konstrukcji i podłoża równocześnie.

Diagnostyka przyległych budynków do powstającej inwestycji powinna zawierać rozpoznanie:

- rodzaju posadowienia,
- układów nośnych,
- usytuowanie elementów zapewniających sztywność przestrzenną (piony komunikacyjne, szyby windowe, schody, zwieńczenia w poziomach stropów),
- rozwiązania materiałowe elementów konstrukcji,
- okres wzniesienia i oddania do eksploatacji budynku, - projektowana funkcja użytkowa budynku oraz zgodność sposobu użytkowania z projektowanym,
- czynniki losowe mające wpływ na zmianę stanu technicznego elementów konstrukcji (działania wojenne, pożary, powodzie, awarie sieci uzbrojenia podziemnego w sąsiedztwie, awarie instalacji stanowiących wyposażenie budynku itp.), istniejące uszkodzenia (rysy, pęknięcia) elementów konstrukcji i wyposażenia [5].

Wynikające z przeprowadzonego badania oceny stanu technicznego, istniejące uszkodzenia powinny zostać zinwentaryzowane i opracowane w postaci dokumentacji fotograficznej lub graficznej lub fotogrametrycznej. Istotne jest, bardzo precyzyjne ustalenie lokalizacji uszkodzeń, jaka jest długość i rozwartości rys bądź pęknięć.

Wnioski

Projektowanie i realizacja garaży podziemnych często wiąże się z rozwiązywaniem poważnych problemów inżynierskich. Garaże powinny być zaprojektowane i wykonane zgodnie z zasadami wiedzy technicznej, obowiązującymi aktami prawnymi i normami. Najważniejsze jednak, aby były bezpieczne dla użytkowników i spełniały swoją funkcję. Z dotychczasowych rozważań wynika, że czynnikiem najbardziej destrukcyjnym w trakcie realizacji jak i jej zakończeniu są przemieszczenia pionowe powierzchni terenu w sąsiedztwie wykopu oraz zasięg oddziaływania realizacji nowego budynku. Zależą one przede wszystkim od: warunków geotechnicznych i hydrogeologicznych, zastosowanej obudowy wykopu i przyjętego sposobu jej rozparcia, założonego schematu statycznego, ale również faz realizacji i związanym z nimi stanem odciążenia i obciążenia podłoża gruntowego. Decydującym czynnikiem jest również obecność wody pochodzącej z opadów atmosferycznych jak i lokalizacja zwierciadła wód gruntowa oddziałujących na głęboko posadowioną konstrukcję.

W przypadku wznoszenia części podziemnych znacząca część przemieszczeń pionowych powierzchni terenu następuje w odległości do około 1,3 h od krawędzi wykopu, a następnie te przemieszczenia zanikają. Całkowity zasięg oddziaływania

- 2,8 h w gruntach niejednorodnych z utworami piaszczystymi w strefie posadowienia;
- 5,4 h w gruntach niejednorodnych z łożami w strefie posadowienia.

Przemieszczenia obudowy wykopu i terenu sąsiadującego, a następnie realizacja nowego obiektu mogą mieć istotny wpływ na stan zabudowy sąsiedniej. Z tych względów, przed rozpoczęciem inwestycji należy dokonać diagnostyki zabudowy istniejącej w strefie oddziaływania, a także opracować i wdrożyć program jej obserwacji geodezyjnej i wizualnej.

1. Dane urzędu statystycznego na rok 2016.
2. PN-EN 1990 „Podstawy projektowania konstrukcji” jest przede wszystkim zapewnienie niezawodności obiektu.
3. PN-EN 206:2014-04 „Beton- Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność”.
4. Eurokod PN-EN 1992-1-1 „Projektowanie konstrukcji z betonu”.
5. Csordo M.: Terszin Alatti Pakolohelyek(Melygarazosok) Kialakitanak Lehetosege Budapest Varoskozpontjaban Tervpalyzat 1991-1992, Budapest 1992.
6. Neufret, E. (2008). *Podręcznik projektowania architektonicznego*. Warszawa: Wydawnictwo Arkady.
7. Michalak, H. (2009) Projektowanie i realizacja wielokondygnacyjnych garaży podziemnych. *Budownictwo Podziemne*.
8. Markiewicz, P. *Budownictwo ogólne dla architektów*. Warszawa: ARCHI-PLUS, 2011.
9. Klose D.: Parhauser und Tiefgaragen. Verlag Hatie. Stuttgart 1965.
10. PN-EN 1997-1. Projektowanie geotechniczne część 1.
11. www.budownictwo.pl. [Online] 02 lipiec 2013.
12. Clough G.W. O'Rourke T.D: Construction Induced Movements of in-situ Walls. Proceedings of Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Nowy Jork 1998.
13. Burland J.B., St. John H.D.; Movements Around Excavations in London Clay. Proceedings of the VII European Conference on Soli Mechanics and Foundation Engineering, Brighton 1979.
14. Kotlicki W., Wysokiński L.: Miejskie budowle podziemne. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 1990.
15. Siemińska-Lewandowska A.: Przemieszczenia kotwionych ścian szczelinowych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Zeszyt nr 139- Budownictwo, Warszawa 2001.
16. Symons I.F., Carder D.R.: Field Measurements on Embedded Retaining Walls. Geotechnique, nr 1/1992.
17. Michalak H., Pęski S., Pyrak S., Szulborski K.: O wpływie wykonywania wykopów głęboki na zabudowę sąsiednią. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 1/1998.
18. Michalak H.: Kształtowanie konstrukcyjno-przestrzenne garaży podziemnych na terenie silnie zurbanizowanym. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Prace naukowe, seria architektura, zeszyt 2. Warszawa 2006.
19. Michalak H.: Budynki głęboko posadowione a przemieszczenia podłoża i zabudowy w sąsiedztwie. *Geoinżynieria: mosty, drogi, tunele* 2008 nr 4 66-67.



ВИКОРИСТАННЯ МЕТОДУ ПІДЙОМУ ПЕРЕКРИТТІВ ДЛЯ ЗВЕДЕННЯ БУДІВЕЛЬ ІЗ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИМ КАРКАСОМ СИСТЕМИ «КУБ» ТА СПОРІДНЕНИХ СИСТЕМ

USAGE OF THE FLOOR-LIFTING METHOD FOR ERECTION OF BUILDINGS WITH PRECAST-MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE FRAMES OF «KUB» OR SIMILAR FRAME SYSTEM

Дяченко Є.В., к.т.н, доц., Дрижирук Ю.В., к.т.н., ст. викладач, Щербінін Л.Г., к.т.н., доц. (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава)

Dyachenko E.V., PhD, Associate Professor, Dryzhyruk Yu.V., PhD, Senior Lecturer, Shcherbinin L.G., PhD, Associate Professor (Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University)

В статті розглянуто використання методу підйому перекриттів для зведення житлових будівель із збірно-монолітним каркасом системи «КУБ» та споріднених систем. Виконаний аналіз технологічних особливостей використання такого методу зведення будівель. Наведені переваги та недоліки використання такого методу. Обґрунтовано можливість використання запропонованого методу в умовах будівництва у щільній міській забудові.

In article usage of the floor-lifting method for erection of buildings with precast-monolithic reinforced concrete frames of «KUB» or similar frame system is reviewed. Analysis of technological features of proposed method is done. Advantages and disadvantages of proposed method usage are listed. Opportunity of floor-lifting method of reinforced concrete frames buildings erection in dense areas usage is justified. Usage of the floor-lifting method for erection of buildings with precast-monolithic reinforced concrete frames of «KUB» or similar frame system allows to reduce the complexity of works due to the complete refusal to use the equipment for the verification and temporary fixing of individual elements of slabs and the exclusion of operations associated with the retrieval and temporary fixing elements of floor slabs. The use of the proposed method allows to move majority of assembly operations to the ground floor level, which can significantly increase the level of industrial safety, improve the quality of work and quality control. Reducing the values of the installation parameters, allows to switch to the use of less powerful self-propelled cranes for installation of elements of the frame of the

building, in some cases, completely refuse to use the tower cranes. It makes sense to use this method of building frameworks erection in a dense urban areas. The main disadvantage of this method is the high demanding quality of the production of elements of slabs. Because the surface of the slab is the basis for the slab of the next floor in the installation of a package of floor slabs, inaccurate factory production will not allow the exact installation of elements of slabs in the required position.

Ключові слова:

Метод підйому перекриттів, збірно-монолітний каркас, система «КУБ».

Постановка проблеми. В останні десятиріччя минулого століття та на початку нинішнього століття набуло широкого розповсюдження житлове будівництво із використанням збірно-монолітних каркасних систем «КУБ» та споріднених систем [1, 2, 3]. Із використанням цієї конструктивної системи зводяться житлові комплекси та мікрорайони

До переваг таких систем належать: широкі можливості для проектування, вільне планування та перепланування приміщень, висока уніфікація елементів, стійкість до сейсмічних впливів, можливість зведення будівель із поверховістю до 24-х поверхів, швидкість зведення та інші [4]. Однак, наряду із перевагами, така система має і недоліки, серед яких виділяють складність та високу трудомісткість встановлення, вивірення та тимчасового закріплення конструктивних елементів перекриття перед замонолічуванням стиків [5]. Складність вивірення та тимчасового закріплення перекриття призводить до неточностей в установці у горизонтальному та вертикальному напрямку, які тягнуть за собою необхідність виконання додаткових технологічних операцій, додаткові витрати часу. Зменшення трудомісткості, скорочення витрат часу у будівельному виробництві, як завжди, носить актуальний характер, особливо в умовах жорсткої конкуренції серед будівельних організацій.

Огляд останніх досліджень і публікацій. Зважаючи на високу затребуваність на ринку житлового будівництва збірно-монолітних каркасних систем ««КУБ»» та споріднених систем, протягом останніх десятиріч була проведена велика кількість наукових досліджень та з'явилося багато наукових публікацій, в яких вирішено багато різноманітних питань [6, 7, 8]. Вирішено проблеми щодо розрахунку конструктивних елементів та стиків [3], оцінки сейсмічних впливів [3], розроблені різноманітні об'ємно-планувальні рішення [9]. Запропоновано різноманітне устаткування для вивірення та тимчасового закріплення елементів перекриття, яке значно підвищує точність установки конструкцій.

Виділення раніше не розв'язаних питань загальної проблеми. Завдяки проведеним дослідженням в останні роки вирішена переважна кількість питань щодо проектування та розрахунку зазначеного типу конструктивних

систем. Однак, з точки зору технології зведення будівель із використанням каркасних систем, що розглядаються, не всі питання ще вирішені. Одним із таких питань є виключення необхідності використання додаткового устаткування для вивірення та тимчасового закріплення елементів і, як наслідок, виключення технологічних операцій, пов'язаних із вивіренням та закріпленням, скорочення витрат часу та трудомісткості зведення каркасу, підвищення рівні виробничої безпеки під час виконання монтажних робіт.

Мета статі. Аналіз використання методу підйому перекриттів для зведення житлових будівель із збірно-монолітним каркасом системи «КУБ» та споріднених систем. Висвітлення переваг та недоліків використання методу підйому перекриттів для зведення зазначеного типу будівель. Аналіз можливості зведення будівель запропонованим методом в умовах щільної міської забудови.

Виклад основного матеріалу. Каркасна система зазначеного типу складається з елементів, зображених на рис. 1.

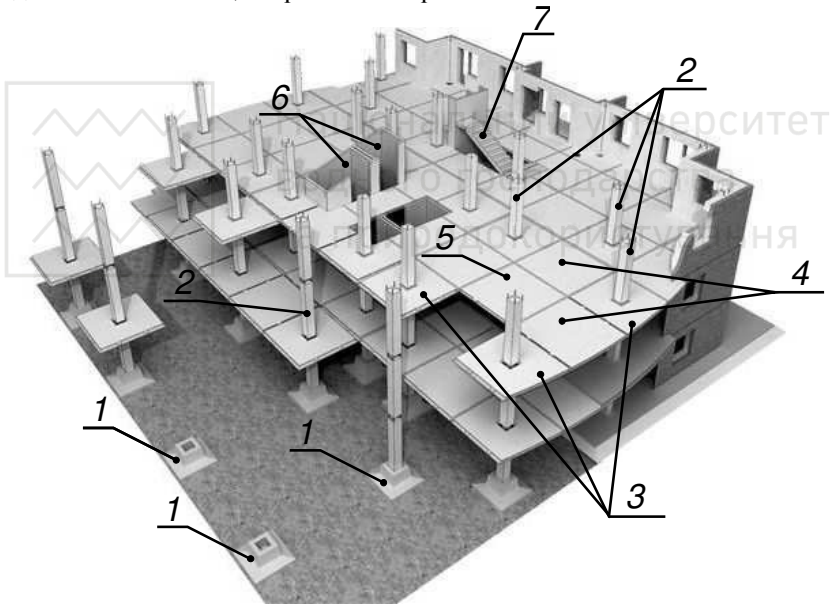


Рис. 1. Збірно-монолітний каркас системи «КУБ»:

- 1 – фундаменти; 2 – колони; 3 – надколонні плити перекриття; 4 – міжколонні плити перекриття; 5 – середні плити перекриття; 6 – ліфтові шахти; 7 – елементи сходових клітин

Зведення каркасу виконується у такій послідовності [4, 5, 8]: 1 – встановлюються фундаменти; 2 – встановлюються та закріплюються колони; 3 – встановлюються, вивіряються та тимчасово закріплюються за допомогою

кондукторів надколонні плити; 4 – встановлюються, вивіряються та тимчасово закріплюються за допомогою монтажних опор міжколонні плити; 5 – аналогічним чином встановлюються середні плити; 6 – встановлюються та приварюються металеві елементи стиків; 7 – виконується замонолічування стиків; 8 – знімаються тимчасові опори.

Під час монтажу елементів перекриття та їх вивірення, троє монтажників знаходяться на плиті перекриття із площею не більше 4 м^2 , яка не має огороження. Це може привести, в деяких випадках, до небажаних наслідків, таких як падіння з висоти, падіння інструменту, устаткування.

Тимчасове закріплення та вивірення виконується за допомогою монтажних опор. Для фіксації однієї плити використовується чотири опори. Отже, для зведення перекриття площею 500 м^2 необхідно установити близько 500 тимчасових опор. Крім того, Після замонолічування та твердіння бетону у стиках, всі ці опори необхідно демонтувати та перемістити на наступний поверх. Трудомісткість робіт пов'язаних із тимчасовим закріпленням елементів перекриття складає до 50% від загальної трудомісткості зведення перекриття.

Отже, вирішення розглянутих питань являється важливим завданням як з точки зору підвищення рівня безпеки, так і з точки зору значного зменшення витрат праці та підвищення економічної ефективності.

Як відомо, одним із методів зведення каркасних будівель із монолітним або збірно-монолітним каркасом є метод підйому перекриттів (рис. 2). Послідовність зведення каркасу таким методом складається із таких операцій: 1) зводяться фундаменти; 2) встановлюються або бетонуються колони першого ярусу; 3) зводиться підземна частина будівлі; 4) влаштовується монолітне перекриття над підземною частиною будівлі; 5) після досягнення бетону перекриття необхідної міцності та влаштування розподільчого шару, на поверхні плити перекриття над підвалом влаштовується весь пакет плит перекриття від першого до останнього поверху. Плити розділяються розподільчим шаром. Кожна наступна плита перекриття влаштовується після досягнення бетоном попередньої плити необхідної міцності; 6) на оголовки колон першого ярусу встановлюються підйомники для піднімання плит перекриття, плити піднімаються в проміжне положення та закріплюються; 7) виконується бетонування другого ярусу колон або монтаж колон; 8) підйом плит продовжується після досягнення бетоном колон необхідної міцності. Останні два пункти повторюються до закінчення бетонування або монтажу колон останнього ярусу та підйому всіх плит перекриття в проектне положення.

Описаний вище метод використовувався у будівельній практиці для зведення каркасів житлових та громадських будівель виключно із монолітними плитами перекриття. До переваг такого методу зведення будівель слід віднести те, що він дозволяє значно скоротити терміни

використання підйомних кранів, а іноді й повністю відмовитись від їх використання, значно зменшити площу будівельного майданчика.

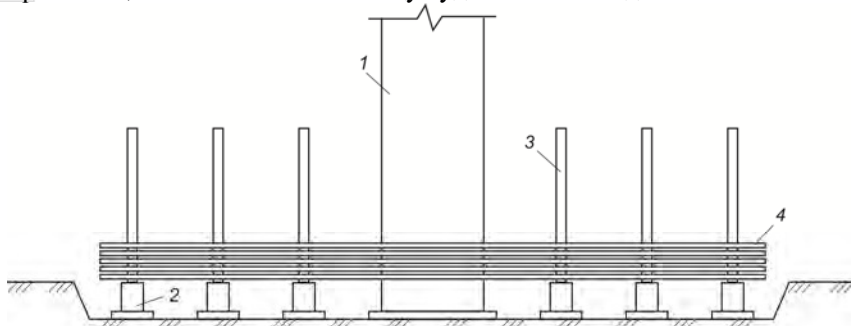


Рис. 2. Зведення будівлі методом підйому перекриттів:

1 – ядро жорсткості; 2 – фундаменти; 3 – колони; 4 – пакет плит перекриття

Якщо проаналізувати ключові особливості приведеного методу зведення каркасів, то стає очевидним, що його з певними змінами можливо застосовувати і для зведення каркасів розглядуваного в даній роботі типу. Для проведення аналізу доцільності використання такого методу, розглянемо структуру робіт із зведення каркасу типу «КУБ» або інших споріднених систем. Процес зведення каркасу буде мати таку структуру: 1) зводяться фундаменти; 2) встановлюються колони першого ярусу; 3) зводиться підземна частина будівлі; 4) традиційним способом монтується перекриття над підземною частиною будівлі; 5) ретельно перевіряється горизонтальність поверхні плити перекриття над підземною частиною будівлі, в разі необхідності поверхня вирівнюється; 6) на поверхню плити перекриття над підземною частиною укладаються елементи плити перекриття першого поверху; 7) встановлюються та приварюються металеві елементи стиків; 8) виконується замонолічування стиків; 9) після досягнення бетоном в стиках необхідної міцності операції 7 та 8 повторюються для плит перекриття інших поверхів, таким чином на поверхні плити перекриття над підземною частиною влаштовується весь пакет плит перекриття (рис. 3); 10) на оголовки колон першого ярусу встановлюються підйомники для піднімання плит перекриття, плити піднімаються в проміжне положення та закріплюються (рис. 4); 11) виконується монтаж колон другого ярусу; 12) підйом плит продовжується після досягнення бетоном в стиках колон необхідної міцності. Останні два пункти повторюються до закінчення монтажу колон останнього ярусу та підйому всіх плит перекриття в проектне положення.



Національний університет
водного господарства
та природокористування

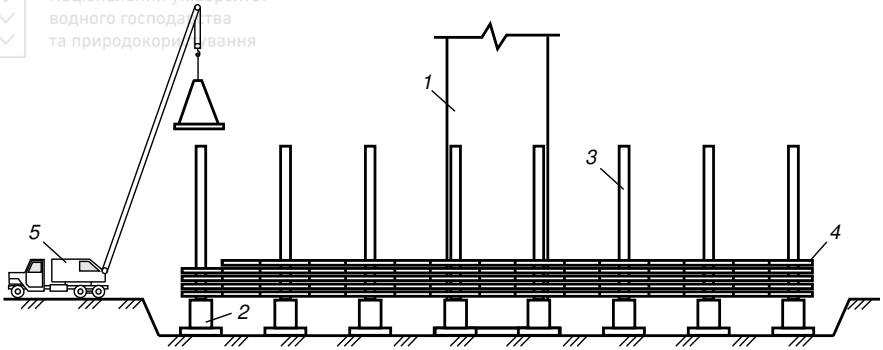


Рис. 3. Влаштування пакету збірно-монолітних плит перекриття:
1 – ядро жорсткості; 2 – фундаменти; 3 – колони; 4 – пакет збірно-монолітних плит перекриття; 5 – кран, що встановлює елементи плит перекриття

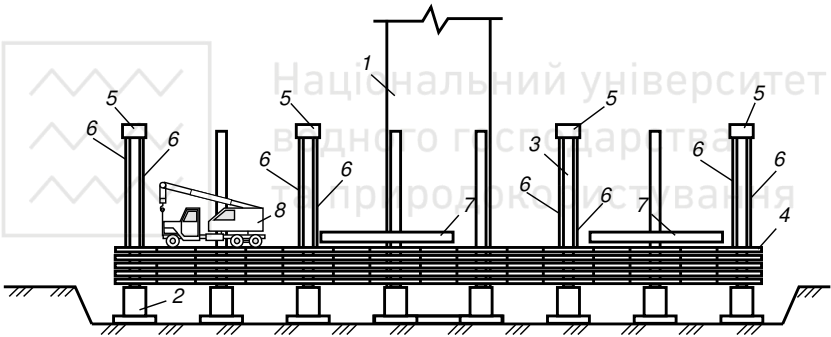


Рис. 4. Підйом плит перекриття в проміжне положення:
1 – ядро жорсткості; 2 – фундаменти; 3 – колони; 4 – пакет збірно-монолітних плит перекриття; 5 – підйомники, встановлені на оголовках колон; 6 – тяжі для підйому плит; 7 – складовані колони другого та наступних ярусів; 8 – кран, для встановлення корлон другого та наступних ярусів

Як видно із приведеної вище структури робіт із монтажу каркасу систем «КУБ» або споріднених систем, більшість монтажних операцій перенесено на рівень першого поверху, що значно (до 75%) зменшує тривалість роботи монтажників на висоті. Також із структури робіт виключені операції із тимчасового закріплення та вивірення положення елементів плит перекриття, що дозволяє суттєво скоротити трудомісткість монтажу елементів перекриття (до 30 – 50%). Перенесення переважної більшості монтажних операцій на рівень першого поверху дозволяє значно підвищити якість виконання робіт, полегшити здійснення контролю якості. Із приведеної вище структури робіт випливає, що необхідність у використанні підйомних кранів, окрім зведення

ядра жорсткості та підземної частини будівлі, зберігається під час влаштування пакету плит перекриття, монтажу колон та встановлення підйомників на оголовки колон. Влаштування пакету плит перекриття на рівні першого поверху дозволяє відмовитись від використання баштових кранів. Монтаж колон другого та інших ярусів та перестановку підйомників можна виконувати за допомогою крану встановленого на поверхні верхньої плити перекриття (рис. 5). Складування колон другого та наступних ярусів відбувається на поверхні останньої плити перекриття.

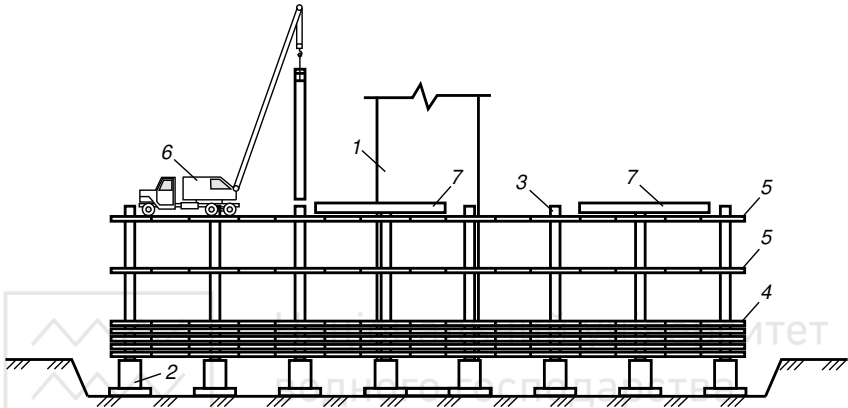


Рис. 5. Монтаж колон другого ярусу:

1 – ядро жорсткості; 2 – фундаменти; 3 – колони; 4 – пакет збірно-монолітних плит перекриття; 5 – плити перекриття, встановлені в проміжне положення; 6 – кран, що встановлює колони другого ярусу; 7 – складовані колони другого ярусу

Висновки. Використання методу підйому перекриттів для зведення безкапітельних, безбалкових каркасів системи «КУБ» та споруднених систем дозволяє скоротити трудомісткість робіт із зведення плит перекриття за рахунок повної відмови від використання устаткування для вивірення та тимчасового закріплення окремих елементів плит перекриття та виключення операцій пов'язаних із вивіренням та тимчасовим закріпленням елементів плит перекриття. Використання запропонованого методу дозволяє перенести переважну більшість монтажних операцій на рівень першого поверху, що дозволяє значно підвищити рівень виробничої безпеки, підвищити якість виконання робіт та здійснення контролю якості. Перенесення більшості монтажних операцій на рівень землі, монтаж колон другого та наступного ярусів з поверхні останньої плити і, як наслідок, значне зменшення значень монтажних параметрів, дозволяє перейти до використання менш потужних самохідних кранів для монтажу елементів каркасу будівлі, в деяких випадках, повністю відмовитись від використання баштових кранів. Це робить доцільним використання такого методу зведення каркасів в умовах щільної

міської забудови. Безумовно, використання методу підйому перекриттів для зазначеного типу каркасу має ряд недоліків. Основний недолік – це висока вимогливість до якості виготовлення елементів плит перекриття. Оскільки, поверхня плити являється основою для плити наступного поверху при влаштуванні пакету плит перекриття. Неточне заводське виготовлення не дозволить виконати точного встановлення елементів плит перекриття в необхідне положення.

1. Deltabeam Composite beam: designer manual // Peikko group – Canada, 2013. – 18 p. – [Режим доступу – <http://goo.gl/pNuG5>].
2. Deltabeam Installations Instructions // Peikko group – Canada, 2009. – 8 p. – [Режим доступу – <http://goo.gl/EqL8K>].
3. Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону: Монографія./ Павліков А.М., Баясний Д.К., Гарькава О.В., Довженко О.О., Микитенко С.М., Пінчук Н.М., Федоров Д.Ф.; За ред. А.М. Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – 120 с.
4. Кобзар І.І. Технологія будівельного виробництва: навчальний і посібник / І.І. Кобзар, Г.Г. Осташевська, Н.М. Золотова. – Харків: ХНАМГ, 2011. – 171 с.
5. Жван В.Д. Зведення і монтаж будівель і споруд: навчальний посібник / В.Д. Жван, М.Д. Помазан, О.В. Жван. – Харків: ХНАМГ, 2011. – 396 с.
6. Павликов А. Н. Индустриальные безбалочные каркасные конструктивные системы для жилых зданий / А. Н. Павликов, В. А. Критов, Б. Н. Петтер // Будівельні конструкції. - 2014. - Вип. 81. - С. 286-293. - Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/buko_2014_81_36.
7. Павликов А.Н. Усовершенствованная индустриальная безкапитально-безбалочная конструктивная система здания для решения проблемы доступного жилья в Украине / А.Н. Павликов, Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Материалы междунар. научно-техн. конф. «Научно-технический прогресс в стр-ве и арх-ре». – Баку: Гос. ком. градостр-ва и арх-ры Азербайджанской респ. – 2014. – С. 145 – 152.
8. Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса. Основные положения по расчету, монтажу и компоновке зданий: рабочий проект: в 9-ти выпусках / Фирма „«КУБ»“ СП „ИНЭКС“, Научно -проектно-строительное объединение монолитного домостроения. – М.: НСПО «МОНОЛИТ», 1990. – (Серия «КУБ»-2,5).
9. Павліков А.М. Впровадження безригельно -безкапітальної каркасної конструктивної системи в проектування будівель під доступне житло / А.М. Павліков, О.В. Гарькава, Д.В. Безрукавий // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2013. – Вип. 27. – С. 352–359.

1. Deltabeam Composite beam: designer manual // Peikko group – Canada, 2013. – 18 p. – [Режим доступу – <http://goo.gl/pNuG5>].
2. Deltabeam Installations Instructions // Peikko group – Canada, 2009. – 8 p. – [Режим доступу – <http://goo.gl/EqL8K>].
3. Suchasni konstruktyvni systemy budivel iz zalizobetonu: Monohrafiia./ Pavlikov A.M., Baliasnyi D.K., Harkava O.V., Dovzhenko O.O., Mykytenko S.M., Pinchuk N.M., Fedorov D.F.; Za red.. A.M. Pavlikova. – Poltava: PoltNTU, 2017. – 120 s.



4. Kobzar, I.I. Tekhnolohiia budivelnoho vyrobnytstva: navchalnyi yposibnyk / I.I. Kobzar, H.H. Ostashevska, N.M. Zolotova. – Kharkiv: KhNAMH, 2011. – 171 s.
5. Zhvan V.D. Zvedennia i montazh budivel i sporud: navchalnyi posibnyk / V.D. Zhvan, M.D. Pomazan, O.V. Zhvan. – Kharkiv: KhNAMH, 2011. – 396 s.
6. Pavlykov A. N. Yndustrialnye bezbalochnye karkasnye konstruktivnye systemy dlia zhylykh zdanyi / A. N. Pavlykov, V. A. Krytov, B. N. Petter // Budivelni konstruktsii. - 2014. - Vyp. 81. - S. 286-293. - Rezhym dostupu: http://nbuv.gov.ua/UJRN/buko_2014_81_36.
7. Pavlykov A.N. Uovershenstvovannaia yndustrialnaia bezkapytelno-bezbalochnaia konstruktivnaia systema zdanyia dlia reshenia problemy dostupnoho zhylya v Ukrainy / A.N. Pavlykov, N.L. Zotsenko, Yu.L. Vynnykov // Materyaly mezhdunar. nauchno-tekhn. konf. «Nauchno-tekhnycheskyi prohres v str-ve y arkh-re». – Baku: Hos. kom. hradostr-va y arkh-ry Azerbaidzhanskoi resp. – 2014. – S. 145 – 152.
8. Unyfytirovannaia systema sborno-monolytnoho bezryhelnoho karkasa. Osnovnye polozenyia po raschetu, montazhu y komponovke zdanyi: rabochyi proekt: v 9-ty vypuskakh / Fyrma „KUB“ SP „YNEKS“, Nauchno -proektno-stroytelnoe obyedynene monolytnoho domostroenyia. – M.: NSPO «MONOLYT», 1990. – (Seryia KUB-2,5).
9. Pavlikov A.M. Vprovadzhennia bezryhelno -bezkapitelnoi karkasnoi konstruktivnoi systemy v projektuvannia budivel pid dostupne zhytlo / A.M. Pavlikov, O.V. Harkava, D.V. Bezrukavyi // Resursoekonomni materyaly, konstruktsii, budivli ta sporudy. – 2013. – Vyp. 27. – S. 352–359.





УДК 69+ 624.154

Національний університет
цивільного будівництва
та природокористування

ДОСВІД ЗАКРІПЛЕННЯ ЗСУВНОГО СХИЛУ І РІШЕННЯ МІСТОБУДІВНИХ ЗАВДАНЬ

ОПЫТ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ОПОЛЗНЕВОГО ОТКОСА И РЕШЕНИЯ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНЫХ ЗАДАЧ

THE LANDSLIDE SLOPE CONSOLIDATION EXPERIENCE AND URBAN PLANNING PROBLEMS SOLVING

Игнатов С.В., кандидат технічних наук, доцент ORCID 0000-0002-5747-291X (ТДВ «Глера Ро», м. Мінськ.),

Игнатов С.В., кандидат техн. наук, доцент ORCID 0000-0002-5747-291X (ОДО «Глера Ро», г. Минск.)

Ihnatov S.V., PhD of science, associate professor ORCID 0000-0002-5747-291X (ODO "Glera Ro", Minsk.)

Стаття присвячена практичному досвіду зміцнення зсувних схилів і вирішенню комплексних містобудівних питань щодо збереження сформованої історичної забудови XIV-XX ст. в центральній частині міста Могильова. Так в процесі експлуатації крутого схилу, що має перепад по висоті більш ніж 27 метрів і розташованого між площею Орджонікідзе та вул. Велика Громадянська, складеного з поверхні насипними фільтруючими ґрунтами, що підстилаються глинистими водоупорами, почали проявлятися перші ознаки зсувних процесів. Рішення щодо посилення схилу повинно було гармонійно вписатися в існуючу територію. Таким рішенням стало будівництво многомаршевої сходи, і утримання схилу вздовж сходових маршів монолітними залізобетонними підпірними стінами з паль. Результати об'ємного розрахунку системи «підпірна стіна - сходовий спуск - основа» були підтверджені випробуваннями паль вертикальним навантаженням і геодезичним моніторингом за горизонтальними і вертикальними переміщеннями монолітних підпірних стін, що свідчить про можливість подальшої безпечної експлуатації зведеної споруди.

Статья посвящена практическому опыту укрепления оползневых склонов и решения комплексных градостроительных вопросов по сохранению сложившейся исторической застройки XIV-XX вв. в центральной части города Могилева. Так в процессе эксплуатации крутого склона, имеющего перепад по высоте более чем 27 метров и

расположенного между площадью Орджоникидзе и ул. Большая Гражданская, сложенного с поверхности насыпными фильтрующими грунтами, подстилаемые глинистыми водоупорами, начали проявляться первые признаки оползневых процессов. Решение по усилению откоса должно было гармонично вписаться в существующую территорию. Таким решением стало строительство многомаршевой лестницы, где удержание склона вдоль лестничных маршей осуществляется монолитными железобетонными подпорными стенами на свайном основании. Результаты объемного расчета системы «подпорная стена – лестничный спуск – основание» были подтверждены опытными испытаниями буронабивных свай вертикальной вдавливающей нагрузкой и геодезическим мониторингом за горизонтальными и вертикальными перемещениями монолитных подпорных стен, что свидетельствует о возможности дальнейшей безопасной эксплуатации возведенного сооружения.

The article describes the landslide slopes strengthening practical experience, the complex urban issues solution of the existing historic building of the XIV-XX centuries in the Central part of the city of Mogilev. The difference in the slope marks is more than 27.0 meters in height, and its length did not provide stability. Surface filtering sandy soils, which include construction waste, have a capacity of up to 14.7 meters. The first signs of landslide processes began to show during the steep slope maintenance.

The slope strengthening had to fit into the existing site harmoniously. The retaining walls combined with a staircase descent erection become the problem decision. This construction was intended to solve the following main tasks: strengthening of the landslide slope, preservation of the historical relief of the old town and the organization of the descent into the Park from Ordzhonikidze square. The project provides the multi-marsh reinforced concrete staircase device in order to ensure the stability of the slope and the implementation of a smooth descent. The slope retention along the staircases and near the observation platforms was carried out by monolithic reinforced concrete retaining walls on a pile foundation. Bored piles cut weak bulk soils and they are rigidly connected with monolithic reinforced concrete grillages.

The retaining walls stability, forces determination, reinforcement selection calculation was performed by the software complex "MicroFE 2013". The bored piles field on vertical pressing load testing, the retaining walls horizontal and vertical movements were provided in order to control of design prerequisites, ensuring the safety of construction and installation works and operation of the staircase itself. It was found that piles precipitation does not exceed 1.0 cm, which is less than the permissible value of 1.6 cm. This result indicates the adequacy of the bearing capacity of piles for vertical load. The

observation of horizontal deformations of retaining walls is continuing nowadays.

Thus, design, construction and installation works scientific and technical support allowed to choose solutions, which ensure the stability of the landslide slope, and to develop economic and safe solutions. The field testing confirmed the correctness of the theoretical assumptions and computational models.

Ключові слова:

Грунт, основа, паля, стіна, армування, деформації, прогноз, схил, спуск.

Грунт, основание, свая, стена, армирование, деформации, прогноз, откос, спуск.

Ground, basement, pile, wall, reinforcement, deformation, forecast, slope, descent

Постановка задачі. В современных условиях плотной городской застройки перед эксплуатирующими организациями и городскими властями стоит комплексный вопрос по сохранению ранее сложившейся исторической застройки, предотвращению их деградации и разрушения. Часто городские власти для решения вопросов по укреплению оснований и остановки опасных геологических процессов прибегают к помощи проектных и научных организаций. Одной из таких сложных геотехнических задач, явилась задача по укреплению оползневого склона, расположенного между площадью Орджоникидзе и ул. Большая Гражданская в г. Могилеве. Данный участок относится к центральной части города Могилева, в пределах регулируемой застройки охраняемого ландшафта и охранной зона историко-культурных ценностей археологических объектов – исторический центр г.Могилева (XIV-XX вв.), а также охранной зоны культурного слоя древней территории Никольской церкви (XVI-XVIII вв.).

Анализ существующего положения и определение задач. В процессе эксплуатации крутого склона, бровкой примыкающего к сильнозагруженной транспортом площади Орджоникидзе, и сложенного с поверхности насыпными фильтрующими грунтами, подстилаемые глинистыми водоупорами, начали проявляться первые признаки оползневых процессов. Возникла задача по выполнению усиления откоса, расположенного между улицей Большая Гражданская и площадью Орджоникидзе.

Инженерно-геологические условия. В геологическом строении склона принимают участие следующие отложения:

- искусственные образования (thIV) представленные насыпными грунтами, залегающими с поверхности и состоящими из песка разноразмерного, супесей и суглинков загрязненных, битого кирпича и другого строительного и бытового мусора до 30%, с включением органических веществ, вскрытой мощностью 0,3- 14,7 метра – ИГЭ1;

- моренные (gIIIsz) отложение сожского горизонта, представленные супесью красно-бурого цвета твердой, полутвердой, пластичной

консистенции с частичным включением гравия, гальки, и прослоек песка общей вскрытой мощностью 0.6-12.9 – ИГЭ2 и ИГЭ3;

- флювиогляциальные (fII_d-sz) отложения днепровско-сожского горизонта, представленные влажным мелким песком желтого, серого цвета с прослоями песка среднего, вскрытой мощностью 0.8-10.5 – ИГЭ4.

В результате инженерно-гидрогеологических наблюдений, установлено, что на контакте со связными глинистыми грунтами в составе насыпных грунтов (ИГЭ-1) и в песках мелких флювиогляциальных (ИГЭ-4) во влажные периоды года появляется верховодка, а также имеет место более интенсивное развитие вод спорадического распространения в тонких прослойках и линзах влажного песка в толще моренных супесей и суглинков в теле откоса.

Факторами обусловившими возникновение оползневых процессов явились: резкое падение кровли коренных моренных и флювиогляциальных отложений; большая мощность насыпных грунтов, невыдержанная в плане, по глубине и составу; и развитие верховодки в толще насыпных грунтов на контакте со связными глинистыми грунтами.

Технические предложения по усилению оползневого склона. В результате анализа существующих инженерно-геологических условий, имеющейся технологической базы в городе, было установлено, что удержание склона возможно было осуществить устройством различного рода подпорных стен, т.к. рельеф участка – сложный, с перепадом отметок от 179.100 в наивысшей точке до 151.500 у подножия склона (27,6м). В связи с тем, что закрепляемый участок находится в пределах исторической застройки, генеральной проектной организацией – ведущей проектной организацией Могилевской области ОАО "Институт "Могилевгражданпроект", при нашем научном сопровождении, было предложено подпорные стенки сопроводить многомаршевой монолитной железобетонной лестницей, объемно-планировочное решение которой организованы по принципу симметрии относительно центральной оси, которая гармонично вписывалась в существующую застройку (рис.1).

Таким образом, строительство многомаршевой лестницы, состоящей из 22 лестничных маршей, предназначено было решить следующие основные задачи: укрепление оползневого склона, сохранение исторического рельефа территории старого города и организацию спуска в парк на улицу Большая Гражданская с площади Орджоникидзе.

Начинается лестничный спуск с прямого марша, а затем марши лестницы симметрично от центральной оси расходятся влево и вправо (от лестничной площадки, повторяя рельеф к разгрузочным смотровым площадкам. От площадок с ротондами лестничный спуск (опять же по рельефу) возвращается к центральной оси. Такая система повторяется три раза в наиболее выраженной части склона, а затем лестница с параллельными центральной оси маршами спускается к ул. Большая Гражданская. На

промежуточных площадках (отм. +172.500, 165.900, 159.300) по центральной оси лестницы под каскадным фонтаном устраиваются гrotты для отдыха.



Рис. 1. Архитектурная концепция проектируемого усиления склона (с сайта г. Могилева)

Удержание склона вдоль лестничных маршей осуществляется монолитными железобетонными подпорными стенами на свайном основании (рис.2, 3). Высота удерживаемого склона в верхней части лестничного спуска (по осям К, Ж, Д) составляет 4,350- 5,81 м, на средних участках высота удерживаемого грунта равняется 4,210-1,630 м (оси и, Е, Г). Толщина подпорных стен принята 400мм, армирование – две сетки из арматуры класса S500.

Буронабивные сваи, изготавливаемые диаметром 426, 530 и 630 мм, жестко соединены с монолитными железобетонными ростверками, а максимальная мощность прорезаемых слабых насыпных грунтов составляет 11,6 метра. Основанием свайных фундаментов являются супесь моренная средней прочности (ИГЭ-2); супесь моренная прочная (ИГЭ-3); песок мелкий средней прочности (ИГЭ-4). Сваи заземляются в несущем слое на глубины от 3 метров и более.

Расчеты строительных конструкций. Для проверки устойчивости проектируемых подпорных стен многомаршевой методом конечных элементов с использованием вычислительного программного комплекса «MicroFE 2013» был выполнен объемный расчет, по результатам которого была проверена достаточность устойчивости склона, определены перемещения, усилия в элементах, и подбор арматуры в конструкциях.

Было установлено, что максимальное расчетное значение горизонтальных деформаций вдоль оси У имеется в узле 7697 и составляет 69,79 мм, минимальное – в узле 17, равное 3,82мм. Максимальное значение вертикальных перемещений выявлено в конце сваи №72 (узел 21), равное 28,6789 мм.

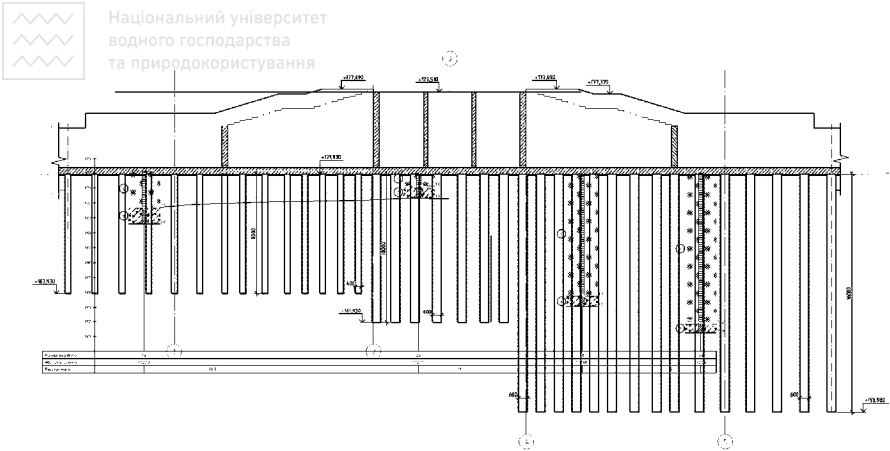


Рис. 2. Расчетная схема расположения подпорной стены, свай по оси К



Рис. 3. Инженерно-геологический разрез с нанесенными контурами сооружения лестничного спуска по его длине

Полевые испытания при строительстве объекта. Для контроля расчетных предпосылок, обеспечения безопасности производства строительно-монтажных работ и эксплуатации самого лестничного спуска было предусмотрено следующие элементы геотехнического мониторинга: опытное испытание буронабивных свай вертикальной вдавливающей нагрузкой и геодезический мониторинг за горизонтальными и вертикальными перемещениями монолитных подпорных стен.



Національний університет
водного господарства
та природокористування



Рис. 4. Общий вид склона после устройства основных бетонных работ

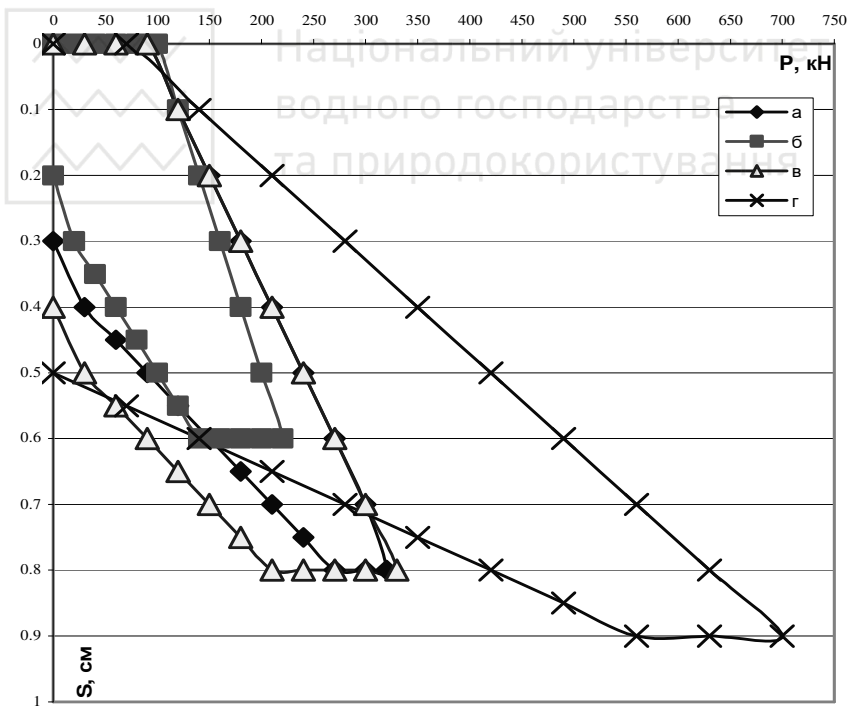


Рис. 5. Результаты полевых статических испытаний свай (а– свая №1 в осях Е-Ж на отм.+165.33; б–свая №2 по оси Ж на отм.+165.33, в–свая №3 по оси К на отм.+171.93, г– свая №4 в осях И-К на отм.+171.93)

В результате испытания свай (рис. 5) было установлено, что их осадки не превышают 1,0 см, что менее допустимого значения, равного 1,6 см, а также менее полученного расчетного значения осадки, равного 28.6789 мм. Основываясь на важности объекта для г. Могилева на сегодняшний день продолжается наблюдение за горизонтальными деформации подпорных стен.

Выводы. Таким образом комплексное научно-техническое сопровождение разработки проектных решений и выполнения строительномонтажных работ по обеспечению устойчивости оползневого склона позволило разработать экономические и безопасные решения, которые достаточно быстро были реализованы, а опытные полевые исследования подтвердили правильность принятых теоретических допущений и расчетных моделей.

1. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / М. Е. Горбунов-Пасадов [и др.]: под. общ. ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофиминкова – М.: Стройиздат, 1985 – 479 с.

2. ТКП 45-5.01-235-2011 Основания и фундаменты зданий и сооружений. Геотехническая реконструкция. Правила проведения – Мн.: М-во архитектуры и строительства, 2011. – 120 с.

3. СТБ 2242-2011 Грунты. Методы полевых испытаний сваями. – Мн.: М-во архитектуры и стр-ва, 2011. – 37 с.

1. Osnovaniya, fundamenty i podzemnye sooruzheniya: Spravochnik proektirovshchka / M.E. Gorbunov-Posadov [i dr]: pod. Obshchey redakciey E.A. Sorochana, Yu. G. Trofimenkova – М.: Stroyiadat, 1985 – 479 s.

2. ТКР 45-5.01-235-2011 Osnovaniya, fundament zdaniy Ii sooruzheniy. Geotehnicheskaya rekonstrukciya. Pravila provedenia. – Мн.: М-vo arhitektury istroitelstva, 2011. – 120 s.

3. STB 2242-2011 “Gruntы. Metody polevykh ispytaniy svajami”. – Мн.: М-vo arhitektury istroitelstva, 2011. – 37 s.



ВПРОВАДЖЕННЯ СУЧАСНИХ СПОРУД ДЛЯ ОЧИСТКИ СТИЧНИХ ВОД ПІДПРИЄМСТВ ХАРЧОВОЇ ПРОМИСЛОВОСТІ

THE MODERN FACILITIES FOR FOOD INDUSTRY WASTEWATER TREATMENT IMPLEMENTATION

Ковальчук В.А., д.т.н., проф. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Kovalchuk V.A., Doctor of Engineering, Professor (National University of Water and Environmental Engineering, Rivne)

У статті наведено приклади впровадження сучасних споруд, для очистки стічних вод підприємств харчової промисловості. Для очистки стічних вод застосовуються виготовлені з металу відстійники-флотатори, аеротенки-відстійники підвищеної гідравлічної висоти, фільтри з плаваючим завантаженням, які монтуються на майданчику очисних споруд.

The article presents examples of the implementation of modern edifices, what were designed in the sectoral wastewater treatment plant laboratory at the food industry enterprises. Using of settling-flotation tanks is provided to remove suspended solids and fats from wastewater. Biological treatment of wastewater, nitrification and denitrification take place in aerotanks-settlers of increased hydraulic height with superficial jet aeration. Final stage of wastewater treatment is held in filters with floating filling of expanded polystyrene. Metal wastewater treatment edifices supposed to be mounted above ground level. They are produced in the rolls shape at metalworking enterprises, transported by rail and auto transport and mounted directly on the site of wastewater treatment plant. To accelerate designing stage it has been developed a series of settling-flotation tanks with diameters of 2,4, 4,0, 6,0 and 7,2 m, and capacity from 5 to 150 m³/h. For quantities of treated wastewater up to 500 m³/day it was designed combined treatment plants by factory production, in which settling-flotation tank is combined with aerotank of the first stage, and aerotank-settler of the second stage with expanded polystyrene filter. For small food enterprises, when quantity of treated wastewater does not exceed 100 m³/day, compact wastewater treatment plants can be used, in which settling-flotation tank, aerotank-settler and filters with floating filling of final stage are arranged in one edifice. In 2017, during the construction of aerotank-settler with diameter of 14 m at dairy processing enterprise, construction of cylindrical metal tank was carried out in a way of

welding pre-rolled metal sheets covered with anticorrosive layer directly on the site of wastewater treatment plant. Welding of metal sheets was held by using welding plant AGW-2 «Lincoln Electric» (USA) for double-sided welding of horizontal joints. Vertical joints were welded with using an automatic machine ADD-303.

Ключові слова: харчова промисловість, стічні води, очисні споруди, відстійник-флотатор, аеротенк-відстійник
 food industry, wastewater, treatment plant, settling-flotation tank, aerotank-settler.

Вступ. Харчова промисловість є однією з найважливіших галузей економіки України, яка в останні роки демонструє стабільно високі темпи розвитку. На понад більш ніж 22 тисячах харчових підприємств України зайнято близько 1 млн працюючих, а частка створюваної на них продукції досягає 15-21% від загального обсягу промислового виробництва країни. Однак виробництво продукції на харчових підприємствах супроводжується утворенням значної кількості твердих, рідких і газоподібних викидів і відходів, які негативно впливають на навколишнє середовище. Так, зокрема, кількість стічних вод, що утворюються на підприємствах харчової промисловості, становить приблизно 34 млн м³ на рік. Харчова промисловість відрізняється утворенням висококонцентрованих стічних вод, які не містять токсичних домішок, проте, часто мають значення рН, що виходять за межі рекомендованого діапазону 6,5-8,5, можуть мати значні концентрації завислих речовин, жирів і вимагати корегування (збільшення або зменшення) вмісту біогенних елементів.

Для вирішення важливих завдань очистки стічних вод харчових підприємств сумісним наказом Мінм'ясопрому і Мінвузу України від 21 серпня 1981 р. у складі науково-дослідного сектору Українського інституту інженерів водного господарства була створена Галузева науково-дослідна лабораторія очистки стічних вод підприємств м'ясної і молочної промисловості. У 1986 році сумісним наказом Держагропрому і Мінвузу України лабораторія була перейменована в галузеву науково-дослідну лабораторію очистки стічних вод підприємств агропромислового комплексу (ГНДЛ ОСВ).

Основними напрямками діяльності ГНДЛ ОСВ були визначені:

- створення і впровадження високоефективних методів, технологічних процесів і споруд для очистки стічних вод підприємств агропромислового комплексу, що забезпечують охорону довкілля від забруднення, утилізацію цінних продуктів, які містяться в стічних водах, скорочення витрат на їх очистку;

- розробка рекомендацій з інтенсифікації очистки стічних вод на діючих каналізаційних очисних спорудах шляхом їх модернізації і реконструкції на сучасній науково-технічній основі.

Технологія очистки стічних вод харчової промисловості. За час існування лабораторією розроблено, досліджено у лабораторних, напіввиробничих, виробничих умовах і впроваджено на більш ніж 30 підприємствах харчової промисловості ряд принципово нових ефективних споруд і технологій очистки стічних вод. Виконання такого великого об'єму робіт потребувало застосування ефективних технологій очистки, сучасних методів проектування і будівництва очисних споруд і, головне, узгодженої роботи технологів, проєктувальників і будівельників.

В основу застосованих очисних споруд була покладена розроблена в ГНДЛ ОСВ комплексна технологія фізико-хімічної і біологічної очистки стічних вод підприємств харчової промисловості. При її розробці дотримувались наступних передумов:

- відмова від застосування будь-яких реагентів (крім випадку необхідності збільшення в стічних водах вмісту біогенних елементів або нейтралізації);
- застосування для вилучення із висококонцентрованих стічних вод завислих речовин і жирів відстійників-флотаторів конструкції ГНДЛ ОСВ;
- застосування для біологічної очистки стічних вод аеротенків-відстійників підвищеної гідравлічної висоти із поверхневою струминною аерацією конструкції ГНДЛ ОСВ;
- при необхідності скиду очищених стічних вод у відкриті водойми застосування двоступінчастої біологічної очистки з доочисткою на фільтрах із завантаженням із спіненого полістиролу;
- будівництво очисних споруд із металу і розміщення їх вище рівня землі (крім насосних станцій і технологічних резервуарів);
- при можливості комбінування між собою окремих споруд.

Відстійник-флотатор конструкції ГНДЛ ОСВ являє собою флотаційну камеру вертикального типу, у якій стічні води спочатку піддаються короткотривалому освітленню у спеціальній зоні відстоювання, а потім напірній флотації з рециркуляцією робочої рідини [1]. Це дозволяє: - збільшити загальну ефективність вилучення зависі за рахунок попереднього короткотривалого осадження найбільш крупних частинок, які погано флотуються; - забезпечити найбільш ефективний контакт твердої фази із бульбашками повітря під час сумісного висхідного руху у флотаційній камері; - спростити процес видалення шламів та осадів за рахунок влаштування конічного дна і відносно малої площі круглих у плані відстійників-флотаторів.

У ході виробничої експлуатації було встановлено, що ефективність відстійників-флотаторів навіть дещо перевищує ефективність очистки стічних вод підприємств харчової промисловості у флотаційних камерах різних фірм, які працюють із застосуванням реагентів. Так, зокрема, при попередній очистці у відстійниках-флотаторах стічних м'ясокомбінатів ефективність вилучення завислих речовин і жирів становить відповідно 35,5-

85,8 і 65,6-87,8 %, а при очистці стічних вод забійних цехів птахофабрик - 76,8-95,7 і 76,8-93,0 %. Середні залишкові концентрації завислих речовин і жирів при цьому становлять відповідно 246 і 74 мг/л. Одночасно із видаленням жирів і завислих речовин флотаційна очистка забезпечувала зниження ХПК стічних вод (збовтані проби) в середньому на 57,8 %, БПК₅ - в середньому на 52,8 %, БПК_{повн} - в середньому на 53,3 %, що збільшувало ефективність їх наступної очистки в аеротенках.

Аеротенк-відстійник підвищеної гідравлічної висоти із поверхневою струминною аерацією конструкції ГНДЛ ОСВ являє собою багатфункціональну споруду для біологічної очистки, нітрифікації, денітрифікації і розділення мулової суміші [2, 3]. За рахунок підвищеної гідравлічної висоти проточної частини вторинного відстійника (6-10 м) аеротенк працює з підвищеними дозами активного мулу (5-7 г/дм³). Формування аеробної (у верхній частині) і аноксидної (у нижній частині) зон забезпечує окислювальну потужність за амонійним азотом до 100 г/(м³.добу). Застосування струминної аерації дозволяє збільшити окислювальну потужність до 6,8 кг БПК_{повн}/(м³.добу).

Нові рішення при проектуванні очисних споруд. Швидке будівництво очисних споруд на підприємствах харчової промисловості у значній мірі зумовлене ефективною співпрацею ГНДЛ ОСВ, проектувальників і будівельників. На основі договору про творчу співдружність проектування розглядуваних очисних споруд здійснюється ТОВ фірмою «Лантан» (м. Рівне). Слід відзначити, що за період з 1981 року до нинішнього часу ТОВ фірма «Лантан» успішно перейшла на комп'ютерне проектування, пройшла ліцензування, а її співробітники отримали індивідуальні сертифікати та успішно засвоїли методи розрахунку та проектування металевих конструкцій. Для пришвидшення проектування фірмою був розроблений типоряд відстійників-флотаторів діаметрами 2,4, 4,0, 6,0 і 7,2 м продуктивністю від 5 до 150 м³/год, які пройшли виробничу перевірку у складі діючих очисних споруд. При витратах очищуваних стічних вод до 500 м³/добу розроблені комбіновані очисні споруди заводського виготовлення у яких відстійник-флотатор комбінується з аеротенком першого ступеня, а аеротенк-відстійник другого ступеня із фільтром з пінополістирольним завантаженням (рис. 1). Для малих харчових підприємств, коли витрата очищуваних стічних вод не перевищує 100 м³/добу, розроблені компактні очисні споруд, в яких в одній споруді влаштовані відстійник-флотатор, аеротенк-відстійник і фільтр доочистки з плаваючим завантаженням (рис. 2). Застосування компактних очисних споруд дозволяє розмістити їх на мінімальних площах, максимально скоротити довжину комунікацій між окремими спорудами, зберегти тепло стічних вод для підтримки оптимального температурного режиму, скоротити терміни будівництва.



Рис. 1. Очисні споруди Тарасовецької птахофабрики



Рис. 2. Очисні споруди підприємства «Брусилівські ковбаси»

Особливості будівництва очисних споруд.

Будівництво більшості із впроваджених у виробництво очисних споруд підприємств харчової промисловості було здійснене фірмою ТОВ «Екорембуд ЛТД» (м. Рівне). Перші металеві очисні споруди монтувалися фірмою Екорембуд із металевих рулонів, які виготовлялися на металообробних підприємствах, перевозилися залізницею і автотранспортом і монтувалися вже безпосередньо на майдачику очисних споруд (рис. 3).

Вони влаштовуються у вигляді циліндричних і циліндроконічних металевих резервуарів, розміщених вище рівня землі. Це дозволяє значно скоротити терміни будівництва у порівнянні з варіантом зведення очисних споруд із залізобетону, підвищити якість металоконструкцій, оскільки зварювання металевих аркушів у рулони здійснюється на заводах в автоматичному чи напівавтоматичному режимах із застосуванням сучасних методів контролю якості зварних швів. Сучасні полімерні покриття дозволяють запобігти корозії металу. Будівництво ємностей вище рівня землі дозволяє скоротити до мінімуму об'єми земляних робіт, площі котлованів, оскільки їх основою є піщана подушка. У сейсмічних районах і при просідаючих ґрунтах влаштовуються кільцеві або фундаменти з паль.



Рис. 3. Монтаж очисних споруд забійного цеху ТОВ «Драчинецьке-1»

У 2017 році при будівництві аеротенка-відстійника діаметром 14 м на молокопереробному підприємстві (рис. 4) фірма Екорембуд застосувала нову технологію – будівництво циліндричної металевої ємності здійснювалося шляхом зварювання попередньо вальцьованих металевих листів із нанесеним антикорозійним покриттям безпосередньо на майданчику очисних споруд.

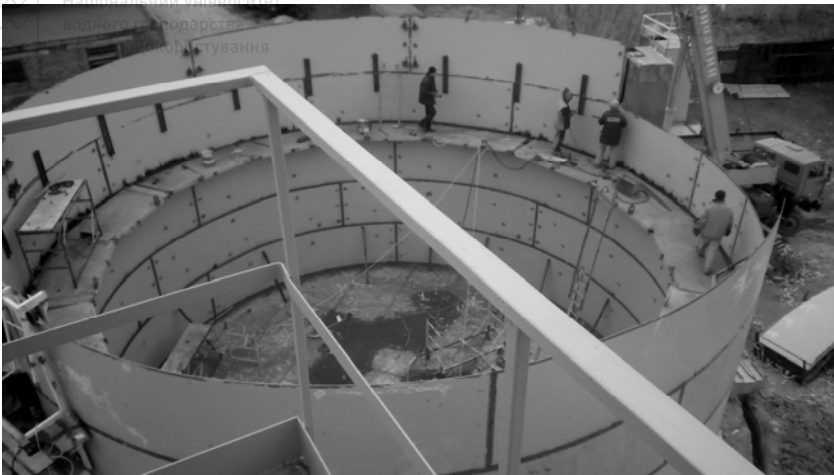


Рис. 4. Монтаж аеротенка-відстійника на Золотоніському маслоробному комбінаті

Зварювання металевих листів при цьому здійснювалося за допомогою зварювальної установки AGW-2 «Lincoln Electric» (США) для двостороннього зварювання горизонтальних швів. Її застосування дозволяє приблизно у 20 разів підвищити продуктивність зварювальних робіт, порівняно із ручним дуговим зварюванням, та на 40% скоротити час зварювання. Процес зварювання проводиться під шаром флюсу з використанням дроту з суцільним перетином. Застосовувалися зварювальні матеріали як іноземного, та вітчизняного виробництва. Вертикальні стики зварювалися за допомогою автомату АДД-303. Крім цього застосування такої технології будівництва дозволило здійснювати будівництво із застосуванням автомобільного, а не гусеничного крану вантажопідйомністю 30 т.

Виготовлення окремих елементів очисних споруд діаметром до 2,4 м здійснюється на виробничій базі фірми Екорембуд з наступним транспортуванням до місця монтажу автотранспортом.

Завдяки тісній співпраці ГНДЛ ОСВ із проектувальниками і будівельниками були збудовані, зокрема, очисні споруди Чернігівського м'ясокомбінату «Ритм» і Білоцерківського м'ясокомбінату «Поліс», Ніжинського і Новгород-Сіверського м'ясокомбінатів, м'ясожирового комплексу у м. Макіївка, споруди глибокої очистки стічних вод м'ясопереробного підприємства в с. Мархалівка Київської області, м'ясопереробного заводу «Колос» Чернівецької області, ДП «М'ясопереробний комплекс «Росана» у м. Рогатин Івано-Франківської області, м'ясопереробного комплексу ТОВ «Антонівський м'ясокомбінат» Київської області, цеху із забою свиней в с. Переяславське Київської області, цеху із забою невеликих тварин та птиці ТОВ «Драчинецьке-1» у с. Шипинці

Чернівецької області, підприємства по переробці тваринної продукції в с.м.т. Брусилів Житомирської області, міні-забійного пункту свиней та виготовлення м'ясопродуктів у м. Жмеринка, м'ясопереробного цеху у с. Велика Димерка Київської області, птахофабрики ТОВ „Рубі Роз Агрікол КО ЛТД” в с. Морозівка Київської області, забійного цеху птахофабрики «Оріль-Лідер» у м. Дніпродзержинськ, «Тарасовецької птахофабрики» Чернівецької області, забійного цеху птахофабрики у с. Просяне Харківської області. Були збудовані також очисні споруди ВАТ «Шосткінський міськмолкомбінат», Золотоніського маслоробного комбінату, ЗАТ «Бахмачконсервмолоко», заводу по виробництву яблуневого соку в с. Мамаївці Чернівецької області та деякі інші. Нині здійснюється будівництво аеротенка другого ступеню на Золотоніському маслоробному комбінаті та розпочато будівництво очисних споруд фабрики із забою індиків в с. Руда Хмельницької області.

Висновки. Розроблені очисні споруди харчових підприємств, які виготовляються із металу в заводських умовах і потім лише монтуються на місці встановлення, забезпечують необхідний ступінь очистки стічних вод, скорочення термінів проектування, зменшення вартості і тривалості будівництва. Впровадження таких очисних споруд на більш ніж тридцять підприємств харчової промисловості підтвердило їх високу ефективність і економічність.

1. Ковальчук В.А. Відстійник-флотатор для попередньої очистки стічних вод м'ясопереробних підприємств / Ковальчук В.А. // «Ринок інсталяцій», № 9, 2009. – С. 20-21.
2. Ковальчук В.А. Біологічна очистка стічних вод в аеротенках-відстійниках зі струминною аерацією / Ковальчук В.А., Ковальчук О.В. // «Ринок інсталяцій», № 5, 2010. – С. 11-13.
3. Ковальчук В.А. Високопродуктивні біоокислювачі в системах очистки стічних вод підприємств м'ясної та молочної промисловості / Ковальчук В.А. // Науковий вісник будівництва. – Вип. 60. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2010. – С. 247-251.

1. Kovalchuk V.A. Vidstiinyk-flotator dlia poperednoi ochystky stichnykh vod miasopererobnykh pidpriemstv / Kovalchuk V.A. // «Rynok instaljatsii», № 9, 2009. – С. 20-21.
2. Kovalchuk V.A. Biologichna ochystka stichnykh vod v aerotenkakh-vidstiinykakh zi strumynnoiu aeratsiieiu / Kovalchuk V.A., Kovalchuk O.V. // «Rynok instaljatsii», № 5, 2010. – С. 11-13.
3. Kovalchuk V.A. Vysokoproduktyvni biookysliuvachi v systemakh ochystky stichnykh vod pidpriemstv miasnoi ta molochnoi promyslovosti / Kovalchuk V.A. // Naukovyi visnyk budivnytstva. – Vyp. 60. – Kharkiv: KhDTUBA, KhOTV ABU, 2010. – С. 247-251.



УДК 624.012

Національний університет
господарства
та природокористування

БЕЗКОНСОЛЬНО-БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВІ КАРКАСИ В БУДІВНИЦТВІ КОТЕДЖІВ

FLAT-SLAB FRAME SYSTEM FOR COTTAGES CONSTRUCTION

Павліков А.М., д.т.н., професор, Пінчук Н.М., к.т.н., Гарькава О.В., к.т.н.
(Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка)

Pavlikov A.M., D.Sc, professor, Pinchuk N.M., Ph.D., Garkava O.V., Ph.D.
(Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University)

Перспективним напрямком будівництва є зведення будівель котеджного типу на приміських мальовничих територіях. Для зниження вартості та скорочення термінів будівництва запропоновано застосування збірних залізобетонних конструкцій, а саме індустріального безкапітельно-безбалкового каркасу.

Construction of cottage buildings in suburban scenic areas is a promising direction of construction. To reduce cost and reduce construction time is expedient application of precast concrete structures, such as industrial uncapital ungirder frame structure. Today, this framework has undergone many improvements, and therefore it can be offered to solve such problems. The structure of the frame includes columns, rigidity elements and slabs of overlapping. Design schemes and testing equipment are developed and proposed for research bearing capacity of the main structural elements of the frame. The results of the experimental investigation of reinforced concrete slabs of a flat-slab constructive system of buildings are presented. In this case, the assessment of the main structural elements of the frame, the details of their construction are given. The uncapital ungirder frame constrictive system has already proved in practice the effectiveness of its application for the erection of multistory residential buildings. On the basis of the conducted research, constructive solutions for buildings of cottage type are proposed. Today, this frame has undergone many improvements, and therefore it can be offered for solving such problems. The proposed constructive decisions will facilitate the massive introduction of industrial frame structure in housing construction to solve the problem of providing affordable housing for the population.

Ключові слова: будинки котеджного типу, безкапітельно-безбалковий каркас, конструктивна система, залізобетонний елемент.

Вступ. Попит населення на комфортне житло, яке було б доступне громадянам середнього рівня матеріального забезпечення, як свідчить сьогоденна статистика, зростає. Нажаль, сучасні пропозиції будівельної галузі поки що суттєво відстають від такого побажання. На сьогодні, як свідчать самі виробничники, житло переважно зводиться із традиційних цегляних конструктивних елементів і в середньому складає до 8 тисяч гривень за один квадратний метр в будинках із найнижчими показниками архітектурно-планувальних рішень та до 15 тисяч гривень – з поліпшеними в так названих будинках елітного типу. Причин існування такої проблеми у сфері забезпечення людей житлом дуже багато. Основні серед них – висока трудомісткість будівельних робіт, низький рівень механізації технологічних процесів будівельного виробництва, малоповерховість житлових будівель, значна матеріалоемність та недосконалість конструктивних систем житлових будівель.

Постановка мети і задач досліджень. На українській містобудівній арені котеджне містечко як явище з'явилося порівняно недавно, а саме, тоді, коли стала можливою купівля землі у великих обсягах. Головною ознакою котеджного містечка є одночасне, або майже одночасне зведення усіх будинків у ньому. Головне, що містечка будують не поступово, а відразу, втілюючи цілісний архітектурний проект. Отримується ділянка, розробляється проект, будується комплекс будинків (рис. 1), а потім продається.



Рис. 1. Приклад генерального плану котеджного містечка

Будинки в таких котеджних містечках будуються не тими, хто в них житиме, а професійними спеціалізованими будівельними організаціями. Будівництво містечок – потужна індустрія, система, що починається з отримання великих ділянок і закінчується організованим продажем будинків. Такі спеціалізовані містечка часто облаштовують інфраструктурою такою як

магазини, дитячі майданчики, садочки і навіть школи. Надзвичайно зручним є їх розташування вздовж дорожнього полотна.

Дуже важливим питанням, із яким необхідно визначитися при плануванні проекту містечка, є також рівень готовності будинків при здачі їх покупцями. Як правило, майбутні власники таких котеджів прагнуть до реалізації своєї індивідуальності та втілення фантазії і неординарних дизайнерських рішень інтер'єрів. Стрімке зростання цін на квартири в обласних центрах поступово схиляє споживача до купівлі або будівництва власного замиського будинку. Тому, пошук конструктивного рішення такої забудови, котре надасть змогу вирішити питання придбання житла за доступними цінами є актуальною задачею.

Традиційні об'ємно-планувальні та конструктивні рішення котеджних будинків. Котеджі бувають переважно двоповерховими з внутрішніми сходами: зазвичай на першому поверсі розташовуються загальна кімната, кухня, господарські приміщення, на другому – спальні. Котедж призначений для проживання в ньому однієї родини.

Як правило, типове об'ємно-планувальне рішення котеджного будинку (рис. 2) виглядає таким чином: цокольний поверх висотою 2,80 м та один або два поверхи висотою 3,00 м. На цокольному поверсі можливе розташування басейну, лазня і бойлерної або ж гаражу.



Рис. 2. Типове проектне рішення котеджного будинку

Малоповерхові житлові будинки котеджного типу традиційно зводять за стіновою конструктивною системою. В цьому випадку вартість фундаменту становить близько 15-20% від вартості будинку. При використанні стінової конструктивної системи стіни одночасно виконують огорожувальні та несучі функції. Матеріали для зведення стін обирають залежно від

кліматичних умов, призначення та капітальності будівлі, його поверховості, від технічної та економічної доцільності. Стіни можуть бути виконані із залізобетонних панелей з ефективним утеплювачем, блоків з особливо легких бетонів, але найпоширенішим матеріалом є цегла. В якості конструкцій перекриття зазвичай використовуються багатопустотні залізобетонні панелі. Найбільш поширені горищні скатні дахи і суміщені покриття.

З наведеного вище опису конструктивного вирішення будівлі очевидним є різноманіття будівельних матеріалів та велика кількість номенклатури будівельних виробів для її зведення, окрім того виконання робіт з цегляної кладки стін надзвичайно трудомістке і потребує багато часу та робітників високої кваліфікації. Все це суттєво впливає на вартість такої будівлі та робить її недоступною для верств населення із середнім матеріальним достатком. Держава вирішує цю проблему шляхом надання іпотечних кредитів на житло, але більш ефективним є подолання цієї проблеми шляхом застосування нових інженерних рішень та досягнень будівельної галузі. Зокрема, ми пропонуємо застосовувати для зведення таких будівель індустріальний безбалковий безкапітельний каркас, котрий ефективно зарекомендував себе при зведенні багатопверхових житлових будівель [1, 2].

Безбалкова безкапітельна конструктивна система. Розв'язання існуючої проблеми забезпечення населення доступним житлом можливе за рахунок удосконалення технології будівництва житлових будівель на основі впровадження конструктивних систем, серед котрих найпривабливішою є збірно-монолітний безкапітельно-безбалковий каркас з мінімальною кількістю типорозмірів збірних конструкцій (рис. 3).

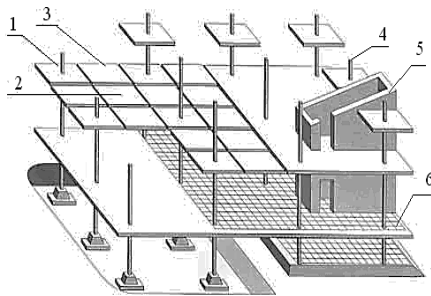


Рис. 3. Схема безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівлі:
 1 – надколонна плита; 2 – середня плита; 3 – міжколонна плита; 4 – колона;
 5 – діафрагма жорсткості; 6 – покриття поверху

За своєю сутністю дана конструктивна система являє плоскі залізобетонні перекриття безпосередньо поєднані з колонами за рахунок прогресивних вирішень їх стиків. У будівлях з такими каркасами відсутні балки, консолі колон, капітелі. Вона дозволяє швидко трансформувати приміщення під нове призначення, забезпечує автономізацію їх обігріву. А

оскільки окремі елементи просторового каркасу мають максимальну заводську готовність і їх поєднання між собою передбачає замонолічування монтажних проміжків на незначних за площею ділянках, то застосування даної конструктивної системи – також один із шляхів реанімації індустріального виробництва на заводах із виготовлення збірного залізобетону, що дозволить значно економити енергоресурси.

Міжповерхові перекриття у будівлях із каркасом, що пропонується до застосування, (рис. 3) складаються з трьох типів збірних залізобетонних плит: надколонних (поз. 2), міжколонних (поз. 3) та середніх (поз. 4). Товщина усіх плит – 160 мм, їх розміри в плані, з метою уніфікації опалубки, прийняті однаковими – 3000×3000 мм. Надколонні плити (2) кріпляться (рис. 3) за допомогою зварювання закладених в них обойм (4) до арматури колони (1), а передбачені монтажні проміжки в 20 мм між колоною та обоймою, а також між плитами заповнюються високоміцним дрібнозернистим бетоном. При цьому в забетонованих проміжках утворюються шпонки (3), бетон котрих додатково зміцнюється за рахунок роботи в умовах всебічного обтиснення, сприяючи замість ванного зварювання арматурних випусків у колонах використовувати тільки монтажні шви. Вертикальними несучими елементами каркасу є збірні залізобетонні двоярусні колони розмірами перерізу 400×400 мм, а також частково залізобетонні діафрагми жорсткості. Стикування колон примусове за рахунок входження стержня-фіксатора нижнього торця верхньої колони в гніздо верхнього торця нижньої колони

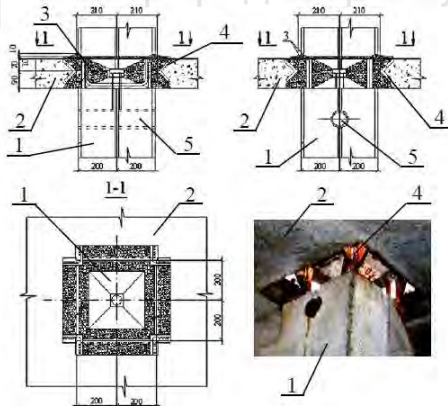


Рис. 4. Схеми з'єднання надколонної плити з колоною: 1 – колона; 2 – плита (вид знизу); 3 – бетон; 4 – сталевая обойма; 5 – монтажний отвір

Просторова жорсткість та стійкість застосованого каркасу будівель забезпечується як за рахунок лінійних в'язів (залізобетонних або металевих кісців) так і суцільних залізобетонних діафрагм жорсткості. В елементах каркасу від дії зовнішніх навантажень внутрішні зусилля підраховуються за

допомогою ПЕОМ в програмному комплексі „Structure CAD 11.1“, оснований на методі просторових скінчених елементів, які моделюють роботу матеріалів несучих конструкцій та ґрунтової основи. У розрахункових схемах просторового каркасу стійками служать колони, горизонтальними дисками – перекриття, складене з плит. Експериментально-теоретичні дослідження показали, що зусилля в елементах безкапітельно-безбалкового каркасу можна розраховувати простими інженерними методами [3, 4], попередньо розчленувавши просторовий каркас на плоскі ортогональні рами у вигляді ригелів-плит, що підтримуються колонами. При цьому вертикальні навантаження сприймаються колонами, умовними ригелями-плитами та частково діафрагмами жорсткості, а горизонтальні – тільки елементами жорсткості.

Запроектовані до використання в каркасі будівлі елементи були випробувані в ПолтНТУ в лабораторії кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів. При цьому для кожного з елементів, тобто колон, плит та сходових маршів були розроблені окремі можливі розрахункові схеми та виготовлене випробувальне устаткування.

У зведених будинках в колонах застосовуються стержньова арматура класу А500С в кількості $4\varnothing 28 - 6\varnothing 28$. Надколонна плита в розтягнутій має дві сітки з арматури класу А-500С: одна містить стержні в обох напрямках по $16\varnothing 14$, а друга – по $12\varnothing 14$; стиснута зона армована сіткою з дроту класу Вр-І по $20\varnothing 4$ в обох напрямках (рис. 5).

У міжколонній плиті в розтягнутій зоні дві сітки з арматури класу А-500С. Стержні: в одній по $16\varnothing 14$, у другій – по $12\varnothing 14$ в обох напрямках; стиснута зона армувалась в обох напрямках $20\varnothing 4$ сіткою з дроту класу Вр-І (В 500). У середній плиті у розтягнутій зоні у сітках з дроту класу Вр-І по $12\varnothing 8$ та $7\varnothing 8$ в обох напрямках в кожній, стиснута зона запроектована без арматури.

Для надколонної плити реалізовувана розрахункова схема плити не тільки у вигляді обпертої по контуру (рис. 5), але й як балки – частини ригеля між його нульовими точками на обвідній епюрі згинальних моментів (для плоскої рами каркасу). Випробовування здійснено на дію розрахункових значень навантажень. Завантаження здійснювалось гідравлічними домкратами (8) потужністю 500 кН за допомогою насосної станції (10).

Руйнування надколонних плит відбувалося при загальному навантаженні $3,02 \text{ т/м}^2$, середніх – при $2,4 \text{ т/м}^2$, міжколонних – при $1,8 \text{ т/м}^2$. Отже, безбалкова безкапітельна конструктивна система для зведення житлових будівель пройшла лабораторні всебічні випробування всіх конструктивних елементів. До кожного конструктивного елемента (колона, надколонна плита, міжколонна плита, середня плита, сходовий марш) на кафедрі залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка розроблено

Виконано техніко-економічне порівняння з іншими конструктивними системами [5].

У місті Полтава вже зведено декілька 16-ти та 9-ти поверхових житлових будівель за цією конструктивною системою, що успішно експлуатуються мешканцями. Тому використання цієї конструктивної системи доцільно пристосувати і під малоповерхове житло котеджного типу.

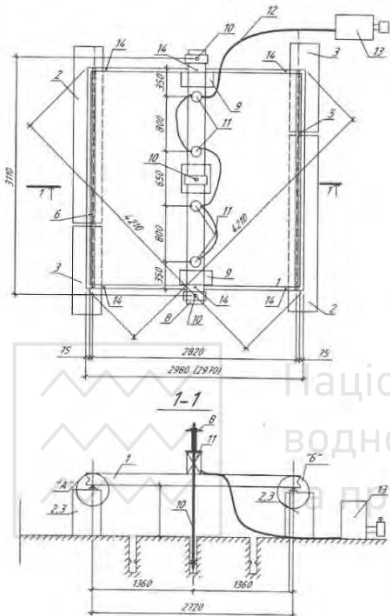


Рис. 5. Схема та загальний вигляд устаткування для випробовувань надколонної плити: 1 – плита; 2, 3 – опори; 4, 7 – металеві пластини; 5, 6 – рухома та нерухома опори; 8 – траверса зі швелера №30; 9 – монтажні опори; 10 – тяжі; 11 – гідродомкрати; 12, 13 – насосна станція; 14 – прогиноміри

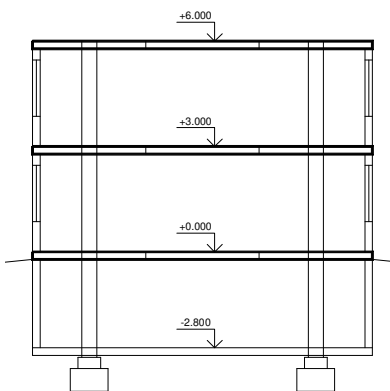
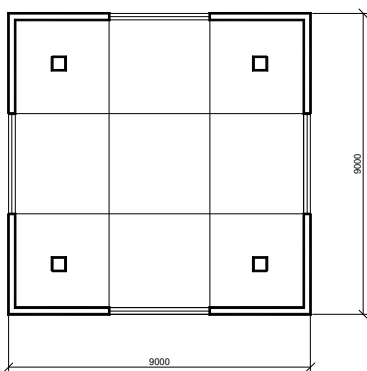


Рис. 6. Приклад плану та розрізу котеджного будинку зведеного за безбалковою безкапітельною конструктивною системою

Для прикладу розроблено схематичний план типового котеджного будинку розмірами 9х9м, котрий представлений на рис. 2. В результаті оримаємо будівлю (рис. 6), каркас котрої складається з мінімальної кількості конструктивних елементів, що є індустріальними (виготовляються на заводах залізобетонних виробів, а отже мають високу якість) та швидко монтуються за допомогою мобільних кранів. Простір всередині будівлі власник може вільно розпланувати за своїми вподобаннями.

Висновки. Експериментальні дослідження показали, що застосування безкапітельно-безбалкових каркасів для зведення житлових будівель котеджного типу дозволяє реалізовувати на практиці такі основні їх переваги:

- 1) ландшафт забудови привабливо урізноманітнюється за рахунок надання кожній будівлі неповторних архітектурних форм;
- 2) будівлям притаманна автономність у архітектурно-планувальних рішеннях;
- 3) значно скорочується строк будівництва;
- 4) запуск виробничої лінії з виготовлення збірних елементів є достатньо простим і здійснюється у мінімальні строки;

1. Павліков А. М. Особливості конструктивної системи збірно-монолітних каркасних багатопверхових будівель під соціальне житло / А. М. Павліков, В. А. Пашинський, С. М. Микитенко, М. М. Губій, Є. М. Бабич, Б. М. Петтер // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2009. – Вип. 18. – С. 390–395.

2. Павліков А. М. Безкапітельно-безбалкова каркасно-конструктивна система будівлі: особливості та досвід викорис-тання під доступне житло / А. М. Павліков, Є. М. Бабич, Б. М. Петтер // Будівельні конструкції : міжвід. наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво) / ДП ДНД ІБК. – Вип. 78: в 2-х кн. Кн. 1. – К. : ДП НДІБК, 2013. – С. 28 – 46.

3. Павліков А. М. Безкапітельно-безбалкові конструктивні системи для будівель доступного житла: конструктивні особливості, умо-вності розрахунків, пропозиції з удосконалення / А. М. Павліков, Є. М. Бабич, С. М. Микитенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2014. – Вип. 29. – С. 451–460.

4. Павліков А. М. Конструювання та розрахунок плит збірно-монолітних конструктивних систем житлових будівель / А. М. Павліков, С. С. Жарий // Галузеве машинобудування, будівницт-во : зб. наук. пр. – Полтава : ПолтНТУ, 2009. – Вип. 24. – С. 8–13.

5. Павліков А. М. Конструктивні системи швидкого зведення житлових будівель / А. М. Павліков, Н.М. Пінчук, Т.Ю. Качан // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.-2016.-Вип. 32.-С. 373-380.-Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/rmkbs_2016_32_53

1. Pavlikov A. M. Osoblyvosti konstruktyvnoi systemy zbirno-monolitynykh karkasnykh bahatopoverkhovykh budivel pid sotsialne zhytlo / A. M. Pavlikov, V. A. Pashynskiy, S. M. Mykytenko, M. M. Hubii, Ye. M. Babych, B. M. Petter // Resursoekonomni materia-ly,

2. Pavlikov A. M. Bezkapitelno-bezbalkova karkasno-konstruktivna systema budivli: osoblyvosti ta dosvid vykorys-tannia pid dostupne zhytlo / A. M. Pavlikov, Ye. M. Babyeh, B. M. Peter // Budivelni konstruktsii : mizhvid. nauk.-tekh. zb. nauk. pr. (budivnytstvo) / DP DND IBK. – Vyp. 78: v 2-kh kn. Kn. 1. – K. : DP NDIBK, 2013. – S. 28 – 46.

3. Pavlikov A. M. Bezkapitelno-bezbalkovi konstruktivni systemy dlia budivel dostupnogo zhytla: konstruktivni osoblyvosti, umo-vnosti rozrakhunkiv, propozytsii z udoskonalennia / A. M. Pavlikov, Ye. M. Babyeh, S. M. Mykytenko // Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy : zb. nauk. prats. – Rivne : NUVHP, 2014. – Vyp. 29. – S. 451–460.

4. Pavlikov A. M. Konstruiuvannia ta rozrakhunok plyn zbirno-monolitnykh konstruktivnykh system zhytlovykh budivel / A. M. Pavlikov, S. S. Zharyi // Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytst-vo : zb. nauk. pr. – Poltava : PoltNTU, 2009. – Vyp. 24. – S. 8–13.

5. Pavlikov A. M. Konstruktivni systemy shvydkoho zvedennia zhytlovykh budivel / A. M. Pavlikov, N.M. Pinchuk, T.Iu. Kachan // Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy.-2016.-Vyp. 32.-S. 373-380.





ПЕРЕВАГИ ЗАСТОСУВАННЯ КОНЦЕПЦІЇ ІНФОРМАЦІЙНОГО МОДЕЛЮВАННЯ В БУДІВНИЦТВІ

ADVANTAGES OF APPLICATION OF THE CONCEPT OF BUILDING INFORMATION MODELING

Трач Р.В., к. е. н. orcid.org/0000-0001-6654-9870 (Варшавський університет природничих наук, Польща, Варшава)

Roman Trach, PhD in Economics orcid.org/0000-0001-6654-9870 (Warsaw University of Life Sciences, Warsaw, Poland)

В статті досліджено цільові засади концепцій інформаційного моделювання в будівництві (BIM). Проаналізовано та систематизовано складнощі та вигоди, які можуть виникати при запровадженні інформаційного моделювання. Сформульовано конкурентні переваги, які отримують учасники інвестиційно-будівельного процесу від застосування BIM.

Industry inclination and implementation towards building information modeling (BIM) is rapidly increasing as different governments support BIM initiatives and have set BIM as a requirement. In Ukraine building information modeling is mostly used by companies and software developers. Technologies of building information modeling are slowly, but constantly developing, they are focused on private enterprises and are not supported by the state. The use of building information modeling has several advantages compared with classical methods of architectural and building modelling.

Building information modeling in the construction industry is a process involving the generation, processing and management of digital representations of physical and functional characteristics of buildings and places. Building information models are files containing proprietary construction, technological, economic and other data, which can be extracted, exchanged or networked to support decision-making regarding a building or other built asset.

Basic principles of building information modeling (BIM) concepts in the field of construction are studied. Challenges, risks and benefits that can arise in the result of information modeling implementation are analyzed. Competitive advantages that participants of investment and construction process can achieve due to BIM applying are characterized.

Інформаційне моделювання, BIM, будівельний проект, концепція, інтеграція.
Information Modeling, BIM, construction project, concept, integration.

Вступ. Концепція BIM виступила в якості альтернативи існуючої традиційної САПР. Нова система пропонує одночасно великі інтелектуальні переваги та можливість взаємодії всіх учасників будівельного процесу [1]. Цифрове подання фізичних і функціональних характеристик об'єкта дозволяють користувачам передавати проектні дані і специфікації як між різними програмними додатками, так і в одній організації або в рамках багатопрофільної групи. Вся доступна про об'єкти інформація зберігається в базі даних BIM і в міру необхідності може бути доступна протягом усього життєвого циклу об'єкта.

Аналіз останніх досліджень. BIM був ідентифікований як "технологія генерації та управління параметричної моделлю будівлі" [2]. Він також згадується як розвивається багатогранний феномен з об'єктно-орієнтованою 3D-моделлю структури для забезпечення інтероперабельності та обміну інформацією [3]. Таким чином, BIM - це зростаюча область теорії і практики, яка об'єднує різні галузі знань будівельної галузі [4]. Інструменти BIM забезпечують оптимізацію процесів параметричного моделювання об'єктів, створення нових рівнів просторової візуалізації, моделювання «поведінки» будівель, ефективне управління проектом і оперативне співробітництво між членами команди. BIM відноситься до набору технологій і рішень, які можуть сприяти між організаційного співпраці і підвищення продуктивності в будівельній галузі, а також поліпшенню дизайну, будівництва та обслуговування об'єкта. Технології BIM постійно розширюють і розвивають нові функціональні можливості. Інструменти BIM дозволяють отримати вичерпну інформацію про критерії, які повинні бути враховані під час процесу проектування, починаючи від окремих компонентів і розташування будівлі і закінчуючи стосунками між цими критеріями. BIM включає в себе інформацію про будівництво, починаючи від геометрії, просторових зв'язків, аналізу висвітлення, географічної інформації, кількості і властивості будівельних матеріалів і комплектуючих, специфікації, вогнестійкості, вартості. Хоча переваги BIM неявно розуміються дизайнером, вони можуть стати явними для інших учасників проекту, таких як власники, підрядники, субпідрядники, оздоблювальні компанії. У разі змін дизайну інструменти BIM можуть інтегрувати і систематизувати зміни в цілому проект [5]. Більш того, BIM може використовуватися для інтеграції управління об'єктами.

Результати досліджень. Протягом останніх десятиліть складність будівельних проектів значно зростає [6]. Щоб «йти в ногу з часом» і сприяти розвитку інновацій в будівництві інформаційні технології (ІТ) і інформаційно-комунікаційні технології (ІКТ) повинні так само активно розвиватися [7]. BIM був розроблений, як система здатна полегшити

проекування, будівництво і технічне обслуговування об'єкта будівництва за допомогою комплексного підходу. Він забезпечує спільну платформу для всіх зацікавлених сторін, що беруть участь в реалізації проекту. Власники, дизайнери, підрядники та менеджери з будівництва можуть використовувати BIM для більш ефективного будівництва, ніж будь-коли раніше [8]. Крім того, інноваційні інструменти IT / ІКТ є важливими факторами в навчанні і розвитку будівельної галузі. Є прогнозне пропозицію, що BIM теж буде використовуватися для інтеграції знань і поліпшення навчання [9]. BIM може використовуватися в якості інтерактивного керівництва для безпечного управління і експлуатації будівлі, що надає повну інформацію про об'єкті [10], наприклад, фізичну структуру, механічні та електричні системи, внутрішній дизайн. За допомогою BIM можна змоделювати процес технічного обслуговування або модифікації об'єкта [11], що природним чином поліпшити процес експлуатації, знизить рівень витрат на управління [12], за рахунок більш точної кошторису на проведення ремонтів та реновацій [13]. BIM також можна використовувати для моделювання сценаріїв евакуації і поведінки натовпу при позаштатних ситуаціях [14]. За рахунок використання BIM можна більш точно розрахувати кількість будівельних матеріалів і комплектуючих, необхідних для реалізації проекту [15]. Це може допомогти скоординувати процес закупівель на етапах проектування і будівництва [16]. Модель BIM може використовуватися як джерело інформації для автоматизованих машин при виготовленні готових будівельних комплектуючих [17]. Моделювання процесу будівництва і прив'язка моделі до мережевому графіку дозволяє виявляти різні колізії та нестиківки ще на початкових етапах реалізації проекту, до фактичного початку процесу будівництва [18]. Широке використання BIM-інструментів при моделюванні будівель зі складною концепцією дизайну [19] надають архітекторам велику свободу для творчості. У перспективі BIM вважається ключовим рішенням при будівництві та експлуатації інтелектуальних будівель [20]. Також BIM був ідентифікований як інструмент, який може забезпечити значні економічні вигоди. Потужним драйвером для впровадження інноваційних технологій в практику є позитивні фінансові показники. Дослідження показали, що найбільшою мірою BIM впливає на запобігання відставання графіка будівництва та запобігання переробок на основі ранньої оцінки моделі.

Користувачі BIM визначили як короткострокові, так і довгострокові переваги використання BIM. Найбільш важливим короткостроковим перевагою BIM була мінімізація помилок в документації. Наступна перевага - можливість використання BIM в якості маркетингового інструменту. Більш низька плинність кадрів також розглядається як короткострокова вигода від використання BIM. Менша кількість контрактних претензій і скорочення витрат на будівництво розглядаються як довгострокові вигоди. Довгострокове співробітництво з клієнтами також є основним переваг BIM

[21]. Також BIM може використовуватися для початкового планування і техніко-економічної оцінки. Концептуальна модель будівлі може включати інформацію про витрати, яка допомагає розробникам при визначенні того, чи може бути споруджено будинок певного розміру, рівня якості і бажаних вимог в рамках конкретного бюджету витрат і часу. Крім того, модель 3D BIM забезпечить більш реалістичну візуалізацію дизайну на всіх етапах реалізації проекту. Мережеві графіки BIM рівня 4D є потужним інструментом для фазирования, координації та передачі інформації про плановану роботу учасникам проекту [22]. Оскільки всі матеріали і комплектуючі зумовлені і розраховані автоматично, є можливість їх замовляти через електронну форму і доставляти на будівельний майданчик по мережі, що зменшує витрати і підвищує продуктивність праці. 3D-модель забезпечує прийнятну візуалізацію робочого простору, в той час як мережевий графік 4D пропонує спрощене розуміння різних вимог протягом усього життєвого циклу проекту. Це особливо корисно для зацікавлених сторін, які несуть пряму відповідальність за виконання робіт по будівництву. BIM має можливість пов'язувати дані виробників, дані про будівництво та комунікації з одного повністю інтегрованою панеллю приладів. Ключовим аспектом будь-якої системи візуалізації є полегшення інтерактивних оновлень в режимі реального часу. Неefективність при виконанні оновлень виключає переваги застосування такої технології. Непослідовні поновлення роблять моніторинг і використання проекту більш складними, що може привести до того, що члени команди втратять трек [23]. В майбутньому очікується, що інструменти BIM забезпечать плавне оновлення в реальному часі і достатню продуктивність візуалізації, щоб забезпечити ефективну взаємодію між членами команди [24].

Багатодисциплінарна інтеграція учасників проекту дозволяє виявляти і вирішувати проблеми до початку етапу будівництва. Це важливо як для розробки нових об'єктів, так і для інтеграції нових об'єктів з існуючими. Рання міждисциплінарна інтеграція дозволяє уникнути непотрібних витрат і часу за рахунок скорочення помилок і запитів на отримання інформації і, отже, скорочення змін.

Building Information Modeling - це розширений метод передачі інформації про проект будівництва. Цей обмін може відбуватися між різними учасниками на протязі всього життєвого циклу проекту. У будівельній галузі чітко видно ознаки фрагментації і поділу різних робіт на етапи, тому при впровадженні нових процесів можна очікувати виникнення бар'єрів і проблем. Швидка і точна ідентифікація потенційних проблем має вирішальне значення, оскільки вона дозволить учасникам проекту зробити відповідні кроки, необхідні для їх пом'якшення і забезпечення успіху проекту.

Фактори комунікації і обміну потоками інформації дуже важливі при реалізації будівельних проектів. Традиційно це робилося у вигляді двовимірних малюнків і паперової документації. Концепція BIM передбачає

використовується інформаційної моделі не тільки як інструмент проектування, але і як інтерфейс для обміну інформацією між різними учасниками на всіх етапах проекту. Розрізнений характер будівельної галузі призвела до необхідності використання різних інструментів управління проектуванням і будівництвом. Кожен учасник проекту надає перевагу інструменти, які спеціалізуються і адаптуються до його індивідуальним ролям.

Така ж ситуація була і при розробці інструментів BIM, коли кожен з учасників проекту використовував програмне забезпечення, які погано взаємодіяв один з одним.

- формат даних з відкритою специфікацією, яка не контролюється ні однією компанією або групою компаній. Формат файлу був розроблений buildingSMART (International Alliance for Interoperability, IAI) для спрощення взаємодії в будівельній індустрії. Використовується як формат для інформаційної моделі будівлі (Building Information Modeling). Це призвело до впровадження формату даних з відкритою специфікацією IFC (англ. Industry Foundation Classes), міжнародного стандарту з відкритим вихідним кодом. Формат файлу був розроблений buildingSMART (International Alliance for Interoperability, IAI) для спрощення взаємодії при використанні BIM.

Рівень очікувань від використання BIM в проекті варіюється в залежності від ролі учасника проекту і розміру підприємства. Проектанти очікують, що BIM стане подальшою розробкою і поліпшенням 2D CAD. Конструктори розглядають BIM як інструмент, який полегшує управління документами і інформацією. Чим більше розмір підприємства, тим більше гнучкості воно хоче від програмного забезпечення, щоб мати можливість реалізовувати більші і складні проекти. Різниця в очікуванні від BIM, швидше за все, є результатом відсутності консенсусу щодо того, що таке BIM. Більшість професіоналів галузі згодні з тим, що BIM складається з тривимірних моделей, багатих інформацією, проте точні способи, за допомогою яких BIM впливає на робочі процеси, є невизначеними. Передача інформації BIM може бути використана всіма учасниками проекту по всім дисциплін протягом всього життєвого циклу. Важливо відзначити, що в проекті сам BIM не є метою, а радше засобом досягнення цілей. Проектні команди повинні розробити план використання BIM в проекті на самій ранній стадії його реалізації. Це дозволить їм визначити всі можливі способи використання BIM для досягнення цілей проекту. Після чіткого визначення цілей проекту всі основні учасники повинні домовитися про обмін інформацією протягом усього періоду його реалізації. Комплексний і продуманий план виконання проекту за допомогою BIM є ключовим фактором для забезпечення того, щоб всі учасники проекту були «на одній сторінці» і працювали спільно для реалізації проекту при дотриманні встановлених термінів і бюджету.

BIM, як спільний підхід до планування, проектування, будівництва та управління об'єктами вимагає, щоб інвестори, підрядники, кінцеві

користувачі і менеджери об'єктів були включені в процес розробки найактивнішим чином. Ключові учасники повинні мати можливість додавати, вилучати, оновлювати або змінювати інформацію в моделі будівлі протягом усього життєвого циклу. У багатьох учасників проекту є одночасний доступ і можливість внесення змін в проектну документацію.

У зв'язку з цим повинна бути реалізована ефективна система управління проектом з допомогою веб-платформа для багатопрофільної спільної роботи. Багато постачальників пропонують такі рішення, як: ConjectPM, ThinkProject, Trimble Connect, A360 і т. Д. Ці продукти дозволяють користувачам відстежувати зміни і переконаться, що всі працюють з актуальними і оновленими документами. Крім того, учасники проекту можуть швидко і легко обмінюватися інформацією один з одним, усуваючи необхідність використання паперових носіїв. Найголовніше, платформа служить в якості сховища даних, де вся інформація про проект може надійно зберігатися.

Висновок. Таким чином, технологія BIM сама по собі не поліпшить процес будівництва, але створить можливості для значно більш ефективного і спільного процесу проектування. Необхідно, щоб всі учасники проекту розуміли мету використання BIM в проекті. Успіх проекту більше залежить від самого слабкого учасника, ніж від самого сильного. Навчання всіх зацікавлених сторін використання інструментів BIM стає вирішальним для успіху проекту. Крім того, розуміння цілей і використання BIM в проекті повинно бути ефективно визначено на самому ранньому етапі і на найвищому керівному рівні. Це всеосяжне розуміння потім «просочиться» до інших членів команди проекту. Для забезпечення того, щоб для кожної цілі проекту були обрані відповідні варіанти використання BIM, існує необхідність для створення і використання посади менеджера BIM. Менеджер BIM буде відповідати за координацію всього робочого процесу між учасниками проекту і контролювати його виконання. Менеджер BIM несе пряму відповідальність за забезпечення реалізації BIM в проекті відповідно до Плану виконання проекту BIM.

1. Lee Sacks R, Eastman CM. Specifying parametric building object behavior (BOB) for a building information modeling system. *Automation in Construction* 2006;15:758–76.
2. Son H, Lee S, Kim C. What drives the adoption of building information modeling in design organizations? An empirical investigation of the antecedents affecting architects' behavioral intentions. *Automation in Construction* 2015;49, [Part A:92–9].
3. Miettinen R, Paavola S. Beyond the BIM utopia: approaches to the development and implementation of building information modeling. *Automation in Construction* 2014;43:84–91.
4. Succar B. Building information modelling framework: a research and delivery foundation for industry stakeholders. *Automation in Construction* 2009;18:357–75.
5. Autodesk. White paper: building information modeling. San Rafael: Autodesk building industry solutions; 2002.
6. Chien K-F, Wu Z-H, Huang S-C. Identifying and assessing critical risk factors for BIM projects: empirical study. *Automation in Construction* 2014;45:1–15.



7. Bryde D, Broquetas M, Volm JM. The project benefits of Building Information Modelling (BIM). *International Journal of Project Management* 2013;31:971–80.
8. Ganah A, John GA. Integrating Building Information modeling and health and safety for onsite construction. *Saf Health Work* 2015;6:39–45.
9. Salama AM. *Spatial design education: new directions for pedagogy in architecture and beyond*. New York, USA: Taylor & Francis; 2016.
10. Wetzell EM, Thabet WY. The use of a BIM-based framework to support safe facility management processes. *Automation in Construction* 2015;60:12–24.
11. Khaddaj M, Srour I. Using BIM to retrofit existing buildings. *Procedia Engineering* 2016;145:1526–33.
12. Love E.D., Steve Lockley J.M., Kassem P., Kelly M., Dawood G., Serginson N.M. et al. BIM in facilities management applications: a case study of a large university complex. *Built Environment Project and Asset Management* 2015;5:261–77.
13. Cheng JC, Ma LY. A BIM-based system for demolition and renovation waste estimation and planning. *Waste Manag* 2013;33:1539–51.
14. Ruppel U, Schatz K. Designing a BIM-based serious game for fire safety evacuation simulations. *Advanced Engineering Informatics* 2011;25:600–11.
15. Irizarry J, Karan EP, Jalaei F. Integrating BIM and GIS to improve the visual monitoring of construction supply chain management. *Automation in Construction* 2013;31:241–54.
16. Grilo A, Jardim-Goncalves R. Challenging electronic procurement in the AEC sector: a BIM-based integrated perspective. *Automation in Construction* 2011;20:107–14.
17. Lu N, Korman T. Implementation of building information modeling (BIM) in modular construction: benefits and challenges. In: *Proceedings of the construction research congress, Banff, Alta; 2010*. p. 8–10.
18. Azhar S, Khalfan M, Maqsood T. Building Information Modelling (BIM): now and beyond. *Constr Econ Build* 2015;12:15–28.
19. Johansson M, Roupé M, Bosch-Sijtsema P. Real-time visualization of building information models (BIM). *Automation in Construction* 2015;54:69–82.
20. Ghaffarianhoseini A, Berardi U, AlWaer H, Chang S, Halawa E, Ghaffarianhoseini A, et al. What is an intelligent building? Analysis of recent interpretations from an international perspective. *Archit Sci Rev* 2015:1–20.
21. Bernstein HM, Jones S, Russo M. The business value of BIM in North America: multi-year trend analysis and user rating (2007–2012). *SmartMark Rep* 2012.
22. Kymmell W. *Building Information Modeling: Planning and Managing Construction Projects with 4D CAD and Simulations (McGraw-Hill Construction Series): Planning and Managing Construction Projects with 4D CAD and Simulations*. New York, USA: McGraw-Hill Education; 2007
23. Yuan P, Green M, Lau RW. A framework for performance evaluation of real-time rendering algorithms in virtual reality. In: *Proceedings of the ACM symposium on virtual reality software and technology: ACM; 1997*. p. 51–58.
24. Johansson M, Roupé M, Bosch-Sijtsema P. Real-time visualization of building information models (BIM). *Automation in Construction* 2015;54:69–82.

**ВИКОРИСТАННЯ 3D МЕТОДИКИ ДО РОЗРАХУНКУ НА СТІЙКІСТЬ
ТОВСТИХ АНІЗОТРОПНИХ ОБОЛОНОК ПІД ДІЄЮ КРУЧЕННЯ****USE OF A 3D TECHNIQUE FOR CALCULATION OF BUCKLING OF
THICK ANISOTROPIC SHELLS AT TORSION ACTION**

Трач В.М., д.т.н., проф. (Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie; Polska), **Подворний А.В.**, к.т.н., доц. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Trach V.M., doctor of technical sciences, professor (Warsaw university of life sciences, Warsaw, Poland) ORCID ID: 0000-0001-9500-2743, **Podvorny A.V.**, candidate of technical sciences, associate professor (National university of water management and nature resources use, Rivne) ORCID ID: 0000-0001-8518-4395

Запропонований підхід до розв'язку задачі стійкості циліндричних анізотропних оболонок під дією кручення, заснований на використанні процедури Бубнова-Гальоркіна при урахуванні граничних умов на торцях циліндричної оболонки та чисельного методу дискретної ортогоналізації при врахуванні умов на зовнішній та внутрішній поверхнях, у тривимірній постановці.

Cylindrical shells from composites are widely used in the most various designs of the modern equipment. Sometimes conditions of their operation are that that in shells there is tension from the torsion moment that can reach critical values. In the majority of works, structural idealization of a composite, which imposes to material existence of three planes of symmetry, is accepted. However, at production of covers, for example, the effect of anisotropy caused by a divergence of the direction of reinforcing with shells axes arises winding. Therefore, there is a need for development of methods of the solution of problems of stability of shells from composite materials with use of more general model of a composite with the smaller level of symmetry of material. The elastic anisotropic composite cylindrical shells carried to cylindrical (curvilinear) system of coordinates are considered. Spatial approach is based on use of the three-dimensional equations of balance. For the solution of a problem of stability of cylindrical anisotropic shells, according to static criterion of Euler, we will carry out linearization of the three-dimensional system, which is written down rather derivative on a variable. One of ways of the solution of the three-dimensional task received thus is the possibility of her transformation in one-dimensional for what we will use Bubnov-Galerkin's procedure. According to her, we will spread out all functions in trigonometrical ranks on coordinate along forming the cylinder so that they met regional conditions at shell end faces. After some mathematical

transformations and division of variables, we will receive the infinite system of the ordinary differential equations of stability in a normal form of Cauchy. Which realization, under boundary conditions on internal and external surfaces of a shell, is carried out with use of a numerical method of discrete orthogonalization. Using the offered approach the problem of stability at torsion of single-layer, two-layer shells is solved taking into account and without the anisotropic constants of material arising at the described type of anisotropy. The dependence of sizes of critical loadings on an angle of rotation of the main directions of elasticity of initial material relatively curvature designs is investigated. Results are presented in the form of schedules.

Ключові слова:

Оболонка, стійкість, анізотропія, кручення, 3D підхід
Shell, buckling, anisotropy, torsion, 3D approach

Вступ. Циліндричні оболонки з композитів широко використовуються в найрізноманітніших конструкціях сучасної техніки. Іноді умови їх експлуатації такі, що в оболонках виникають напруження від скручуючого моменту, які можуть досягати критичних значень. Величини цих напружень можуть бути відомі з попередньо проведених випробувань або знайдені розрахунковим шляхом. На даний момент розроблені методики розрахунку оболонок з композитів в просторовій постановці з використанням математичних моделей різного ступеня точності [1-7]. У більшості робіт приймається структурна ідеалізація композиту, яка нав'язує матеріалу наявність трьох площин симетрії. Однак, при виготовленні оболонок, наприклад, намотуванням виникає ефект анізотропії викликаний розбіжністю напрямки армування з осями оболонки [8]. Тому виникає необхідність в розробці методів розв'язання задач стійкості оболонок з композитних матеріалів з використанням більш загальної моделі композиту з меншим рівнем симетрії матеріалу.

В [2] наведені розв'язки для тривимірної стійкості циліндрів з ортотропних матеріалів, від дії осьової стискаючої сили і рівномірного бічного тиску.

В [6, 7] розглянута втрата стійкості ортотропними циліндричними оболонками в просторовій постановці при визначенні докритического стану з використанням залежностей [3].

У представленій роботі для розв'язку задачі стійкості анізотропних оболонок з композитів використовується тривимірна теорія пружності [4]. Отримані тривимірні рішення можуть служити еталонами в розрахунках стійкості, чисельними методами, оболонкових конструкцій більш складної геометрії.

Постановка задачі. Розглядаються пружні анізотропні композитні циліндричні оболонки, віднесені до циліндричної (криволінійної) системи координат r, z, θ . Вісі r та θ є полярними координатами колового

поперечного перерізу циліндра, z – нормальна до цього перерізу вісь, початок якої збігається з центром основи циліндра. Геометрія оболонки визначається її довжиною вздовж твірної L , а також радіусами внутрішньої R_1 та зовнішньої R_2 поверхонь, рис.1.

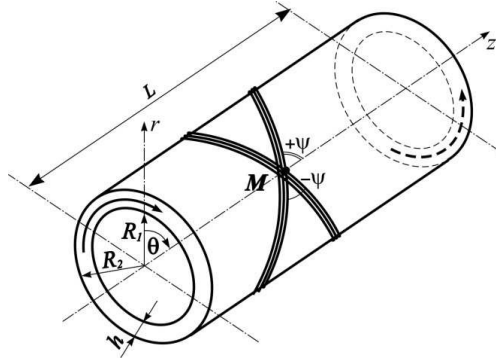


Рис. 1. Циліндрична товстостінна анізотропна оболонка

В нелінійній теорії пружності [4] умови рівноваги елемента, для циліндричної системи координат, зводяться до трьох рівнянь

$$\begin{aligned} \frac{\partial \hat{\sigma}_{rr}}{\partial r} &= -\frac{1}{r} \left[\hat{\sigma}_{rr} + r \frac{\partial}{\partial z} (\hat{t}_{rz}) + \frac{\partial}{\partial \theta} (\hat{t}_{\theta r}) - \hat{\sigma}_{\theta\theta} + r F_r \right]; \\ \frac{\partial \hat{t}_{rz}}{\partial r} &= -\frac{1}{r} \left[\hat{t}_{rz} + r \frac{\partial}{\partial z} (\hat{\sigma}_{zz}) + \frac{\partial}{\partial \theta} (\hat{t}_{z\theta}) + r F_z \right]; \\ \frac{\partial \hat{t}_{r\theta}}{\partial r} &= -\frac{1}{r} \left[\hat{t}_{r\theta} + \hat{t}_{\theta r} + r \frac{\partial}{\partial z} (\hat{t}_{z\theta}) + \frac{\partial}{\partial \theta} (\hat{\sigma}_{\theta\theta}) + r F_\theta \right], \end{aligned} \quad (1)$$

де F_r, F_z, F_θ – проекції вектора питомих об'ємних сил за напрямками дотичних до координатних ліній r, z, θ ; $\hat{\sigma}, \hat{t}$ – проекції напружень на вісі прийнятої криволінійної системи координат до деформації оболонки, визначаються залежностями [4].

При цьому лінеаризовані компоненти деформацій і кути повороту оболонки пов'язані з її переміщеннями такими залежностями:

$$\begin{aligned} e_{zz} &= \frac{\partial u_z}{\partial z}; & e_{\theta\theta} &= \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} + \frac{1}{r} u_r; & e_{z\theta} &= \frac{\partial u_\theta}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_z}{\partial \theta}; \\ e_{rr} &= \frac{\partial u_r}{\partial r}; & e_{r\theta} &= \frac{\partial u_\theta}{\partial r} - \frac{1}{r} u_\theta + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta}; \\ e_{rz} &= \frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial r}; & \omega_z &= \frac{1}{2r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} - \frac{1}{2r} u_\theta - \frac{1}{2} \frac{\partial u_\theta}{\partial r}; \end{aligned} \quad (2)$$



$$\omega_{\theta} = \frac{1}{2} \frac{\partial u_z}{\partial r} - \frac{1}{2} \frac{\partial u_r}{\partial z}; \quad \omega_r = \frac{1}{2} \frac{\partial u_{\theta}}{\partial z} - \frac{1}{2r} \frac{\partial u_z}{\partial \theta}.$$

Тут u_z , u_{θ} , u_r – переміщення точок циліндра в напрямках осей z , θ , r відповідно.

Співвідношення узагальненого закону Гука, що пов'язують компоненти деформацій і напружень при повороті осей ортотропії відносно осі z , запишемо так [3]:

$$\begin{aligned} e_{zz} &= a_{11}\sigma_{zz} + a_{12}\sigma_{\theta\theta} + a_{13}\sigma_{rr} + a_{16}\tau_{z\theta}; \\ e_{\theta\theta} &= a_{12}\sigma_{zz} + a_{22}\sigma_{\theta\theta} + a_{23}\sigma_{rr} + a_{26}\tau_{z\theta}; \\ e_{rr} &= a_{13}\sigma_{zz} + a_{23}\sigma_{\theta\theta} + a_{33}\sigma_{rr} + a_{36}\tau_{z\theta}; \\ e_{r\theta} &= a_{44}\tau_{r\theta} + a_{45}\tau_{rz}; \\ e_{rz} &= a_{45}\tau_{r\theta} + a_{55}\tau_{rz}; \\ e_{z\theta} &= a_{16}\sigma_{zz} + a_{26}\sigma_{\theta\theta} + a_{36}\sigma_{rr} + a_{66}\tau_{z\theta}. \end{aligned} \quad (3)$$

В (3) a_{ij} ($i, j = 1, 6$) – механічні константи матеріалу, що має одну площину пружної симетрії паралельну серединній поверхні циліндра. Їх зв'язок з константами матеріалу, чії вісі ортотропії співпадають з координатними представляється у вигляді [3].

Співвідношення узагальненого закону Гука, для матеріалів з однією площиною пружної симетрії (3), запишемо в оберненому вигляді [1], який використаємо для розв'язку системи (1):

$$\begin{aligned} \sigma_{zz} &= b_{11}e_{zz} + b_{12}e_{\theta\theta} + b_{16}e_{z\theta} + c_1\sigma_{rr}; \\ \sigma_{\theta\theta} &= b_{12}e_{zz} + b_{22}e_{\theta\theta} + b_{26}e_{z\theta} + c_2\sigma_{rr}; \\ \tau_{z\theta} &= b_{16}e_{zz} + b_{26}e_{\theta\theta} + b_{66}e_{z\theta} + c_3\sigma_{rr}; \\ e_{rr} &= -c_1e_{zz} - c_2e_{\theta\theta} - c_3e_{z\theta} + c_4\sigma_{rr}; \\ e_{rz} &= a_{45}\tau_{r\theta} + a_{55}\tau_{rz}; \\ e_{r\theta} &= a_{44}\tau_{r\theta} + a_{45}\tau_{rz}, \end{aligned} \quad (4)$$

де b_{ij} ($i, j = 1, 2, 6$), c_i ($i = 1, 4$) – характеристики, що визначаються з

використанням механічних констант a_{ij} ($i, j = \overline{1, 3, 6}$) матеріалу оболонки.

Для розв'язку задачі стійкості циліндричних анізотропних оболонок, згідно до статичного критерію Ейлера, проведемо лінеаризацію системи (1), записаної відносно похідних за змінною r [5]. При цьому замінимо напруження σ_{zz} , $\sigma_{\theta\theta}$, $\tau_{z\theta}$ їх виразами (4) з урахуванням (2) і,

використовуючи співвідношення для деформації e_{rz} , $e_{r\theta}$, e_{rr} (2), після відповідних перетворень отримаємо систему рівнянь стійкості для анізотропних товстостінних циліндричних оболонок:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} &= \frac{c_2 - 1}{r} \sigma_{rr} - \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} - \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{b_{22}}{r^2} u_r + \frac{b_{12}}{r} \frac{\partial u_z}{\partial z} + \frac{b_{26}}{r^2} \frac{\partial u_z}{\partial \theta} + \\ &+ \frac{b_{26}}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial z} + \frac{b_{22}}{r^2} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} - \sigma_{zz}^0 \frac{\partial^2 u_r}{\partial z^2} - \frac{2}{r} \tau_{z\theta}^0 \frac{\partial^2 u_r}{\partial z \partial \theta} + \frac{2}{r} \tau_{z\theta}^0 \frac{\partial u_\theta}{\partial z}; \\ \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} &= -c_1 \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial z} - \frac{1}{r} \tau_{rz} - \frac{b_{12}}{r} \frac{\partial u_r}{\partial z} - b_{11} \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} - \frac{b_{66}}{r^2} \frac{\partial^2 u_z}{\partial \theta^2} - \\ &- \frac{b_{12} + b_{66}}{r} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z \partial \theta} - \frac{c_3}{r} \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial \theta} - \frac{b_{26}}{r^2} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} - \frac{2b_{16}}{r} \frac{\partial^2 u_z}{\partial z \partial \theta} - b_{16} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z^2} - \\ &- \frac{b_{26}}{r^2} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial \theta^2} - \sigma_{zz}^0 \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} - \frac{2}{r} \tau_{z\theta}^0 \frac{\partial^2 u_z}{\partial z \partial \theta}; \quad (5) \\ \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} &= -\frac{c_2}{r} \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial \theta} - \frac{2}{r} \tau_{r\theta} - \frac{b_{22}}{r^2} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} - \frac{b_{12} + b_{66}}{r} \frac{\partial^2 u_z}{\partial z \partial \theta} - b_{66} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z^2} - \\ &- \frac{b_{22}}{r^2} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial \theta^2} - c_3 \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial z} - \frac{b_{26}}{r} \frac{\partial u_r}{\partial z} - b_{16} \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} - \frac{b_{26}}{r^2} \frac{\partial^2 u_z}{\partial \theta^2} - \frac{2b_{26}}{r} \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z \partial \theta} - \\ &- \sigma_{zz}^0 \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z^2} - \frac{2}{r} \tau_{z\theta}^0 \frac{\partial u_r}{\partial z} - \frac{2}{r} \tau_{z\theta}^0 \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial z \partial \theta}; \\ \frac{\partial u_r}{\partial r} &= c_4 \sigma_{rr} - \frac{c_2}{r} u_r - c_1 \frac{\partial u_z}{\partial z} - \frac{c_3}{r} \frac{\partial u_z}{\partial \theta} - c_3 \frac{\partial u_\theta}{\partial z} - \frac{c_2}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta}; \\ \frac{\partial u_z}{\partial r} &= a_{55} \tau_{rz} + a_{45} \tau_{r\theta} - \frac{\partial u_r}{\partial z}; \\ \frac{\partial u_\theta}{\partial r} &= a_{45} \tau_{rz} + a_{44} \tau_{r\theta} - \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} + \frac{1}{r} u_\theta. \end{aligned}$$

де σ_{zz}^0 та $\tau_{z\theta}^0$ – докритичні напруження відшукані аналогічно [5].

Одним з способів розв'язку отриманої тривимірної задачі (5) є можливість перетворення її на одновимірну, для чого скористаємось процедурою Бубнова-Гальоркіна. У відповідності з нею, розкладемо всі функції у тригонометричні ряди за координатою уздовж твірної циліндра z так, щоб вони задовольняли крайовим умовам на торцях оболонки

$$\tau_{z\theta}^0 = \tau_{z\theta}^0, \quad \tau_{rz} = u_z = 0, \quad (6)$$

а також врахуємо періодичність функцій за коловою координатою θ [1].

Після деяких математичних перетворень та розділення змінних за допомогою співвідношень [1], отримаємо нескінчену систему звичайних диференціальних рівнянь стійкості в нормальній формі Коші виду [5]. Реалізація якої при граничних умовах на внутрішній $r = R_1$ та на зовнішній $r = R_2$ поверхнях оболонки проводиться з використанням чисельного методу дискретної ортогоналізації.

Результати чисельних розрахунків та їх аналіз. В якості тестування та реалізації можливостей запропонованого підходу розглянемо стійкість циліндричної оболонки, від дії на неї крутного моменту. Оболонка створена намотуванням, з такими геометричними та механічними характеристиками: радіусами внутрішньої $R_1 = 0.57$ м та зовнішньої $R_2 = 0.63$ м поверхонь, довжиною твірної $L = 1.2$ м, $E_z = 1900$ МПа, $E_\theta = 1200$ МПа, $E_r = 450$ МПа, $G_{zr} = G_{\theta r} = 230$ МПа, $G_{z\theta} = 300$ Па, $\nu_{z\theta} = 0.15$, $\nu_{r\theta} = 0.3$, $\nu_{rz} = 0.07$. На рис. 2 приведені графіки в осях $\tau_{z\theta}^{cr} - \psi$, де $\tau_{z\theta}^{cr}$ – критичне значення зсувного напруження оболонки (вертикальна вісь) з гвинтовим армуванням кут якого визначається величиною ψ (горизонтальна вісь).

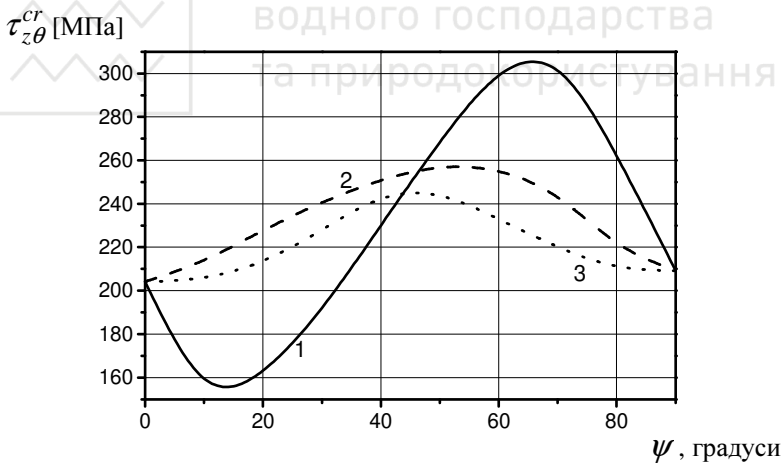


Рис. 2. Залежність зсувних напружень циліндра від кута повороту головних напрямків пружності матеріалу

На рис.2 крива 1 отримана для одношарової оболонки, крива 2 для двошарової утвореної перехресним укладанням шарів оболонки та 3 отримана без урахування в співвідношеннях пружності (3) констант матеріалу a_{16} , a_{26} , a_{36} , a_{45} , тобто оболонка є ортотропною.

Висновки. Таким чином, в просторовій постановці, отримано розв'язок задачі стійкості циліндричних оболонок з урахуванням анізотропії матеріалу,

що обумовлена наявністю однієї площини пружної симетрії. Розв'язуюча система диференціальних рівнянь стійкості здобута спираючись на тривимірні співвідношення теорії пружності. Використовуючи запропонований підхід досліджена залежність критичних значень зсувних напружень від кута армування стінок оболонки.

1. Григоренко Я.М., Василенко А.Т., Панкратова Н.Д. Задачи теории упругости неоднородных тел – К.: Наук. думка, 1991. – 216 с.

2. Гузь А.Н., Бабич И.Ю. Пространственные задачи теории упругости и пластичности. Т.4. Трехмерная теория устойчивости деформируемых тел. – Киев: Наук. думка, 1985. – 280 с.

3. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела. – 2-е изд., испр. и доп. – М.: Наука, 1977. – 415 с.

4. Новожилов В.В. Основы нелинейной теории упругости. – Л. - М.: ОГИЗ, 1948. - 211с.

5. Семенюк Н.П., Трач В.М., Подворный А.В. Устойчивость слоистых оболочек из материалов с одной плоскостью симметрии в пространственной постановке. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. Вип. 28 – НУВГП.- Рівне – 2014. – С. 405-421.

6. Kardomateas G.A. Bifurcation of Equilibrium in Thick Orthotropic Cylindrical Shells Under Axial Compression. – Journal of Applied Mechanics, March 1995, Vol. 62/43.

7. Kardomateas G.A., Philobos M.S. Buckling of Thick Orthotropic Cylindrical Shells Under Combined External Pressure and Axial Compression. – AIAA Journal, October 1995, Vol.33, No.10.

8. Баженов В.А., Семенюк М.П., Трач В.М. Нелінійне деформування, стійкість і закритична поведінка анізотропних оболонок: Монографія. – К.: Каравела.- 2010. – 352 с.

1. Hryhorenko Ya.M., Vasylenko A.T., Pankratova N.D. Zadachy teoryy uprugosti neodnorodnykh tel – K.: Nauk. dumka, 1991. – 216 s.

2. Huz A.N., Babych Y.Iu. Prostranstvennyye zadachy teoryy uprugosti i plastychnosty. T.4. Trekhmernaia teoriya ustoichyvosty deformyruemykh tel. – Kyev: Nauk. dumka, 1985. – 280 s.

3. Lekhnyskiy S.H. Teoriya uprugosti anyzotropnogo tela. – 2-e izd., ispr. i dop. – M.: Nauka, 1977. – 415 s.

4. Novozhylov V.V. Osnovy nelyneinoi teoryy uprugosti. – L. - M.: OHYZ, 1948. - 211s.

5. Semeniuk N.P., Trach V.M., Podvorni A.V. Ustoichyvost sloystykh obolochek iz materialov s odnoi ploskostiu symmetry v prostranstvennoi postanovke. Resursoekonomni materialy, konstruktсии, budivli ta sporudy: Zb. nauk. prats. Vyp. 28 – NUVHP.- Rivne – 2014. – S. 405-421.

6. Kardomateas G.A. Bifurcation of Equilibrium in Thick Orthotropic Cylindrical Shells Under Axial Compression. – Journal of Applied Mechanics, March 1995, Vol. 62/43.

7. Kardomateas G.A., Philobos M.S. Buckling of Thick Orthotropic Cylindrical Shells Under Combined External Pressure and Axial Compression. – AIAA Journal, October 1995, Vol.33, No.10.

8. Bazhenov V.A., Semeniuk M.P., Trach V.M. Nelineine deformuvannya, stiikist i zakrytychna povedinka anizotropnykh obolonok: Monohrafiia.–K.: Karavela.- 2010.– 352 s.

СТІЙКІСТЬ НЕТОНКИХ АНІЗОТРОПНИХ КОНІЧНИХ ОБОЛОНОК ПІД ДІЄЮ ОСЬОВОГО СТИСКУ

STABILITY NON-THIN ANISOTROPIC CONICAL SHELLS UNDER AXIAL COMPRESSION

Трач В.М., д.т.н., проф., ORCID ID: 0000-0001-9500-2743 Хоружий М.М., к.т.н., ORCID ID: 0000-0002-4546-9270 (Національний університет водного господарства та природокористування)

Trach V.M., Doctor of Technical Sciences, Professor, ORCID ID: 0000-0001-9500-2743 Khoruzhyi M.M., PhD., ORCID ID: 0000-0002-4546-9270 (National University of Water and Environmental Engineering)

Представлено підхід до розрахунку на стійкість нетонких конічних оболонок при урахуванні геометрично нелінійного докритичного напружено-деформованого стану. Представлені графіки, що ілюструють вплив кута укладання шаруватих волокнистих композитів на величини критичних значень осьового стиску.

Cone structures in the form of cones are widely used in shipbuilding, aircraft construction, instrument making, rocket technology, construction, engineering, and many other industries. The use of laminated composite materials can enhance one of their main advantages - a combination of ease with high durability. When designing thin-walled shell designs one of the main steps is to calculate the stability.

The paper presents an approach to calculations for the stability of non-thin conical anisotropic membranes made from a material having a plane of elastic symmetry based on a refined theory of the Tymoshenko-Midline type. The material of which the shell is made has one plane of elastic symmetry, which is due to the rotation of the principal directions of elasticity of the output orthotropic material.

To construct equations that help determine the critical state of the shells associated with the phenomenon of bifurcation, we use the canonical system of equations for nonlinear deformation of symmetrically loaded non-thin anisotropic shells.

The problem of static stability of a symmetrically loaded elastic anisotropic rotation shell is reduced to a system of ten ordinary homogeneous differential equations in normal form with variable coefficients and homogeneous boundary conditions.

The method of solving the boundary value problem under consideration is

based on the numerical method of discrete orthogonalization. The numerical methodology for calculating the task is implemented as a software package for the PC.

To represent the proposed method, we consider the problem of calculating the stability of a hinged conic shell made from boron plastic. Axial compression is applied to the shell. The results of the calculations are presented in the form of graphs illustrating the dependence of the magnitude of the critical value of the axial compression on the change in the angle of the composite winding and the angle of the shell conic. The obtained critical loads are compared with numerous calculations for the stability of anisotropic shells, using a technique that relies on the Kirchhoff-Love hypothesis.

Ключові слова: стійкість, анізотропія, оболонка, конус, композит, стиск
 stability, anisotropy, shell, cone, composite, compression.

Вступ. Оболонкові конструкції у вигляді конусів широко застосовуються в суднобудуванні, авіабудуванні, приладобудуванні, ракетній техніці, будівництві, машинобудуванні та в багатьох інших галузях промисловості. Використання композиційних матеріалів дозволяє посилити одне з головних їхніх переваг - поєднання легкості з високою міцністю. Істотний інтерес з точки зору вимог практики розрахунку і проектування багатошарових конструкцій представляє аналіз впливу структури пакета, геометричних і механічних параметрів шарів, схем армування та інших факторів на характеристики, що визначають несну здатність тонкостінних шаруватих елементів конструкцій, яка, як відомо, найчастіше пов'язана з втратою стійкості.

Аналіз останніх досліджень. Аналізуючи стан досягнень в галузі механіки тонкостінних конструкцій, можна констатувати наявність великої кількості напрямків, за якими відбувається процес дослідження стійкості оболонкових конструкцій, що виготовлені з композитів [1-6]. Анізотропні оболонки виготовляються, як правило, методом намотування або викладки на оправлення окремих композитних шарів, що мають незначну товщину [4, 7, 8]. Це дозволяє вважати, що найнижчий рівень симетрії матеріалу таких шарів складає наявність однієї площини, в якій механічні властивості симетричні. Дослідження стійкості тонких анізотропних оболонок із матеріалу що має площину пружної симетрії детально представлено в монографії [9]. В роботі, на основі нелінійної теорії, що використовує гіпотези Кірхгофа-Лява, викладені методика розрахунку та результати дослідження стійкості тонких анізотропних оболонок обертання нульової, додатної та від'ємної гауссових кривин, що виготовлені з композитних матеріалів з однією площиною пружної симетрії.

Проте, залишається ще досить значна кількість нез'ясованих питань щодо стійкості нетонких анізотропних оболонок. Відомо, що для розрахунку таких

конструкцій необхідно використовувати уточнені теорії [2, 10-11], найбільшого широкого використання серед яких набула уточнена теорія, що спирається на гіпотези С. П. Тимошенка.

Постановка мети і задач досліджень. У роботі представлено підхід до розрахунків на стійкість нетонких анізотропних оболонок, що виготовлені із матеріалу, який має одну площину пружної симетрії, при використанні уточненої теорії типу Тимошенко.

Для побудови рівнянь, за допомогою яких визначається критичний стан оболонки, пов'язаний з явищем біфуркації, використовується канонічна система рівнянь нелінійного деформування симетрично завантажених нетонких анізотропних оболонок.

Представимо переміщення u , v , w у відповідності до гіпотез Тимошенко у вигляді лінійних розкладів по координаті z :

$$u = u_0 + z\theta_1, \quad v = v_0 + z\theta_2, \quad w = w,$$

$$u_\alpha = u_{0\alpha} + z\theta_\alpha, \quad u_3 = w, \quad u_1 = u + z\theta_1, \quad v_2 = v + z\theta_2, \quad w_1 = w, \quad (1)$$

де u , v , w – переміщення серединної поверхні оболонки, z – координата по якій змінюється товщина оболонки, θ_α , ($\alpha = 1, 2$) – кути повороту відносно нормальних до поверхні осей координат.

Співвідношення закону Гука для анізотропного матеріалу з однією площиною пружної симетрії згідно [1] мають вид:

$$\sigma_{11} = a_{11}\varepsilon_{11} + a_{12}\varepsilon_{22} + a_{13}\varepsilon_{33} + a_{16}\varepsilon_{12},$$

$$\sigma_{12} = a_{16}\varepsilon_{11} + a_{26}\varepsilon_{22} + a_{36}\varepsilon_{33} + a_{66}\varepsilon_{12},$$

$$\sigma_{22} = a_{12}\varepsilon_{11} + a_{22}\varepsilon_{22} + a_{23}\varepsilon_{33} + a_{26}\varepsilon_{12},$$

$$\sigma_{13} = a_{45}\varepsilon_{23} + a_{55}\varepsilon_{13}, \quad \sigma_{23} = a_{44}\varepsilon_{23} + a_{45}\varepsilon_{13},$$

$$\sigma_{33} = a_{13}\varepsilon_{11} + a_{23}\varepsilon_{22} + a_{33}\varepsilon_{33} + a_{36}\varepsilon_{12}, \quad (2)$$

де σ_{ij} – нормальні і зсувні напруження, ε_{ij} – деформації розтягу і зсуву ($i, j = 1, 2, 3$), a_{ij} – пружні сталі ($i = 1, 2, 3; j = \overline{1, 6}$).

Для нелінійних деформацій з точністю до квадратичних членів в [2] отримано:

$$\varepsilon_{11} = \varepsilon_{11} + zk_{11} + z^2\nu_{11}, \quad \varepsilon_{22} = \varepsilon_{22} + zk_{22} + z^2\nu_{22},$$

$$\varepsilon_{12} = \varepsilon_{12} + zk_{12} + z^2\nu_{12}. \quad (3)$$

В [9] представлено підхід до виведення системи канонічних рівнянь, яка описує осесиметричний напружено-деформований стан тонких анізотропних оболонок. За його сприяння в роботі отримані рівняння нелінійного деформування симетрично завантажених нетонких анізотропних оболонок:



$$\begin{aligned} \frac{1}{A_1} \frac{\partial u}{\partial \alpha_1} &= b_{11} T_{11} + b_{12} T_{12} + b_{13} M_{11} + b_{14} M_{12} + b'_{11} \frac{u}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} - \\ &\quad - b'_{11} \frac{w}{R_2} - b''_{11} \frac{1}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} \theta_1 - \frac{v}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} + \frac{w}{R_2} + \frac{1}{2} \theta_2^2; \\ \frac{1}{A_1} \frac{\partial v}{\partial \alpha_1} &= b_{21} T_{11} + b_{22} T_{12} + b_{23} M_{11} + b_{24} M_{12} + b'_{21} \frac{u}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} - \\ &\quad - b'_{21} \frac{w}{R_2} - b''_{21} \frac{1}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} \theta_1 + \frac{v}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} + \frac{1}{2} \theta_2^2; \\ \frac{1}{A_1} \frac{\partial w}{\partial \alpha_1} &= b_{55} T_{13} + b'_{55} T_{23} - \frac{u}{R_1} - \theta_1; \\ \frac{1}{A_1} \frac{\partial \theta_1}{\partial \alpha_1} &= b_{31} T_{11} + b_{32} T_{12} + b_{33} M_{11} + b_{34} M_{12} + b'_{31} \frac{u}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} - \\ &\quad - b'_{31} \frac{w}{R_2} - b''_{31} \frac{1}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} \theta_1 + \frac{1}{2} \theta_2^2; \\ \frac{1}{A_1} \frac{\partial \theta_2}{\partial \alpha_1} &= b_{41} T_{11} + b_{42} T_{12} + b_{43} M_{11} + b_{44} M_{12} + b'_{41} \frac{u}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} - \\ &\quad - b'_{41} \frac{w}{R_2} - b''_{41} \frac{1}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} \theta_1 + \frac{1}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} \theta_2 + \frac{1}{2} \theta_2^2; \\ \frac{1}{A_1} \frac{\partial T_{11}}{\partial \alpha_1} &= -\frac{1}{A_2} \frac{\partial T_{12}^*}{\partial \alpha_2} - \frac{1}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} T_{22} - \frac{1}{R_1} T_{13} - q_1; \\ \frac{1}{A_1} \frac{\partial T_{12}^*}{\partial \alpha_1} &= \frac{1}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} T_{12}^* - \frac{1}{R_2} T_{23}; \\ \frac{1}{A_1} \frac{\partial T_{13}}{\partial \alpha_1} &= -\frac{1}{R_1} T_{11} - \frac{1}{R_2} T_{22} - q_3; \\ \frac{1}{A_1} \frac{\partial M_{11}}{\partial \alpha_1} &= \frac{1}{A_2} \frac{\partial M_{12}^*}{\partial \alpha_2} + \frac{1}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} M_{22} + T_{13} + T_{11} \theta_1; \\ \frac{1}{A_1} \frac{\partial M_{12}^*}{\partial \alpha_1} &= \frac{1}{A_1 A_2} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} M_{12}^* - \frac{1}{A_1 A_2} \frac{\partial A_1}{\partial \alpha_2} M_{11} - T_{23} + T_{22} \theta_2. \end{aligned} \quad (4)$$

Система нелінійних рівнянь (4) може бути використана для побудови рівнянь, за допомогою яких визначається критичний стан оболонки, пов'язаний з явищем біфуркації. Після введення позначень:

$$y_1 = u, \quad y_2 = v, \quad y_3 = w, \quad y_4 = \theta_1, \quad y_5 = \theta_2, \\ y_6 = T_{11}, \quad y_7 = T_{12}^*, \quad y_8 = T_{13}, \quad y_9 = M_{11}, \quad y_{10} = M_{12}^* \quad (5)$$

Отримаємо систему рівнянь (4) в загальному вигляді:

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_i}{\partial \alpha_1} = L_i(y) + q_i, \quad (6)$$

де y – вектор компонентами якого є функції y_i , q_i – компоненти навантаження, L_i – нелінійні диференціальні оператори, $i = 1, \dots, 10$.

На основній траєкторії деформування рівняння (6) мають вид:

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_{i,o}}{\partial \alpha_1} = L_i(y_o) + q_i. \quad (7)$$

На суміжній траєкторії їх потрібно записати наступним чином:

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial (y_{i,o} + y_i)}{\partial \alpha_1} = L_i(y_o + y) + q_i. \quad (8)$$

У відповідності до критерію Ейлера, y_i – це нескінченно малі збурення основного стану. Тому, користуючись поняттям похідної Фреше, можемо обмежитись в рядах Тейлора тільки двома членами:

$$L_i(y_o + y) = L_i(y_o) + L_{i,j}(y_o)y, \quad (9)$$

де $L_{i,j}$ – похідні Фреше від операторів L_i за аргументом y_j ($j = 1, \dots, 10$).

Рівняння (8) набирають виду:

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_{i,o}}{\partial \alpha_1} + \frac{1}{A_1} \frac{\partial y_i}{\partial \alpha_1} = L_i(y_o) + L_{i,j}(y_o)y + q_i. \quad (10)$$

Враховуючи те, що навантаження q_i не змінюється, а функції з індексом «о» задовольняють рівнянням (7), із (10) отримаємо лінеаризовані рівняння відносно приростів функцій в точці біфуркації:

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_i}{\partial \alpha_1} = L_{i,j}(y_o)y. \quad (11)$$

В розгорнутій формі система диференціальних рівнянь (11) має вигляд:

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_1}{\partial \alpha_1} = -\frac{1}{A_2} \frac{\partial T_{21}^*}{\partial \alpha_2} - a_1(y_2 + T_{21}^*) - a_2(y_1 - T_{21}^*) + \frac{1}{R_1} y_3;$$



$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_2}{\partial \alpha_1} = -\frac{1}{A_2} \frac{\partial T_{22}^*}{\partial \alpha_2} - a_2(y_2 + T_{21}^*) + a_1(y_1 - T_{22}^*) + \frac{1}{R_2} T_{23}^*;$$

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_3}{\partial \alpha_1} = -\frac{1}{A_2} \frac{\partial T_{23}^*}{\partial \alpha_2} - a_2 y_3 - a_1 T_{23}^* - \frac{1}{R_1} y_1 - \frac{1}{R_2} T_{22}^*;$$

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_4}{\partial \alpha_1} = -\frac{1}{A_2} \frac{\partial M_{12}}{\partial \alpha_2} - 2a_1 M_{12} - a_2(y_4 - M_{22}) T_{13};$$

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_5}{\partial \alpha_1} = -a_1 y_{12} + \frac{1}{R_1} y_7 - \varepsilon_1 \varepsilon_{1,0} - \theta_1 \theta_1^0 + A_{11} T_{11} + A_{12} T_{12} + A_{13} y_4 +$$

$$+ d_{11} \varepsilon_{22} + d_{12} \kappa_{22} + d_{13} \kappa_{12};$$

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_6}{\partial \alpha_1} = a_1 y_5 - \theta_{1,0} \theta_2 - \theta_1 \theta_{2,0} + A_{21} T_{11} + A_{22} T_{12} + A_{23} y_4 +$$

$$+ d_{21} \varepsilon_{22} + d_{22} \kappa_{22} + d_{23} \kappa_{12};$$

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_7}{\partial \alpha_1} = -\frac{1}{R_1} y_5 - y_8;$$

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_8}{\partial \alpha_1} = a_1 \theta_2 + A_{31} T_{11} + A_{32} T_{12} + A_{33} y_4 + d_{31} \varepsilon_{22} + d_{32} \kappa_{22} + d_{33} \kappa_{12};$$

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_9}{\partial \alpha_1} = T_{23}^* + d_{31} \varepsilon_{22} + d_{32} \kappa_{22} + d_{33} \kappa_{12};$$

$$\frac{1}{A_1} \frac{\partial y_{10}}{\partial \alpha_1} = M_{12}^* + A_{32} T_{12}^* + d_{33} \kappa_{12} \quad (12)$$

де введені такі позначення:

$$y_1 = u, \quad y_2 = v, \quad y_3 = w, \quad y_4 = \theta_1, \quad y_5 = \theta_2,$$

$$y_6 = T_{11}(1 + \varepsilon_{1,0}) + T_{11,0} \varepsilon_1, \quad y_7 = T_{12}(1 + \varepsilon_{2,0}) + T_{12,0} \varepsilon_2 - \frac{2}{R_2} M_{12},$$

$$y_8 = T_{13} + T_{11,0} \theta_1 + T_{11,0} \theta_{1,0} + T_{12} \theta_2 + T_{12} \theta_{2,0}, \quad y_9 = M_{11}, \quad y_{10} = M_{12}^*,$$

$$T_{21}^* = T_{12}(1 + \varepsilon_{1,0}), \quad T_{22}^* = T_{22}(1 + \varepsilon_{2,0}) + T_{22,0} \varepsilon_2,$$

$$T_{23}^* = \frac{1}{A_2} \frac{\partial M_{22}}{\partial \alpha_2} - a_1(y_4 - M_{22}) + 2a_2 M_{12} +$$

$$+ T_{11,0} \theta_1 + T_{11} \theta_{1,0} + T_{12,0} \theta_2 + T_{12} \theta_{2,0}. \quad (13)$$

Система (12) є однорідною системою диференціальних рівнянь другого порядку, що описує стійкість анізотропних оболонок.

Методика досліджень. Розглядувані циліндричні оболонки замкнуті в коловому напрямі, тому розв'язувальні функції періодичні за коловою координатою α_2 або φ . Представимо шукані функції у вигляді рядів Фур'є в комплексній формі:

$$y_j = \sum_{n=-\infty}^{n=\infty} y_{j,n} e^{in\varphi}, \quad \varphi = \alpha_2, \quad 0 \leq \alpha_2 \leq 2\pi. \quad (14)$$

де $y_{j,n}$ – комплексні функції, $j = 1, \dots, 10$, n – число хвиль в коловому напрямі.

Після підстановки (14) в систему рівнянь стійкості (12) і після деяких перетворень, отримуємо систему звичайних диференціальних рівнянь, яка для кожного додатного значення n має вигляд:

$$\begin{aligned} \frac{1}{A_1} \frac{dy_{1,n}}{d\alpha_1} &= -in_a (T_{12,n}) + \psi_2 (T_{22,n} - T_{11,n}) + \frac{1}{R_1} (y_{3,n} - in_a M_{12,n}); \\ \frac{1}{A_1} \frac{dy_{2,n}}{d\alpha_1} &= -in_a (T_{22,n}) - \psi_2 (2T_{12,n}) + \left(\frac{3}{R_2} - \frac{1}{R_1} \right) \psi_2 M_{12,n} + \\ &\frac{1}{R_2} \left(-T_{12}^0 y_{8,n} + T_{22}^0 \theta_{2,n} - T_{12,n} y_8^0 + T_{22,n} \theta_2^0 + in_a M_{12,n} \right); \\ \frac{1}{A_1} \frac{dy_{3,n}}{d\alpha_1} &= -in_a \left(-T_{12}^0 y_{8,n} + T_{22}^0 \theta_{2,n} - T_{12,n} y_8^0 + T_{22,n} \theta_2^0 + 2\psi_2 M_{12,n} \right) - \\ &\psi_2 y_{3,n} - \frac{1}{R_1} y_{1,n} - \frac{1}{R_2} (T_{22,n}); \\ \frac{1}{A_1} \frac{dy_{4,n}}{d\alpha_1} &= -in_a M_{12,n} - \psi_2 (y_{4,n} - M_{22,n}) + y_{3,n} + T_{11}^0 y_{8,n} + \\ &+ T_{11,n} y_8^0 - T_{12}^0 \theta_{2,n} - S_{,n} \theta_2^0; \\ \frac{1}{A_1} \frac{dy_{5,n}}{d\alpha_1} &= \frac{1}{R_1} y_{7,n} - y_{8,n} y_8^0 + A_{11} T_{11,n} + A_{12} T_{12,n} + A_{13} y_{4,n} - \\ &- d_{11} \varepsilon_{22,n} - d_{12} \chi_{22,n} - d_{13} \chi_{12,n}; \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \frac{1}{A_1} \frac{dy_{6,n}}{d\alpha_1} &= -in_a y_{5,n} + \psi_2 y_{6,n} + y_{8,n} \theta_2^0 + y_8^0 \theta_{2,n} + A_{12} T_{11,n} + A_{22} S_{,n} + \\ &+ A_{23} y_{4,n} - d_{21} \varepsilon_{22,n} - d_{22} \chi_{22,n} - d_{23} \chi_{12,n}; \\ \frac{1}{A_1} \frac{dy_{7,n}}{d\alpha_1} &= -\frac{1}{R_1} y_{5,n} - y_{8,n}; \\ \frac{1}{A_1} \frac{dy_{8,n}}{d\alpha_1} &= -\frac{1}{R_1} \varepsilon_{1,n} + A_{13} T_{11,n} + A_{23} S_{,n} + A_{33} y_{4,n} - d_{31} \varepsilon_{22,n} - \\ &- d_{32} k_{22,n} - d_{33} k_{12,n}; \\ \frac{1}{A_1} \frac{\partial y_{9,n}}{\partial \alpha_1} &= T_{23,n}^* + d_{31} \varepsilon_{22,n} + d_{32} \kappa_{22,n} + d_{33} \kappa_{12,n}; \\ \frac{1}{A_1} \frac{\partial y_{10,n}}{\partial \alpha_1} &= M_{12,n}^* + A_{32} T_{12,n}^* + d_{33} \kappa_{12,n}, \end{aligned} \quad (15)$$

де $n_a = n / A_2$.

Таким чином, задача статичної стійкості симетрично завантаженої пружної анізотропної оболонки обертання, замкнутої в коловому напрямі, зведена до системи з десяти звичайних однорідних диференціальних рівнянь у нормальній формі (15) із змінними коефіцієнтами і однорідними граничними умовами:

$$\begin{aligned} &\text{– на контурі } \alpha_1 = \alpha_0, \quad B_o y_n = 0; \\ &\text{– на контурі } \alpha_1 = \alpha_l, \quad B_n y_n = 0. \end{aligned} \quad (16)$$

Мінімальне власне значення однорідної крайової задачі (15), (16) характеризує момент переходу від симетричного основного рівноважного стану до несиметричного, якому властиві відповідне число хвиль втрати стійкості в коловому напрямку. Цей стан рівноваги повністю характеризується такими функціями: $y_{1,n}, \dots, y_{10,n}, T_{11,n}, T_{22,n}, T_{12,n}, M_{22,n}, M_{12,n}, \varepsilon_{1,n}, \varepsilon_{2,n}, \varepsilon_{22,n}, \theta_{1,n}, \theta_{2,n}, k_{22,n}, k_{12,n}$, а також докритичними параметрами $T_{11}^0, T_{22}^0, T_{12}^0, \theta_1^0, \theta_2^0$.

Мінімальне власне число знаходиться при послідовному збільшенні навантаження, коли визначник матриці “правих” граничних умов дорівнює нулю. При розв’язку системи диференціальних рівнянь з комплексними коефіцієнтами визначник також є комплексним. Щоб існував розв’язок системи однорідних алгебраїчних рівнянь з комплексними коефіцієнтами

необхідно, щоб були одночасно рівними нулю дійсна та уявна частини визначника.

Методика розв'язку, розглядуваної крайової задачі, базується на чисельному методі дискретної ортогоналізації

Результати досліджень. Для представлення запропонованої методики розглянута задача про стійкість одношарової конічної оболонки (рис. 1). При проведенні розрахунків будемо розглядати оболонки, що виготовлені із боропластика. У власних осях цей матеріал ортотропний. Відносно координатних осей на серединній поверхні оболонки осі ортотропії можуть бути повернуті на довільний кут ψ . Тоді при $\psi \neq 0^\circ, 90^\circ$ він втрачає властивості ортотропії та веде себе при деформуванні як матеріал з однією площиною пружної симетрії.

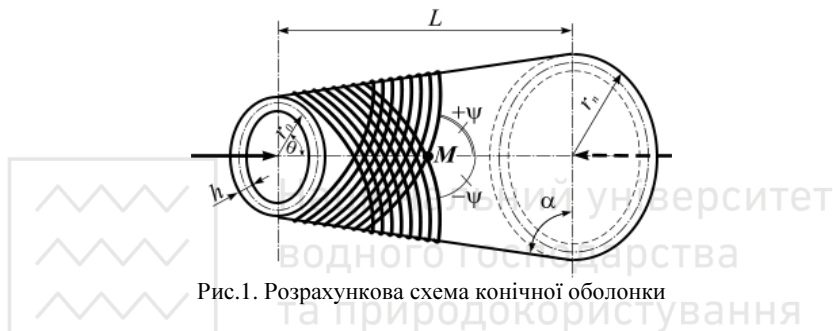


Рис.1. Розрахункова схема конічної оболонки

Дослідження стійкості проводились для оболонок із відношенням товщини до її радіуса $h/R = 0,1$. Геометрія таких оболонок описана наступними співвідношеннями:

$$R_0 = r_0 / \sin \alpha; R_n = r_n / \sin \alpha; L = (r_n - r_0) / \cos \alpha, \quad (17)$$

де α – кут нахилу твірної оболонки до основи більшого радіуса, r_0 – радіус меншої основи конуса, r_n – радіус більшої основи конуса. Для досліджуваних оболонок прийнято, що $r_0 = 1,0$ м. Висота конічних оболонок, для всіх розглянутих значень кута α , була сталою та рівною $L = 1,0$ м. Проведено розрахунки на стійкість анізотропних оболонок для кутів α , рівних 80° , 70° та 60° .

Закріплення торців оболонки наступне: один торець закріплений шарнірно-рухомо $v = w = M_{11} = M_{12} = 0, T_{11} = -T_{11}^0$ а інший шарнірно-нерухомо ($u = v = w = M_{11} = M_{12} = 0$).

На рис. 2 представлені графіки, що ілюструють вплив кута намотування волокнистого композиту ψ_i на величини критичних значень осьових зусиль

T_{11}^{cr} . Крива 1 – це критичні значення, здобуті за розробленою методикою. Графічна залежність 2 являє собою критичні осеві стискаючі навантаження T_{11}^{cr} , знайдені за методикою розрахунку на стійкість анізотропних оболонок, що представлена в [9] і базується на гіпотезах Кірхгофа-Лява.

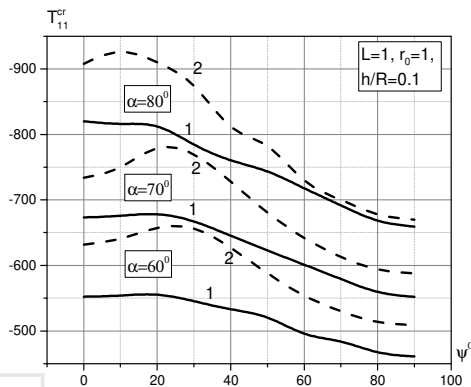


Рис.2. Критичні значення осевих стискаючих зусиль

Висновки. Аналіз графіків, представлених на рис. 2 дозволяє зробити такі висновки. Основний пропонований підхід розрахунку на стійкість конічних анізотропних оболонок, що знаходяться під дією осевого стискаючого навантаження, призводять до отримання найменших величин критичних навантажень порівняно із методикою, що базується на гіпотезах Кірхгофа-Лява. Із зменшенням кута конусності α зменшується і величина критичного навантаження. Для оболонок, товщина яких становить $h = 0,1R$, максимальна розбіжність між значеннями критичного навантаження, порахованого за двома підходами складає при дії осевого стиску 13,5% для конічної оболонки з $\alpha = 80^\circ$, 15,3% – з $\alpha = 70^\circ$ та 20,3% – з $\alpha = 60^\circ$.

1. Амбарцумян С.А. Общая теория анизотропных оболочек / С.А. Амбарцумян. – М.: Наука, 1974. – 448 с.
2. Ванин Г.А. Устойчивость оболочек из композиционных материалов с несовершенствами / Г.А. Ванин, М.П. Семенюк. – Київ: Наукова думка, 1987. – 200 с.
3. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем / А.С. Вольмир. – М.: Наука, 1967. – 984 с.
4. Гузь А.Н. Основы трехмерной теории устойчивости деформируемых тел / А.Н. Гузь. – К.: Вища школа, 1986. – 512 с.
5. Кармишин А.В. Статика и динамика тонкостенных оболочечных конструкций / А.В. Кармишин, В.А. Ласковец, В.И. Мяченков, А.Н. Фролов. – М.: Машиностроение, 1975. – 376 с.
6. Рикардс Р.Б. Устойчивость оболочек из композитных материалов / Р.Б. Рикардс, Г.А. Тетерс. – Рига: Зинатне, 1974. – 310 с.

7. Королев В.И. Слоистые анизотропные пластинки и оболочки из армированных пластмасс / В.И. Королев. – М.: Машиностроение, 1965. – 272 с.

8. Микишева В.М. Оптимальная намотка оболочек из стеклопластика работающих на устойчивость под внешним давлением или осевым сжатием / В.М. Микишева // Механика полимеров. – Рига, Знание, 1968. – №5. – С. 864–875.

9. Баженов В.А. Нелінійне деформування, стійкість і закритична поведінка анізотропних оболонок / В.А. Баженов, М.П. Семенюк, В.М. Трач. – К.: Каравела, 2010. – 352 с.

10. Семенюк Н.П. Об учете кубической нелинейности в уравнениях теории анизотропных оболочек / Н.П. Семенюк, Н.Б. Жукова, В.М. Трач, М.М. Хоружий // Прикладная механика. – 2012. – Т. 48, № 6. – С. 124–134.

11. Trach W. Stateczność osiowo ściskanych cylindrycznych, anizotropowych powłok o średniej grubości / W. Trach, M. Chorużyj // Acta Scientiarum Polonorum - Architectura (Budownictwo). – 2015. – no 14 (3). – pp. 21–34.

1. Ambartsumyan S.A. Obschaya teoriya anizotropnyh obolochek [General theory of anisotropic shells]. Moscow: Nauka, 1978.

2. Vanin G.A., Semenyuk M.P. Ustoychivost obolochek iz kompozitsionnyh materialov s nesovershenstvami [Stability of shells from composite materials with imperfections]. Kyiv: Naukova dumka, 1987.

3. Volmir A.S. Ustoychivost deformiruemykh sistem [Stability of deformable systems]. Moscow: Nauka, 1967.

4. Guz A.N. Osnovy trekhmernoy teorii ustoychivosti deformiruemykh tel [Fundamentals of the three-dimensional theory of stability of deformable bodies]. Kyiv: Vischa shkola, 1986.

5. Karmishin A.V., Laskovets V.A., Myachenkov V.I., Frolov A.N. Statika i dinamika tonkostennykh obolocheknykh konstruksiy [Statics and dynamics of thin-walled shell structures]. Moscow: Mashinostroenie, 1975.

6. Rikards R.B., Teters G.A. Ustoychivost obolochek iz kompozitnyh materialov [Stability of shells of composite materials]. Riga: Zinatne, 1974.

7. Korolev V.I. Sloistye anizotropnye plastinki i obolochki iz armirovannykh plastmass [Layered anisotropic plates and shells of reinforced plastics]. Moscow: Mashinostroenie, 1965.

8. Mikisheva V.M. Optimalnaya namotka obolochek iz stekloplastika rabotayuschih na ustoychivost pod vneshnim davleniem ili oseвым szhatiem [Optimum winding of fiberglass shells working on stability under external pressure or axial compression], Механика полимеров. Riga, Znanie, №5, pp. 864–875, 1968.

9. Bazhenov V.A., Semeniuk M.P., Trach V.M. Nelineine deformuvannia, stiikist i zakrytychna povedinka anizotropnykh obolonok [Nonlinear deformation, stability and supercritical behavior of anisotropic shells]. Kyiv: Karavela, 2010.

10. Semenyuk N.P., Zhukova N.B., Trach V.M., Horuzhiy M.M. Ob uchete kubicheskoy nelineynosti v uravneniyah teorii anizotropnykh obolochek [On the account of cubic nonlinearity in the equations of the theory of anisotropic shells]. Prikladnaya mehanika, Vol. 48, № 6, pp. 124–134, 2012.

11. Trach W., Chorużyj M. Stateczność osiowo ściskanych cylindrycznych, anizotropowych powłok o średniej grubości. Acta Scientiarum Polonorum - Architectura (Budownictwo), no 14 (3), pp. 21–34, 2015.



УДК 624.

Национальний університет
життєвого господарства
та природокористування

DRGANIA WŁASNE PRĘTÓW WSPORNIKOWYCH O KSZTAŁCIE PEŁNYCH I DRAŻONYCH BRYŁ OBROTOWYCH

ВЛАСНІ КОЛИВАННЯ КОНСОЛЬНИХ СУЦІЛЬНИХ СТЕРЖНІВ І ПУСТОТЛИХ ТІЛ ОБЕРТАННЯ

FREE VIBRATION OF CANTILEVERS – HOLLOW OR MASSIVE TWO-PART SOLIDS OF REVOLUTION

Chalecki, M., dr inż., adiunkt, 0000-0003-3451-458X, Jaworski, J., dr inż., starszy wykładowca, Szlachetka, O., dr inż., adiunkt, 0000-0002-1195-3603, Bagdasaryan, V., dr inż., adiunkt 0000-0002-9589-1453 (Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie – SGGW)

Халецьки М., канд. техн. наук, доцент, 0000-0003-3451-458X, Яворські Я., канд. техн. наук, старший викладач, Шляхетка О., канд. техн. наук, доцент, 0000-0002-1195-3603, Багдасарян В., канд. техн. наук, доцент 0000-0002-9589-1453 (Варшавський університет наук про життя – SGGW)

Chalecki, M., Ph.D., assistant professor, 0000-0003-3451-458X, Jaworski, J., Ph.D., senior lecturer, Szlachetka, O., Ph.D., assistant professor, 0000-0002-1195-3603, Bagdasaryan, V., Ph.D., assistant professor 0000-0002-9589-1453 (Warsaw University of Life Sciences – SGGW.)

W pracy obliczono częstości drgań własnych słupów o zmiennym przekroju poprzecznym z wykorzystaniem metody Rayleigh'a. Słupy składają się z dwóch części, każda ma kształt pełnego lub drażonego krzywo- lub prostoliniowego stożka ściętego. Obliczenia wykonano w środowiskach MATHEMATICA i ANSYS; wyniki są bardzo zbliżone do siebie.

В роботі, при використанні методу Релея, враховано частоти власних коливань колон змінного поперечного перерізу. Колони складені з двох частин, кожна з яких має вигляд суцільного або пустотілого нелінійного чи прямолінійного зрізаного конуса. Розрахунки виконано в середовищі MATHEMATICA і ANSYS. Вказано на суттєве співпадіння отриманих результатів.

The Rayleigh's method can be used to determine the first natural frequency of bars (beams or posts) with variable cross-section. The authors analyze slender cantilever bars – solids of revolution, made of an elastic material. The bars consist of two parts, each having the shape of massive or hollow curvilinear

truncated cone, with the internal and external generatrices being a straight line or curve (parabola, exponential line). It has been assumed that the neutral bar axis deflected during vibrations has a shape of a beam deflected by a static uniform load. The calculations were made in MATHEMATICA environment and their results are very close to those obtained with FEM.

Słowa kluczowe: pręt wspornikowy o zmiennym przekroju, pierwsza częstość drgań własnych, metoda Rayleigh'a

консольний стержень змінного поперечного перерізу, перша частота власних коливань, метод Релея

cantilever bar with variable cross section, first natural frequency, Rayleigh's method

Wstęp.

Dla wielu konstrukcji wspornikowych (słupy, wieże, kominy) należy sprawdzić ich podatność na dynamiczne wpływy porywów wiatru. Dlatego dobrze jest mieć możliwość przybliżonego obliczenia wartości pierwszej częstości poprzecznych drgań własnych elementów prętowych o zmiennym przekroju i różnych kształtach. Aby to osiągnąć, stosuje się różne metody – np. całkowanie równania różniczkowego osi ugiętej belki Bernoulliego-Eulera. Dokładne rozwiązania są tu jednak znane tylko dla szczególnych przypadków. Jednym z nich jest wzorcowe rozwiązanie dla pręta w kształcie klina i stożka ściętego [1], otrzymane w postaci funkcji Bessela, które do obliczeń numerycznych zostały zastąpione wielomianami równoważnymi. Caruntu [2] przedstawił rozwiązanie dla pręta w kształcie bryły obrotowej o krzywoliniowych (parabolicznych) tworzących i z ostrym końcem swobodnym. Inni autorzy [3, 4, 5] również analizowali problem pręta w kształcie stożka ściętego, wykorzystując różne metody. Niektóre badania dotyczyły prętów o prostokątnym przekroju poprzecznym, gdzie jeden z wymiarów tego przekroju był stały, a drugi zmieniał się według funkcji liniowej [6], kwadratowej [2] albo eksponentialnej [7]. Analizując pręty o przekroju poprzecznym zmiennym w sposób ciągły, wielu autorów [8, 9] zastępowało je prętami o przekroju zmieniającym się w sposób dyskretny. Jednakże w literaturze nie istnieją wzorcowe rozwiązania dla prętów drążonych o złożonych kształtach.

Metoda Rayleigh'a okazała się przydatna do określenia pierwszej częstości poprzecznych drgań własnych prętów o kształcie tak pełnego, jak i drążonego stożka ściętego, z tworzącymi w postaci linii prostej albo paraboli wklęsłej [10] lub wypukłej [11] względem wzdłużnej osi stożka. Porównanie energii kinetycznej i potencjalnej przy założeniu, że kształt osi obojętnej pręta uginającego się pod wpływem drgań jest taki sam, jak kształt osi obojętnej pręta uginającego się pod wpływem obciążenia statycznego o stałej wartości rozłożonego w sposób ciągły, umożliwia określenie pierwszej częstości drgań własnych z dokładnością dostateczną dla obliczeń inżynierskich.

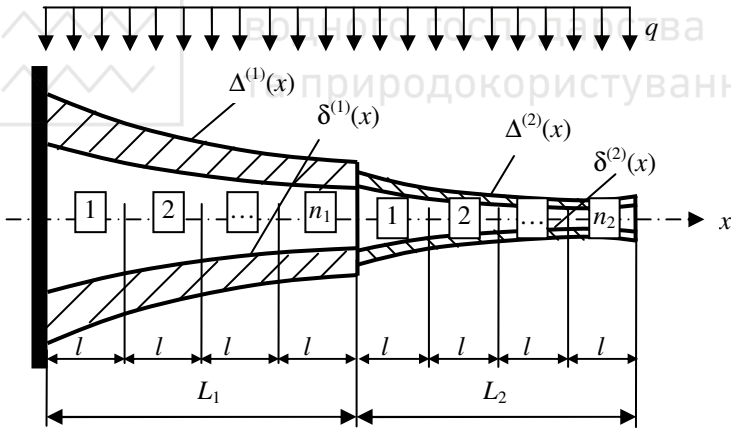
Autorzy niniejszej pracy wykorzystali metodę Rayleigh'a do określenia pierwszej częstości drgań własnych pełnych i drążonych, dwuczęściowych prętów

wspornikowych. Pręt o zmiennym przekroju poprzecznym podzielono na elementy o stałych średnicach (wewnętrznych i zewnętrznych). Założono, że amplituda drgań jest mała, materiał pręta jest jednorodny, izotropowy i idealnie sprężysty, pręty są smukłe, a ich masa jest rozłożona w sposób ciągły. Do przeprowadzenia obliczeń autorzy wykorzystali środowisko MATHEMATICA. Otrzymane w taki sposób wyniki porównano z wynikami uzyskanymi w metodzie elementów skończonych (MES).

Metodyka

Rozpatrzono słupek – pręt wspornikowy w kształcie bryły obrotowej, jak na rys. 1, podzielony na dwie części, których tworzące (wewnętrzna i zewnętrzna) są opisane różnymi funkcjami – liniową, paraboliczną lub eksponentialną. Każda funkcja jest zależnością od średnicy pręta – zewnętrznej $\Delta^{(j)}(x)$ albo wewnętrznej $\delta^{(j)}(x)$ – w dowolnym przekroju poprzecznym na współrzędnej x położenia tego przekroju ($j = 1, 2$ – numer części). Pole przekroju poprzecznego i jego moment bezwładności są równe odpowiednio:

$$A^{(j)}(x) = \frac{\pi \left[\left(\Delta^{(j)} \right)^2(x) - \left(\delta^{(j)} \right)^2(x) \right]}{4}, \quad J^{(j)}(x) = \frac{\pi \left[\left(\Delta^{(j)} \right)^4(x) - \left(\delta^{(j)} \right)^4(x) \right]}{64} \quad (1)$$



Rys. 1. Ogólny kształt pręta równomiernie obciążonego

Ugięcie pręta pod wpływem stałego obciążenia ciągłego oblicza się poprzez całkowanie równania różniczkowego sprężystej osi belki:

$$EJ(x) \frac{d^2 u(x)}{dx^2} = -M_b(x), \quad (2)$$

gdzie $u(x)$ – ugięcie, E – moduł Younga, M_b – moment gnący w przekroju określonym współrzędną x .

Założenie, że oś obojętna pręta uginającego się pod wpływem drgań ma kształt opisany funkcją $u(x)$, umożliwi obliczenie energii potencjalnej w położeniu maksymalnego ugięcia i energię kinetyczną w położeniu równowagi. Energia potencjalna (E_p) i kinetyczna (E_k) są równe odpowiednio:

$$E_p = \int_0^L \frac{1}{2} q u(x) dx, \quad E_k = \int_0^L \frac{1}{2} \rho A(x) \omega^2 u^2(x) dx, \quad (3)$$

gdzie ρ – gęstość masy, ω – częstość drgań własnych. Porównanie energii umożliwia określenie tej częstości.

Wyrażenia podcałkowe są bardzo złożone – tym bardziej, jeśli dotyczą drążonego pręta wspornikowego [10, 11]. Dlatego całkowanie zastąpiono sumowaniem. W tym celu pierwszą i drugą część pręta podzielono odpowiednio na n_1 i n_2 elementów, przy czym każdy element ma stałą średnicę (wewnętrzzną albo zewnętrzną – równą odpowiedniej średnicy w środku długości elementu) i taką

samą długość $l = \frac{L_1}{n_1} = \frac{L_2}{n_2}$. Liczba składników w sumie (wielkości n_1 i n_2) stale

rosła w kolejnych iteracjach. Jedna iteracja obejmuje wzory (4) ÷ (12). Sumowanie dotyczy globalnych ugięć środków każdego elementu. Przyjmując ogólny kształt pręta pokazany na rys. 1, w celu obliczenia tych ugięć należy wykonać następujące kroki (we wzorach (4) ÷ (10) i_1, i_2 – liczby całkowite, $i_1 \in \langle 1, n_1 \rangle, i_2 \in \langle 1, n_2 \rangle$):

– obliczenie reakcji w lewym końcu każdego z elementów:

$$R_{i_1}^{(1)} = q \left(L_1 \frac{n_1 - i_1 + 1}{n_1} + L_2 \right), \quad R_{i_2}^{(2)} = q L_2 \frac{n_2 - i_2 + 1}{n_2},$$

– obliczenie momentów utwierdzenia w lewym końcu każdego z elementów:

$$M_{i_1}^{(1)} = \frac{q}{2} \left(L_1 \frac{n_1 - i_1 + 1}{n_1} + L_2 \right)^2, \quad M_{i_2}^{(2)} = \frac{q}{2} \left(L_2 \frac{n_2 - i_2 + 1}{n_2} \right)^2, \quad (4)$$

– obliczenie ugięć prawych końców każdego z elementów we współrzędnych lokalnych:

$$u_{i_j}^{(j)} = \frac{1}{EJ^{(j)}} \left(\frac{1}{2} M_{i_j}^{(j)} \left(\frac{L_j}{n_j} \right)^2 - \frac{1}{6} R_{i_j}^{(j)} \left(\frac{L_j}{n_j} \right)^3 + \frac{1}{24} q \left(\frac{L_j}{n_j} \right)^4 \right), \quad j = 1, 2, \quad (5)$$

– obliczenie ugięć środków każdego elementu we współrzędnych lokalnych:

$$\hat{u}_{i_j}^{(j)} = \frac{1}{EJ^{(j)}} \left(\frac{1}{2} M_{i_j}^{(j)} \left(\frac{L_j}{2n_j} \right)^2 - \frac{1}{6} R_{i_j}^{(j)} \left(\frac{L_j}{2n_j} \right)^3 + \frac{1}{24} q \left(\frac{L_j}{2n_j} \right)^4 \right), \quad j = 1, 2, \quad (6)$$

– obliczenie kątów obrotu prawych końców każdego elementu we współrzędnych lokalnych:



$$\varphi_{i_j}^{(j)} = \frac{1}{EJ^{(j)}} \left(M_{i_j}^{(j)} \frac{L_j}{n_j} - \frac{1}{2} R_{i_j}^{(1)} \left(\frac{L_j}{n_j} \right)^2 + \frac{1}{6} q \left(\frac{L_j}{n_j} \right)^3 \right), \quad j = 1, 2. \quad (7)$$

Ugięcia środków we współrzędnych globalnych są równe:

– dla pierwszej części:

$$U_{i_1}^{(1)} = \sum_{k=1}^{i_1-1} u_k^{(1)} + \hat{u}_k^{(1)} + \sum_{k=1}^{i_1-1} \varphi_k^{(1)} (i_1 - k - 0,5) \frac{L_1}{n_1}, \quad (8)$$

– dla drugiej części:

$$U_{i_2}^{(2)} = \sum_{k=1}^{n_1} u_k^{(1)} + \sum_{k=1}^{n_1-1} \varphi_k^{(1)} (n_1 - k) \frac{L_1}{n_1} + \sum_{k=1}^{n_1-1} \varphi_k^{(1)} (i_2 - 0,5) \frac{L_2}{n_2} + \sum_{k=1}^{i_2-1} u_k^{(2)} + \hat{u}_k^{(2)} + \sum_{k=1}^{i_2-1} \varphi_k^{(2)} (i_2 - k - 0,5) \frac{L_2}{n_2} \quad (9)$$

Otrzymawszy te ugięcia, całkowanie we wzorach (3) można zastąpić następującym sumowaniem:

$$E_p = \frac{ql}{2} \left[\sum_{k=1}^{n_1} U_k^{(1)} + \sum_{k=1}^{n_2} U_k^{(2)} \right],$$

$$E_k = \frac{\rho\omega^2 l}{2} \left[\sum_{k=1}^{n_1} A_k^{(1)} (U_k^{(1)})^2 + \sum_{k=1}^{n_2} A_k^{(2)} (U_k^{(2)})^2 \right]. \quad (10)$$

Porównanie tych energii, zgodnie z metodą Rayleigh'a, daje pierwszą częstotść drgań własnych i okres drgań:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{\rho}{E}} \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{n_1} A_k^{(1)} (U_k^{(1)})^2 + \sum_{k=1}^{n_2} A_k^{(2)} (U_k^{(2)})^2}{\left(\sum_{k=1}^{n_1} U_k^{(1)} + \sum_{k=1}^{n_2} U_k^{(2)} \right)}} \quad (11)$$

Takie iteracje należy przeprowadzać dotąd, aż różnica względna między wynikami (T) dwóch ostatnich iteracji jest mniejsza niż pewna wielkość wybrana przez użytkownika (np. 0,001%). Aby otrzymać największą dokładność, należy utrzymywać stałą długość l , zatem wielkości n_1 i n_2 powinny spełniać proporcję

$$l = \frac{L_1}{n_1} = \frac{L_2}{n_2}.$$

Wyniki obliczeń

Zaprezentowaną powyżej procedurę obliczeń częstotści drgań własnych (dalej – „procedurę”) zastosowano dla tworzących opisanych trzema rodzajami linii, od których zależą wzory na Δ i δ :

– linia prosta



$$d^{(1)}(x) = d_b^{(1)} - \frac{d_b^{(1)} - d_e^{(1)}}{L_1} x, \quad d^{(2)}(x) = d_b^{(2)} - \frac{d_b^{(2)} - d_e^{(2)}}{L_2} (x - L_2); \quad (12)$$

– parabola wklęsła

$$d^{(1)}(x) = d_b^{(1)} \left(1 - \left(1 - \frac{d_e^{(1)}}{d_b^{(1)}} \right) \sqrt{\frac{x}{L_1}} \right), \quad d^{(2)}(x) = d_b^{(2)} \left(1 - \left(1 - \frac{d_e^{(2)}}{d_b^{(2)}} \right) \sqrt{\frac{x - L_1}{L_2}} \right); \quad (13)$$

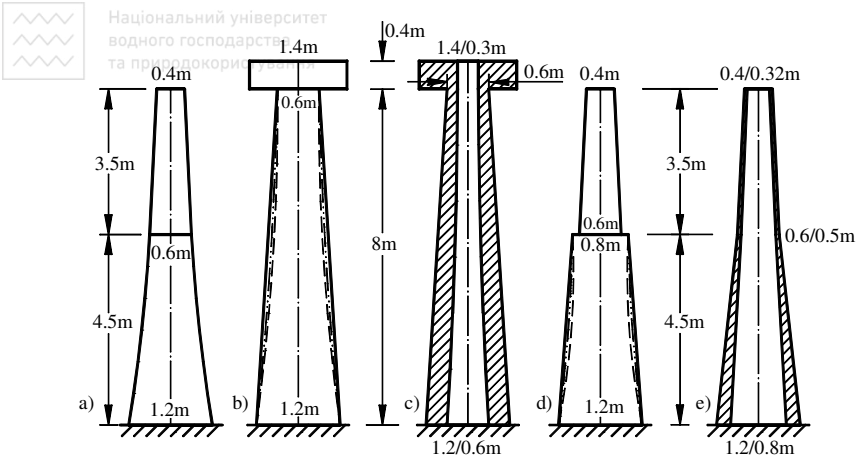
– eksponenta

$$d^{(1)}(x) = d_b^{(1)} \left(\frac{d_b^{(1)}}{d_e^{(1)}} \right)^{\frac{x}{L_1}}, \quad d^{(2)}(x) = d_b^{(2)} \left(\frac{d_b^{(2)}}{d_e^{(2)}} \right)^{\frac{x - L_1}{L_2}}. \quad (14)$$

gdzie: $d = \Delta$ dla średnic zewnętrznych, $d = \delta$ dla średnic wewnętrznych,
 d_b/d_e – średnica w początkowym / końcowym przekroju pręta.

Autorzy przetestowali żelbetowe słupy wspornikowe ($\sqrt{\rho/E} = 3,5 \cdot 10^{-4} \text{ s} \cdot \text{m}^{-1}$) w kształcie pełnych albo drażonych dwuczęściowych brył obrotowych o tworzących prosto- lub krzywoliniowych; pokazano je na rys. 2. Wyniki procedury porównano z wynikami otrzymanymi z użyciem MES (ANSYS – tab. 1). Aby to uzyskać, tworzące krzywoliniowe przybliżono 16 krótkimi odcinkami prostymi, potem przy wykorzystaniu elementów SOLID utworzono siatkę regularną HEXA. Wysokość słupa podzielono na 192 elementy (12 na jeden odcinek), obwód – na 40 elementów (9 stopni na jeden odcinek), grubość ścianki słupa – na 4 elementy: w ten sposób powstała siatka zawierająca ok. 30 000 elementów. Zgodnie z tab. 1, częstości obliczone w MES są nieco niższe niż obliczone w procedurze – różnica jest rzędu $1 \div 3\%$.

Największa różnica Δ dotyczy słupa drażonego z opaską u głowicy. Taka opaska zwiększa wpływ obrotowego momentu bezwładności, który nie jest uwzględniony w procedurze, ale uwzględnia się go w programach MES. Wpływ opaski u głowicy na dokładność wyników będzie tym większy, im wyżej (bliżej swobodnego końca) będzie opaska, im wyższy będzie moment bezwładności jej przekroju poprzecznego (np. większa średnica zewnętrzna) i im mniejsza sztywność będzie miał słup u podstawy (np. będzie drażony albo cienkościenny).



Rys. 2. Kształty prętów: a) dolna część – prostoliniowa; b) tworzące: prostoliniowa (b_1), paraboliczna (b_2), eksponentialna (b_3); c) tworząca wewnętrzna – eksponentialna, tworząca zewnętrzna – prostoliniowa; d) dolna część – tworzące: prostoliniowa (d_1), paraboliczna (d_2), eksponentialna (d_3), górna część – prostoliniowa; e) wszystkie tworzące prostoliniowe

Tab. 1.

Porównanie częstości drgań własnych obliczonych z wykorzystaniem procedury i MES

słup	a	b_1	b_2	b_3	c	d_1	d_2	d_3	e
f [Hz] – autorzy	8.620	7.044	5.587	6.645	7.415	12.20	10.84	11.96	14.73
f [Hz] – MES	8.557	6.891	5.478	6.478	7.192	11.97	10.72	11.73	14.44
Δ [%]	0.74	2.22	1.99	2.58	3.10	1.92	1.12	1.96	2.01

Wnioski. W pracy przedstawiono pewną procedurę obliczania pierwszej częstości drgań własnych pełnych i drażonych, dwuczęściowych brył obrotowych o zmiennych przekrojach poprzecznych. Dokładność tej procedury jest dostateczna do obliczeń inżynierskich. Procedurę można z powodzeniem rozszerzyć na pręty wieloczęściowe. Oprócz tego, umożliwia ona uwzględnienie mas punktowych. Opaski nałożone na powierzchnie boczne konstrukcji powłokowych (kominów stalowych, wież żelbetonowych) czasami są modelowane właśnie takimi masami punktowymi – w przedstawionej procedurze taką masę można uwzględnić, zmieniając średnicę jednej z części, jak na rys. 2b, c.

Metoda jest dość prosta, ale dokładna, co można uznać za jej największą zaletę. Różnice między wynikami otrzymanymi w MES i z użyciem

przedstawionej procedury nie przekraczają 3,1%, co można uznać za umiarkowaną wielkość (dla kominów bez opasek nie przekracza ona 2%).

1. Conway, H. D. Vibration frequencies of truncated-cone and wedge beams / Conway, H. D. and Dubil, J. F. // *Journal of Applied Mechanics* – 1965 – 32 (4) – pp. 932-934.
2. Caruntu, D. I. Dynamic modal characteristics of transverse vibrations of cantilevers of parabolic thickness / Caruntu, D. I. // *Mechanics Research Communications* – 2009 – 36 (3) – pp. 391-404.
3. Abdelghany, S.M. Vibration of a circular beam with variable cross sections using differential transformation method / Abdelghany, S.M., Ewis, K.M., Mahmoud, A.A., Nassar, M.M. // *Beni-Suef Univ. J. Basic Appl. Sci.* – 2007 – 4 (3) – pp. 185-191.
4. Coşkun, S.B. Transverse vibration analysis of Euler-Bernoulli beams using analytical approximate techniques / Coşkun, S.B., Atay, M.T., Öztürk, B. // *INTECH Open Access Publisher* – 2011.
5. Naguleswaran, S. A direct solution for the transverse vibration of Euler-Bernoulli wedge and cone beams / Naguleswaran, S. // *Journal of Sound and Vibration* – 1994 – 172(3) – pp. 289-304.
6. Datta, A. K. An analysis of free undamped vibration of beams of varying cross section / Datta, A. K., & Sil, S. N // *Computers & structures* – 1996 – 59(3) – pp. 479-483.
7. Ece, M. C. Vibration of variable cross-section beam / Ece, M. C., Aydogdu, M. and Taskin, V. // *Mechanics Research Communications* – 2007 – 34 (1) – pp. 78-84.
8. Torabi, K. Vibration Analysis of Multi-Step Bernoulli-Euler and Timoshenko Beams Carrying Concentrated Masses / Torabi, K., Afshari, H., Najafi H. // *Journal of Solid Mechanics* – 2013 – 5(4) – pp. 336-349.
9. Wu, J.-S. Free vibrations of solid and hollow wedge beams with rectangular or circular cross-sections and carrying any number of point masses / Wu, J.-S. and Chiang, L.-K. // *International Journal for Numerical Methods in Engineering* – 2004 – 60 – pp. 695-718.
10. Jaworski, J. Free vibrations of cantilever bars with linear and nonlinear variable cross-section / Jaworski, J. and Szlachetka, O. // *Discontinuity, Nonlinearity, and Complexity* – 2017 – 6(4) – pp. 513-521.
11. Szlachetka, O. Analysis of free vibrations of cantilever bars with parabolically variable cross-sections using the Rayleigh's method / Szlachetka, O., Jaworski, J., Chalecki, M. // *Acta Scientiarum Polonorum Architectura* – 2017 – 16 (4) – pp. 5-14.



УДК 624

Национальний університет
водного господарства
та природокористування

ANALIZA TEORETYCZNA I DOŚWIADCZALNA ROZKŁADU TEMPERATURY W WIELOWARSTWOWEJ STRUKTURZE

ТЕОРЕТИЧНИЙ ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИЙ АНАЛІЗ РОЗПОДІЛУ ТЕМПЕРАТУР У БАГАТОШАРОВІЙ СТРУКТУРИ

THE THEORETICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS OF TEMPERATURE DISTRIBUTION IN MULTI-LAYERED STRUCTURE

Szlachetka, O., dr inż., adiunkt, 0000-0002-1195-3603, Bagdasaryan, V., dr inż., adiunkt, 0000-0002-9589-1453, Wągrowska M., dr hab., profesor, 0000-0001-6805-8813, Dohojda M., dr inż., adiunkt, 0000-0003-0382-805X (Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie – SGGW)

Шляхетка О., канд. техн. наук, доцент, 0000-0002-1195-3603, Багдасарян В., канд. техн. наук, доцент, 0000-0002-9589-1453, Вонгровська М., докт. техн. наук, професор, 0000-0001-6805-8813, Дохойда М., канд. техн. наук, доцент, 0000-0003-0382-805X (Варшавський університет наук про життя - SGGW)

Szlachetka, O., Ph.D., assistant professor, 0000-0002-1195-3603, Bagdasaryan, V., Ph.D., assistant professor, 0000-0002-9589-1453, Wągrowska M., profesor, 0000-0001-6805-8813, Dohojda M Ph.D., assistant professor, 0000-0003-0382-805X (Warsaw University of Life Sciences – SGGW)

W pracy porównano wyniki badań doświadczalnych rozkładu temperatury w dwuskładnikowej periodycznej wielowarstwowej strukturze z wynikami otrzymanymi na drodze modelowania tolerancyjnego. Na podstawie analizy wyników stwierdzono zgodność między wynikami uzyskanymi na drodze doświadczalnej i teoretycznej.

В роботі співставленні данні експериментальних досліджень розподілу температури в двокомпонентній багатощаровій періодичній структурі з результатами розрахунків, що здобуті внаслідок теоретичного моделювання. У відповідності до виконаного аналізу вказується на збіжність результатів розрахунків, знайдених за експериментальним та теоретичним підходами.

The paper compares the results of experimental studies of the temperature distribution in a two-component multilayered periodic structure with the results obtained by the tolerance modelling procedure. The object of analysis



is a periodic structure which occupies the region $\Omega \equiv (0, 22.8) \times (0, 24) \times (0, 24)$ and is made of six layers, where each layer is

composed of two materials (OSB and styrofoam). Temperature distribution was determined within the framework of two-dimensional stationary heat conduction problem. The experimental data e.a values of temperature on interfaces were received in climatic chamber. The theoretical temperature distribution was obtained within the framework of the tolerance modelling – asymptotic variant. The aim of the paper was to validate of theoretical model equations and to check if the model is sufficient for engineering purposes. Based on the analysis of the results, a good correspondence between the model and the experiment was found.

Słowa kluczowe: struktura wielowarstwowa, rozkład temperatury, eksperyment, modelowanie tolerancyjne
багатошарова структура, розподіл температур, експеримент, теоретичне моделювання
multi-layered structure, temperature distribution, experiment, tolerance modelling

Wstęp. Zapotrzebowanie na materiały, które łączyłyby w sobie wiele właściwości np. jednocześnie były wytrzymałe, lekkie i odznaczały się dobrą izolacyjnością cieplną jest coraz większe. Takimi materiałami są np. kompozyty, wśród których szczególne miejsce zajmują kompozyty warstwowe. W pracy kompozyt warstwowy jest rozumiany jako układ składający się z warstw o stałej grubości, gdzie za warstwę uważa się układ złożony z co najmniej dwóch różnych warstwowo ułożonych składników. Różnorodność takich struktur materiałowych powoduje, że poznanie ich wszystkich cech i możliwych zachowań w konkretnych warunkach jest trudnym zadaniem, tym bardziej gdy liczba składników jest duża. W badaniach nad wielowarstwowymi strukturami dąży się do wyznaczenia np. rozkładu naprężeń, odkształceń czy temperatury. Rozkłady te określić można na podstawie doświadczeń laboratoryjnych, symulacji komputerowych bądź w sposób analityczny rozwiązując równania matematyczne opisujące dane zagadnienie. Bez względu na rodzaj rozpatrywanego zagadnienia (przewodnictwo ciepła, elastostatyka, elastodynamika, termosprężystość itp.) uzyskanie rozwiązań w dokładnej postaci analitycznej jest trudne lub czasem niemożliwe, dlatego też często stosuje się przybliżone metody modelowania analitycznego bądź numerycznego. W przypadku dwuskładniowych struktur wielowarstwowch wśród analitycznych metod modelowania wyróżnić można np. homogenizację klasyczną, modelowanie tolerancyjne. W pracy uwaga skupiona jest na metodzie modelowania tolerancyjnego [1]-[3]. Metodę tą zastosowano np. w pracy [4], gdzie dla wielowarstwowego kompozytu o funkcyjnej gradacji własności (FGM), dla stacjonarnego jednowymiarowego zagadnienia naprężeń cieplnych, porównano otrzymane za pomocą modelu tolerancyjnego (wariantu asymptotycznego) rozkłady temperatury i przemieszczeń, z rozwiązaniem dokładnym, otrzymując

dobrą zgodność wyników. Porównanie rozkładu przemieszczeń, wyznaczonego za pomocą modelu tolerancyjnego, z rozkładem wyznaczonym metodą elementów skończonych w programie Abaqus, w kompozycie typu FGM dla stacjonarnego dwuwymiarowego zagadnienia naprężeń cieplnych, można znaleźć np. w pracy [5]. Różnica między wynikami wynosiła tam maksymalnie 6,8%. W pracy [5] znajduje się również porównanie rozkładów temperatury i przemieszczeń wyznaczonych w ramach trzech różnych modeli tolerancyjnych (tolerancyjnego, tolerancyjno-asymptotycznego i asymptotycznego). Należy w tym miejscu zaznaczyć, że analiza numeryczna i analityczna w przypadku wielowarstwowych kompozytów jest bardzo skomplikowana a czasami uzyskanie rozwiązań jest wręcz niemożliwe.

W pracy podjęto próbę weryfikacji doświadczalnej uzyskanych rozwiązań równań przewodnictwa ciepła dla dwuskładnikowego periodycznego kompozytu wielowarstwowego, w ramach wybranego (najprostszego) modelu tolerancyjnego, w celu oszacowania czy rozpatrywanie tych bardziej złożonych modeli ma znaczenie praktyczne (inżynierskie).

Przedmiot rozważań. Rozpatrzono zagadnienie stacjonarnego dwuwymiarowego przewodnictwa ciepła w wielowarstwowym kompozycie charakteryzującym się periodycznym układem warstw. W układzie współrzędnych kartezjańskich $Ox_1x_2x_3$, obszar zajęty przez próbkę analizowanej struktury oznaczono przez $\Omega \equiv (0, L_1) \times (0, L_2) \times (0, L_3)$, gdzie $L_1=22.8$ cm, $L_2=L_3=24$ cm. Założono, że struktura składa się z sześciu dwuskładnikowych warstw o stałej grubości $l=3.8$ cm. Składnikami wchodzącymi w skład warstwy będą płyta OSB (1.8cm) oraz styropian (2cm).

Metodyka i wyniki badań doświadczalnych. W pierwszym etapie zmierzono współczynnika przewodzenia ciepła λ materiałów wchodzących w skład struktury. Pomiarów dokonano w aparacie płytowym FOX 600. Badania przeprowadzono w pomieszczeniu klimatyzowanym przy temperaturze 21°C w którym panowały stabilne warunki temperaturowe i wilgotnościowe. W aparacie zastosowano gradient temperatur równy 10°C z przepływem ciepła skierowanym w górę. Wartość współczynnika przewodzenia ciepła styropianu uzyskana w badaniach (0.039W/mK) jest wyższa od wartości deklarowanej przez producenta (0.038W/mK). Współczynnik λ płyty OSB wyniósł 0.101 W/mK.

W drugim etapie badań w aparacie płytowym FOX 600 przeprowadzono pomiary efektywnego współczynnika przewodzenia ciepła dwuskładnikowych warstw materiałowych (styropian + płyta OSB) i porównano te wartości z obliczonymi według znanego z literatury wzoru, [1]:

$$\lambda_{\text{eff}} = \frac{\lambda_s \cdot \lambda_{\text{OSB}} \cdot l}{\lambda_s \cdot l_{\text{OSB}} + \lambda_{\text{OSB}} \cdot l_s}, \quad (1)$$

gdzie λ_s , λ_{OSB} są odpowiednio współczynnikami przewodzenia ciepła styropianu i płyty OSB, wyznaczonymi w pierwszym etapie badań, l_s , l_{OSB} są grubościami

warstwy styropianu i płyty OSB, l jest grubością dwuskładnikowej periodycznej warstwy (styropian + płyta OSB).

Zbadano dwa układy gdzie grubość $l_{OSB} = 1.8\text{cm}$ była zawsze taka sama, a grubość l_s wynosiła 2 cm lub 10 cm. Wartości uśrednione z serii trzech pomiarów efektywnego współczynnika przewodzenia ciepła dla obu układów, przy rozparzeniu różnej kolejności ułożenia materiałów, przedstawiono w tabeli 1, porównując je jednocześnie z wartościami wyznaczonymi wg wzoru (1).

W aparacie zastosowano gradient temperatur równy 10°C z przepływem ciepła skierowanym w górę.

. Tab. 1

Współczynnik przewodzenia ciepła materiałów

układ	efektywny współczynnik przewodzenia ciepła λ_{eff} [W/mK]		błąd względny
	pomierzony	obliczony wg wzoru (1)	
styropian 2 cm + płyta OSB 1.8 cm	0.0519 (0.0561)*	0.055	5.6% (2%)
płyta OSB 1.8 cm + styropian 2 cm	0.0517 (0.0559)*		6% (1.6%)
styropian 10 cm + płyta OSB 1.8 cm	0.0435	0.0430	1.2%
płyta OSB 1.8 cm + styropian 10 cm	0.0435		1.2%

*wartości w nawiasach uwzględniają tzw. efekt grubości warstwy styropianu.

Większe różnice między wynikami, dla układu gdzie grubość warstw styropianu wynosiła 2cm, mogą mieć związek ze znanym z literatury efektem grubości próbek styropianowych, [6]. W celu uwzględnienia efektu grubości pomierzoną wartość współczynnika przewodzenia ciepła podzielono przez parametr efektu grubości 0.925 odczytany z [6]. Błąd względny nieprzekraczający 2% świadczy o dobrej zgodności wyników.

W kolejnym etapie badano rozkład temperatury w komorze fitotronowej (potocznie szafie klimatycznej) za pomocą umieszczonych na styku poszczególnych warstw czujników temperatury. Badania przeprowadzono w pomieszczeniu z wentylacją mechaniczną, w którym panowały stabilne warunki temperaturowe i wilgotnościowe. Pomiaru temperatury były rejestrowane na cyfrowym rejestratorze temperatury WRT-16M CZAKI THERMO PRODUCT z częstotliwością co 1 minutę.

Próbkę o wymiarach 22.8x24x24cm wykonaną z naprzemiennie ustawionych warstw płyty OSB i styropianu umieszczono w szafie klimatycznej, w której zadano określone warunki brzegowe na temperaturę: $\theta(0, x_2, x_3) = 13^\circ\text{C}$, $\theta(22.8, x_2, x_3) = \theta(x_1, 0, x_3) = \theta(x_1, 24, x_3) = \theta(x_1, x_2, 0) = \theta(x_1, x_2, 24) = 5.5^\circ\text{C}$. Wykonano 5 serii pomiarów temperatury pomiędzy poszczególnymi warstwami w

próbce. Wyniki przedstawiono w tabeli 2 wraz z wartościami odchylenia standardowego oraz niepewnościami pomiaru.

Tab. 2.

Wyniki pomiaru temperatury

pozycja czujnika	cm	0	1.8	3.8	5.6	7.6	9.4	11.4	13.2	15.2	17	19	20.8	22.8	
seria 1	°C	13	12	9.6	8.1	7.3	6.9	6.3	5.6	6	5.8	5.6	5.8	5.5	
seria 2		12.8	11.6	10	8	7.3	6.9	6.2	5.6	5.9	5.8	5.7	5.8	5.6	
seria 3		12.8	11.6	9.9	7.9	7.2	6.8	6.1	5.5	5.9	5.7	5.6	5.7	5.5	
seria 4		12.9	11.7	10	7.9	7.1	6.9	6.1	5.6	5.9	5.8	5.6	5.7	5.5	
seria 5		12.9	11.8	10	8	7.2	6.9	6.1	5.6	5.8	5.8	5.6	5.7	5.5	
średnia		12.9	11.7	9.9	8.0	7.2	6.9	6.2	5.6	5.9	5.8	5.6	5.7	5.5	
odchylenie standardowe		0.08	0.17	0.17	0.08	0.08	0.04	0.09	0.04	0.07	0.04	0.04	0.04	0.05	0.04
niepewność standardowa typu A		0.05	0.10	0.10	0.05	0.05	0.03	0.05	0.03	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
niepewność standardowa typu B		0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29
złożona niepewność standardowa u_c		0.29	0.30	0.31	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29

Dane zestawione w tabeli 2 świadczą o dobrej powtarzalności pomiarów.

Metodyka podejścia teoretycznego. Bezpośrednie zastosowanie liniowej teorii przewodnictwa ciepła Fouriera do wyznaczania rozkładu pola temperatury w wielowarstwowym kompozycie stwarza problemy obliczeniowe, ponieważ w równaniu różniczkowym cząstkowym przewodnictwa ciepła występują nieciągłe, silnie oscylujące współczynniki, a konieczność spełnienia warunków ciągłości dla temperatury i strumienia ciepła na styku sąsiadujących ze sobą składników prowadzi do dużej liczby warunków brzegowych. Z tego względu rozkład temperatury wyznaczono w ramach metody modelowania tolerancyjnego.

Proces modelowania tolerancyjnego opiera się na pojęciach i założeniach opisanych np. w [2], [3]. Definicje pojęcia operatora uśrednienia, funkcji wolnozmiennnej (SV) oraz tolerancyjnego uśredniania zostaną poniżej przytoczone za tymi pozycjami literatury.

Uśrednieniem funkcji $f \in L^2((0, L_1))$ nazywa się:

$$\langle f \rangle(x_1) \equiv \frac{1}{l} \int_{x_1-l/2}^{x_1+l/2} f(z) dz, \quad x \in \left(\frac{l}{2}, L_1 - \frac{l}{2} \right). \tag{2}$$

Gdy Π będzie dowolnym obszarem w R^m i $f \in C^1(\Pi)$, natomiast trójka dodatnich liczb $d \equiv (l, \delta_0, \delta_1)$ będzie trójką dodatnich parametrów tolerancji, wówczas funkcję $f \in C^1(\Pi)$ nazywa się wolnozmienną względem parametru



$$d \text{ (tzn. } f \in \text{SV}_d^1(\Pi)) \Leftrightarrow (\forall (\mathbf{x}, \mathbf{y}) \in \Pi^2 \|\mathbf{x} - \mathbf{y}\| \leq l \Rightarrow (|f(\mathbf{x}) - f(\mathbf{y})| \leq \delta_0$$

$$\wedge |\partial_j f(\mathbf{x}) - \partial_j f(\mathbf{y})| \leq \delta_1) \wedge (\forall \mathbf{x} \in \Pi \ l |\partial_j f(\mathbf{x})| \leq \delta_0), \forall j = 1, \dots, m).$$

Dla dowolnych dwóch funkcji $f \in L^2\left(x_1 - \frac{l}{2}, x_1 + \frac{l}{2}\right)$ i $F \in \text{SV}_d^1((0, L_1))$, gdzie $x_1 \in [0, L_1]$ przyjmuje się, że uśrednienie tolerancyjne iloczynu $F(\cdot)f(\cdot)$ i $\partial_1 F(\cdot)f(\cdot)$ jest odpowiednio w postaci $\langle fF \rangle_T(x_1) = \langle f \rangle(x_1)F(x_1)$ i $\langle f\partial_1 F \rangle_T(x_1) = \langle f \rangle(x_1)\partial_1 F(x_1)$.

W pracy wybrano wariant asymptotyczny modelowania tolerancyjnego cechujący się największą prostotą równań spośród wszystkich modeli tolerancyjnych (por. [4], [5], [7], [8]). Dla dwuwymiarowego stacjonarnego zagadnienia przewodnictwa ciepła w dwuskładniowej warstwowej periodycznej strukturze rozkład temperatury wyznacza się w ramach tego modelu ze wzoru (3), [2,3]:

$$\theta(x_1, x_2) \approx \tilde{\theta}(x_1, x_2) = \vartheta(x_1, x_2) + h(x_1)\psi(x_1, x_2) \quad (3)$$

po rozwiązaniu układu sprzężonych równań (4) [2, 3]:

$$\begin{aligned} \langle \lambda \rangle \vartheta_{,11} + \langle \lambda \rangle \vartheta_{,22} + \langle \lambda h_{,1} \rangle \psi_{,1} &= 0 \\ \langle \lambda (h_{,1})^2 \rangle \psi + \langle \lambda h_{,1} \rangle \vartheta_{,1} &= 0 \end{aligned} \quad (4)$$

Nieznanne pola ϑ i ψ nazywa się uśrednioną temperaturą i amplitudą fluktuacji temperatury. Rozwiązania na ϑ i ψ mają sens fizyczny tylko wtedy, gdy spełnione są warunki $\vartheta, \psi \in \text{SV}(0, L_1)$. Warunki te należy sprawdzić *a posteriori*, czyli wtedy, gdy funkcje te są już znane.

W przedstawionym modelu muszą być sformułowane warunki brzegowe na uśrednioną temperaturę ϑ . Występująca we wzorach (3) i (4) funkcja $h(\cdot)$ jest daną z góry znaną fluktuacyjną funkcją kształtu, która spełnia warunek $h(0) = h(L_1) = 0$. Jest ona przedziałami liniową funkcją argumentu x ,

przyjmującą naprzemiennie wartości $\frac{l}{2}$ i $-\frac{l}{2}$ na styku warstw.

Wyznaczając z drugiego równania układu (4) funkcję ψ

$$\psi = -\langle \lambda h_{,1} \rangle \vartheta_{,1} \langle \lambda (h_{,1})^2 \rangle^{-1} \quad (5)$$

i podstawiając do pierwszego równania układu (4) otrzymuje się równanie na funkcję ϑ :

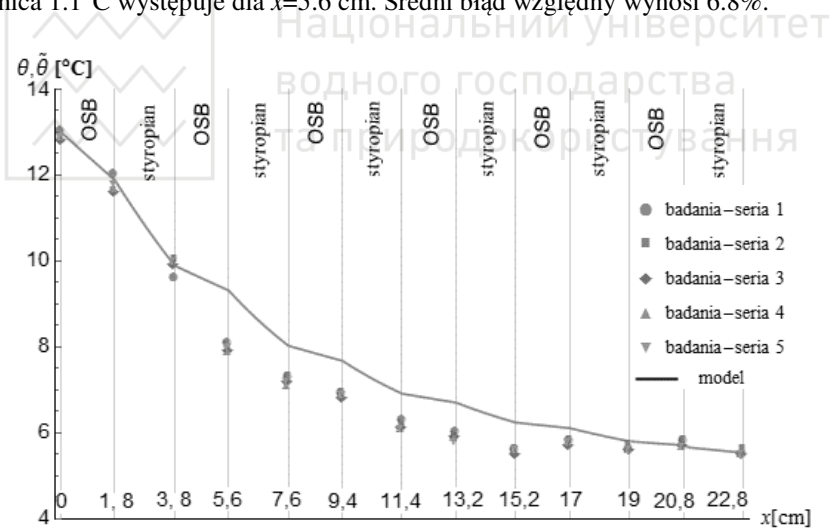
$$\lambda_{\text{eff}} \vartheta_{,11} + \langle \lambda \rangle \vartheta_{,22} = 0 \quad (6)$$



gdzie $\lambda_{eff} = \langle \lambda \rangle - \frac{(\langle \lambda h_{s1} \rangle)^2}{\langle \lambda (h_{s1})^2 \rangle} = \frac{\lambda_s \lambda_{OSB} l}{\lambda_s \cdot l_{OSB} + \lambda_{OSB} \cdot l_s}$, $\langle \lambda \rangle = \lambda_s \frac{l_s}{l} + \lambda_{OSB} \frac{l_{OSB}}{l}$.

Równanie (6) z dekompozycją pola temperatury (3) wraz z warunkami brzegowymi reprezentują wariant asymptotyczny modelowania tolerancyjnego, opisujący dwuwymiarowe przewodnictwo ciepła w analizowanej strukturze. W pracy rozwiązanie równania (6) wyznaczono przy użyciu metody różnic skończonych w programie Mathematica, przyjmując warunki brzegowe na uśrednioną temperaturę jak w badaniach doświadczalnych tj. $\vartheta(0, x_2, x_3) = 13^\circ\text{C}$, $\vartheta(22.8, x_2, x_3) = \vartheta(x_1, 0, x_3) = \vartheta(x_1, 24, x_3) = \vartheta(x_1, x_2, 0) = \vartheta(x_1, x_2, 24) = 5.5^\circ\text{C}$

Porównanie wyników teoretycznych i doświadczalnych. Porównanie wyników z pomiarów temperatury na interfejsach struktury materiałowej (tab. 2) z rozkładem temperatury wyznaczonym w modelu tolerancyjnym przedstawiono na rysunku 1. W tabeli 3 przedstawiono porównanie wartości temperatury uśrednionej otrzymanej w ramach rozpatrywanego modelu z wartościami średnimi z badań doświadczalnych. Różnica pomiędzy wynikami wynosi średnio 0.5°C . Największa różnica 1.1°C występuje dla $x=5.6$ cm. Średni błąd względny wynosi 6.8%.



Rys. 1. Porównanie wyników z pomiarów temperatury na interfejsach struktury materiałowej z rozkładem temperatury wyznaczonym w modelu tolerancyjnym dla $x_2=8\text{cm}$, $x_3=12\text{cm}$



Błąd bezwzględny i względny pomiaru temperatury

pozycja czujnika	cm	0	1.8	3.8	5.6	7.6	9.4	11.4	13.2	15.2	17	19	20.8	22.8
średnia z badań	°C	12.9	11.7	9.9	8.0	7.2	6.9	6.2	5.6	5.9	5.8	5.6	5.7	5.5
model		13	11.6	10.2	9.1	8.2	7.6	7	6.6	6.3	6.1	5.8	5.7	5.5
błąd bezwzględny		0.1	0.1	0.3	1.1	1	0.7	0.8	1	0.4	0.3	0.2	0	0
błąd względny	%	0.8	0.9	3.0	13.8	13.9	10.1	12.9	17.9	6.8	5.2	3.6	0.0	0.0
średni błąd względny		6.8												

Wnioski. Przeprowadzone badania potwierdzają poprawność modelu tolerancyjnego (wariantu asymptotycznego) dla przewodnictwa ciepła w dwuskładnikowej wielowarstwowej strukturze. Różnica pomiędzy wynikami wynosi średnio 0.5°C, gdzie największa to 1.1°C. Oznacza to, że do celów inżynierskich do wyznaczenia rozkładu temperatury w strukturze wielowarstwowej wariant asymptotyczny modelowania tolerancyjnego jest wystarczający i nie ma potrzeby stosowania bardziej złożonych modeli tolerancyjnych.

1. Woźniak, Cz. i Wierzbicki, E. Averaging techniques in thermomechanics of composite solids, Tolerance averaging versus homogenization. Częstochowa: Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, 2000.

2. Woźniak, Cz., Michalak, B. & Jędrzyak, J. (eds): Thermomechanics of Microheterogeneous Solids and Structures. Tolerance Averaging Approach, Łódź: Lodz University Press, 2008.

3. Woźniak, Cz., et. al (eds): Mathematical modelling and analysis in continuum mechanics of microstructured media. Gliwice: Silesian Publ. House, 2010.

4. Pazera, E., & Jędrzyak, J. (2015). Thermoelastic phenomena in transversally graded laminates. Composite Structures, 134, pp. 663-671.

5. Pazera, E., & Jędrzyak, J. (2018, January). Thermomechanical analysis of functionally graded laminates using tolerance approach. In AIP Conference Proceedings (Vol. 1922, No. 1, p. 140001). AIP Publishing.

6. Furmański, P., Wiśniewski, T. S., & Banaszek, J. (2006). Izolacje cieplne: mechanizmy wymiany ciepła, właściwości cieplne i ich pomiary. Instytut Techniki Ciepłej-Politechniki Warszawskiej.

7. Wozniak, C., Wagrowska, M., & Szlachetka, O. (2015). On the tolerance modelling of heat conduction in functionally graded laminated media. Journal of Applied Mechanics and Technical Physics, 56(2), pp. 274-281.

8. Nagórko, W., & Woźniak, C. (2011). Mathematical modelling of heat conduction in certain functionally graded composites. PAMM, 11(1), pp. 253-254.



ОЦІНКА СТІЙКОСТІ СХИЛУ НА СТАДІЇ ПРОЕКТУВАННЯ АДМІНІСТРАТИВНО-ГРОМАДСЬКОГО КОМПЛЕКСУ ПО ВУЛ. І. МАЗЕПИ, 1 В М. КИЄВІ

ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНА НА СТАДИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ АДМИНИСТРАТИВНО-ОБЩЕСТВЕННОГО КОМПЛЕКСА ПО УЛ. И. МАЗЕПЫ, 1 В Г. КИЕВЕ

THE ESTIMATION OF THE SLOPE STABILITY ON THE DESIGNING STAGE OF ADMINISTRATIVE AND PUBLIC COMPLEX ON THE 1 I. MAZEPA STR. IN KIEV

Шумінський В. Д., к.т.н., доцент, Степанчук С.В., с.н.с., Слободянік І.Ю., н.с., Степанчук Н. В., м.н.с., Костецька С. М., провідний інженер (Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ)

Шуминский В. Д., к. т. н., доцент, Степанчук С. В., с.н.с., Слободяник И. Ю., н.с., Степанчук Н. В., м.н.с., Костецкая С. М., ведущий инженер (Государственное предприятие «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев)

Shumynsky V., Candidate of Engineering (Ph.D.), Associate Professor, Stepanchuk S., Sr. Researcher, Slobodianik I., Researcher, Stepanchuk N., Jr. Researcher, Kostetska S., Lead Engineer (State Enterprise «State Research Institute of Building Structures», Kiev)

На прикладі будівництва адміністративно-громадського комплексу, розташованого поруч з пам'яткою архітектури «Миколаївські ворота з прилеглими будівлями» по вул. І. Мазепи, 1 у м. Києві, застосовано комплексний підхід до оцінки проекту будівництва, які включають у себе роботи з обстеження та оцінки стійкості схилу прилеглої території в природному стані з урахуванням розташованих на цій території будівель. Представлені результати досліджень можуть бути використані при прийнятті захисних заходів по підвищенню стійкості схилу і технічних рішень.

На примере строительства административно-общественного комплекса, расположенного рядом с памятником архитектуры «Николаевские ворота с прилегающими зданиями» по ул. И.Мазепы, 1 в г. Киеве выполнены этапы комплексного подхода к оценке проекта строительства, включающие в себя оценки устойчивости склона

прилегающей территории в природном состоянии и с учетом располагающихся на этой территории строений. Представленные результаты исследований могут быть использованы при принятии проектных и производственных решений.

The consolidation of the development of modern megacities forces to carry out construction in areas with complex engineering and geological conditions, terrain and dangerous geological processes.

On the example of construction of an administrative and public complex, which is placed near the architectural monument "Nikolayevsky Gates with adjacent buildings" on the 1 I.Mazepy str. in Kiev, carried out its designing, taking into account the represented scheme of an integrated approach to the evaluation of construction object.

Designing includes an assessment of the stability of slope and adjacent territory in the natural state and taking into account the structures located on this territory with full water saturation of base soil.

The presented research results can be used in making design and production decisions. The research methodology includes: a visual inspection of the slope, which borders on the site of construction; calculation of slope stability by methods of G.M. Shahunyan's and analyse of the stressed-deformed state of soil mass by the Mora-Coulomb's model; development of recommendations for ensuring slope stability and avoiding soils overmoistening.

A comparative analysis of the slope stability calculation performed using two methods: the G.M. Shahunyan's method and the stress-strain state analysis of soil massif method. The results of the calculations showed the consistency of both methods. According to results of the research, it can be concluded that the coefficient of slope stability is reduced when the building's weight in the adjoining territory is taken into account and the full watersaturation of the soils, which can occur when soaking the soil, as a result of intensive precipitation, melting of snow and infiltration of water into the soil. To exclude the soaking of soils, it is necessary to carry out surface water removal and arrangement of drainage. To increase the slope stability, it is necessary to carry out anti-slide structures and them calculation.

Ключові слова:

Нове будівництво, проектування, складні інженерно-геологічні умови, візуальне обстеження, розрахунки стійкості схилу, природний стан, водонасичення ґрунтів.

Строительство, проектирование, сложные инженерно-геологические условия, визуальное обследование, расчеты устойчивости склона, природное состояние грунтов, полное водонасыщение грунтов.

New building, designing, complex engineer-geological conditions, visual examination, natural state of soils, full watersaturation of soils.



Вступ. Ущільнення забудови сучасних мегаполісів примушує здійснювати будівництво на територіях зі складними інженерно-геологічними умовами, рельєфом та небезпечними геологічними процесами. Для забезпечення надійної роботи комплексу, що проектується, слід оцінити стійкість прилеглої схилу та, при необхідності, застосувати заходи по підвищенню стійкості схилу.

Мета роботи – оцінка стійкості схилу в природному стані на стадії проектування адміністративно-громадського комплексу та з врахуванням розташування існуючих будівель та споруд для ґрунтів основи у водонасиченому стані.

Методика досліджень. Застосування комплексного підходу при аналізі проекту будівництва, що включає: проведення візуального обстеження схилу, який межує з майданчиком будівництва; виконання розрахунків стійкості схилу з використанням методу Г.М. Шахунянца та аналізу напружено-деформованого стану (далі – НДС) масиву ґрунту по моделі Мора-Кулона; розробка рекомендацій щодо забезпечення стійкості схилу та запобігання перезволоженню ґрунтів.

Результати дослідження. Комплексний підхід до оцінки проектів будівництва виконувався згідно зі схемою (рис. 1).

1. Загальні дані. Адміністративно-громадський комплекс з паркінгом розташований по вул. І. Мазепи, 1 у м. Києві. На рис. 2 показаний генплан ділянки будівництва.

Комплекс, що проектується, відноситься до значного класу наслідків СС3 і складається з чотирьох будівель: 1 ÷ 4 – відповідно 14-ти, 17-ти, 5-ти та 10-ти поверхові офісні будівлі, 5 – пам'ятка архітектури «Миколаївські ворота з прилеглими будівлями» (2-х поверхова будівля військової комендатури, що зведена у 1850 р. Технічний стан будівлі характеризується як непридатний для нормальної експлуатації, в деяких місцях – як аварійний [1÷3].

2. Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови ділянки будівництва. У геоморфологічному відношенні майданчик вишукувань розташований в межах примикання вододільного лесового плато до правого схилу долини р. Дніпро, ускладненого техногенними факторами (підсіпка, підрізка ґрунтів, промислово-цивільна забудова). У результаті виконаних інженерно-геологічних досліджень [4] виділено наступні інженерно-геологічні елементи для розрізу 3-3 [5]:

ПЕ-1 – насипний ґрунт – супісок пілуватий, твердий; ПЕ-2 – супісок лесовий, пілуватий, твердий; є основою фундаментів будівель комплексу, що проектується; ПЕ-3 – суглинок легкий, пілуватий, тугопластичний; ПЕ-4 – пісок дрібний; ПЕ-5 – супісок пілуватий, пластичний; ПЕ-6 – глина легка, пілувата, напівтверда, бура, є водоупором. Водовміщувочими ґрунтами є ПЕ-3, ПЕ-4, та ПЕ-5.

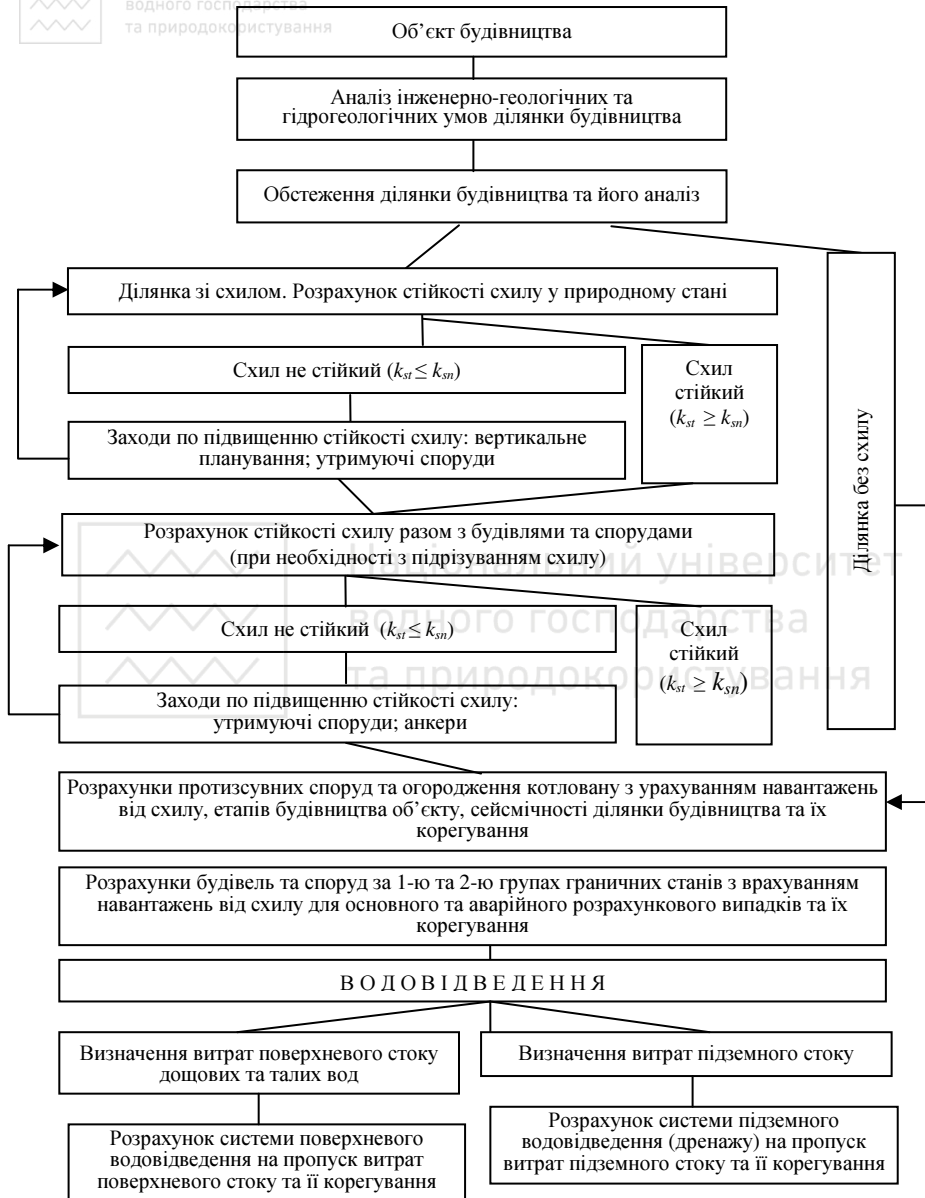


Рис. 1. Схема комплексного підходу до оцінки проектів будівництва



Національний університет
водного господарства
та природокористування

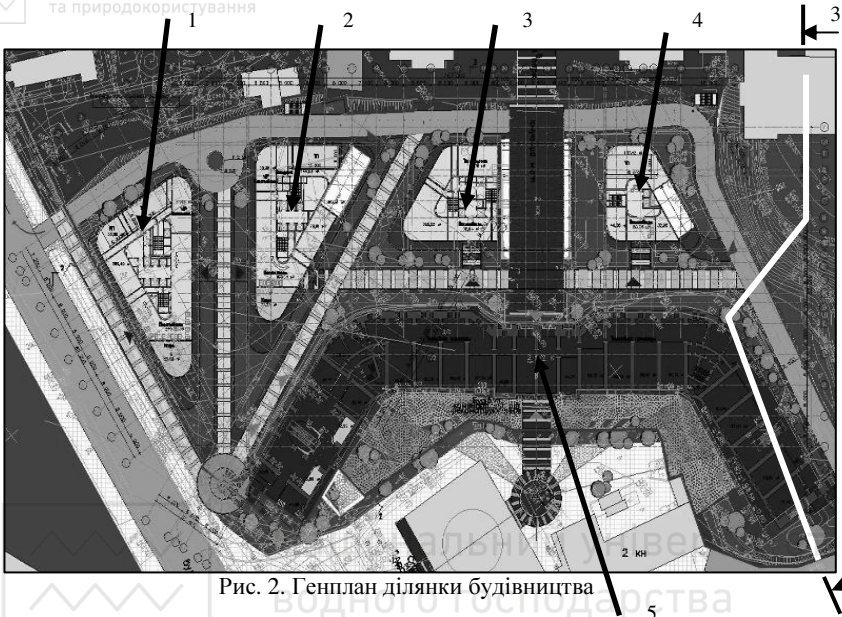


Рис. 2. Генплан ділянки будівництва

Ділянка будівництва має складні інженерно-геологічні умови, які обумовлені:

а) наявністю в товщі лесових просідаючих ґрунтів від власної ваги при замочуванні (ІГЕ-2). Сумарна просадка лесової товщі при повному водонасиченні становить 5,21 см [5];

б) розташуванням ділянки будівництва біля схилу.

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю двох водоносних горизонтів. Підземні води першого від поверхні безнапірного водоносного горизонту зустрінуті на глибині 6,3÷11,5 м (абс. відмітки 175,19÷180,38 м). Другий напірний водоносний горизонт залягає в інтервалі 33÷35 м (абс. відмітки 152,8÷154 м) [5].

У період сезонного коливання рівня підземних вод можливе підняття на 1,5 м вище зафіксованого під час вишукувань.

На момент проведення інженерно-геологічних вишукувань фізико-геологічні процеси на території майданчика будівництва (зсувонебезпечні явища, ріст ярів, ерозійні процеси тощо) відсутні. Реальний розвиток зсувних процесів ймовірний лише в межах схилу, який примикає з північно-східного напрямку.

3. Візуальне обстеження схилу (рис. 3, 4). У листопаді 2012 року співробітники ДП НДІБК виконали візуальне обстеження схилу, що межує з ділянкою будівництва з північно-східного боку. Поверхня схилу вкрита травою, кущовою рослинністю та деревами. На окремих ділянках схилу

організована система відводу поверхневого стоку. У результаті обстеження схилу зафіксовано: деформація сходів, тріщини в асфальтному покритті, поверхнева ерозія; «п'яний ліс» (рис. 3а, 4а). На території вишукувань розташований дренаж. Зафіксовано просідання вимощення біля будівлі військової комендатури.

У червні 2018 року було виконане повторне візуальне обстеження схилу (рис. 3б, 4б). У результаті обстеження зафіксовано, що більша частина сходів була замінена на нові, однак, залишилися тріщини в асфальтному покритті та зафіксовано збільшення поверхневої ерозії, що пов'язане з порушенням залуження схилу при проведенні комунікацій для будівництва комплексу по вул. Грушевського, 9а.

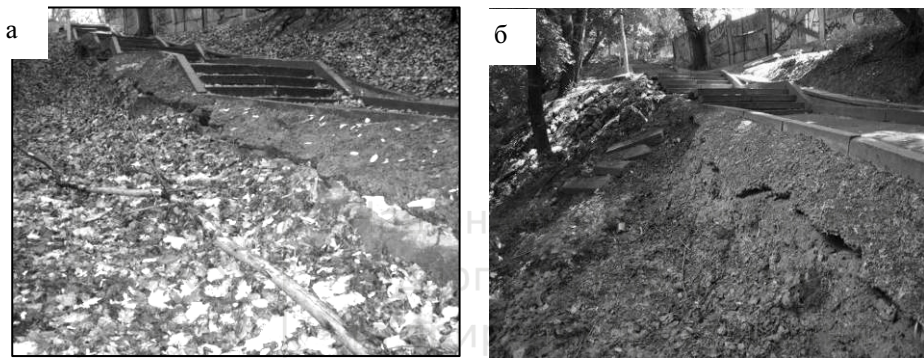


Рис. 3. Поверхнева ерозія ґрунту: а) результати обстеження 2012 р.; б) результати обстеження 2018 р.

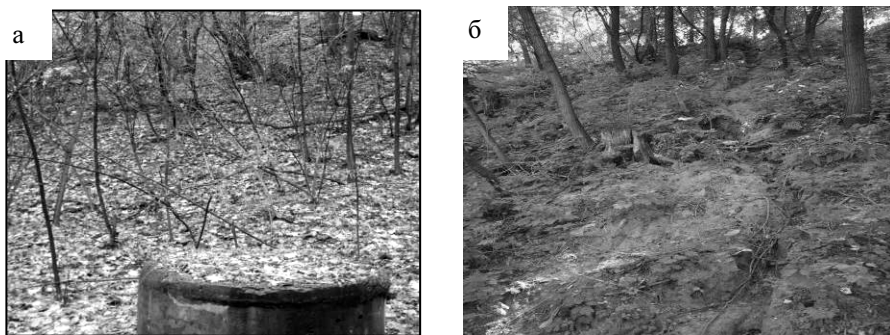


Рис. 4. Результати обстеження схилу: а) похилені дерева («п'яний ліс») (2012 р.); б) ерозії ґрунту (2018 р.)

За результатами візуального обстеження схилу можна зробити висновки, що на схилі і на прилеглий території мали місце небезпечні геологічні

процеси на локальних ділянках: поверхнева ерозія, просідання ґрунту та ін. На момент обстеження деформації ґрунту схилю зупинилися.

4. Оцінка стійкості схилю. Оцінка стійкості схилю при проектуванні адміністративно-громадського комплексу виконувалась для перерізу 3-3 (рис. 2), як одному із найбільш небезпечних з точки зору стійкості, за допомогою двох методів:

1. За методом блоків (метод Г. М. Шахунянца);
2. За аналізом НДС ґрунтів схилю.

Розрахунки виконувались для схилю з урахуванням статичних, гідродинамічних та фільтраційних навантажень. Для перерізу 3-3 розрахунки виконувались для схилю в природному стані та з урахуванням існуючої військової комендатури для ґрунтів у водонасиченому стані.

4.1. Розрахунок стійкості схилю за методом Г.М. Шахунянца. Метод розрахунку стійкості схилю Г.М. Шахунянца базується на розв'язанні плоскої задачі по заданому перерізі при наявності в масиві схилю фіксованої поверхні ковзання.

Розрахунок стійкості схилю за цим методом виконується в наступному порядку:

- використовуючи матеріали топографічної зйомки зсувної ділянки та інженерно-геологічних вишукувань, будують розріз зсувного тіла по даному вертикальному перерізу (3-3);
- розбивають розріз зсувного тіла вертикальними лініями на окремі відсіки так, щоб лінія ковзання зсуву в кожному відсіку мала незмінний нахил.

Коефіцієнт стійкості схилю за методом Г. М. Шахунянца визначається за формулою

$$k_{st} = \frac{R}{F} = \frac{\sum_1^i (Q_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \cdot l_i) \cdot \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}}{\sum_1^i (Q_i \cdot \sin \alpha_i \cdot \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}) + Q_{ci}}, \quad (1)$$

де R – утримуючі сили, кН; F – зсувні сили, кН; Q_i – вага i -того блоку, кН/м; Q_{ci} – сейсмічна складова зсувних сил згідно ДБН В.1.1-12, кН; α_i – кут нахилу поверхні ковзання i -того блоку до горизонту, град.; φ_i – кут внутрішнього тертя в i -тому блоці, град.; c_i – питоме зчеплення ґрунту в i -тому блоці, кПа; l_i – довжина площини ковзання в i -тому блоці, м.

Врахування сейсмічного впливу при розрахунку стійкості схилю здійснюється додаванням до розрахункових зусиль сейсмічної сили. Сейсмічна сила Q_{ci} наближено визначається як частка від ваги ґрунту, яка зазнає сейсмічної дії:

$$Q_{ci} = \mu Q_i, \quad (2)$$

де μ - коефіцієнт динамічної сейсмічності (табл. 1).



Коefіцієнт динамічної сейсмічності μ

Найменування	Сейсмічність майданчика в балах						
	1...6	7	8	9	10	11	12
Значення коefіцієнта μ для ґрунту	0	0,038	0,075	0,15	0,375	0,75	1,125

Сила Q_{ci} діє в найбільш несприятливому напрямку і спрямована в кожному відсіку зсувного блоку паралельно основі відсіку та збігається з напрямком зсуваючої сили в цьому відсіку. Сейсмічну силу прикладають в центрі тяжіння ґрунтового масиву, який може зазнати зміщення.

Утримуючі споруди влаштовуються при недостатній стійкості схилу (коefіцієнт стійкості менший за нормований для даного класу наслідків (відповідальності) споруди, $k_{st} < k_{sn}$) [6].

На рис. 5 та 6 приведені схеми до розрахунків стійкості схилу для розрізу 3-3 в природному стані та з урахуванням існуючої військової комендатури при водонасиченому стані ґрунтів.

За результатами розрахунків стійкості схилу за методом Г.М. Шахунянца визначено, що коefіцієнт запасу стійкості для перерізу 3-3 складає $k_{st} = 1,28$ (в природному стані), що більше нормативного значення $k_{sn} = 1,25$ [6], і $k_{st} = 1,18$ (з врахуванням ваги існуючої будівлі військової комендатури), що менше нормованого значення $k_{sn} = 1,25$ (для значного класу наслідків СС3 [6]).

Дані результати свідчать про те, що схил знаходиться в стійкому стані для ґрунтів у природному стані і в стані критичної рівноваги при врахуванні ваги існуючої будівлі військової комендатури при повному водонасиченні ґрунтів, що потребує відповідних заходів щодо регулювання поверхневого та підземного стоків.

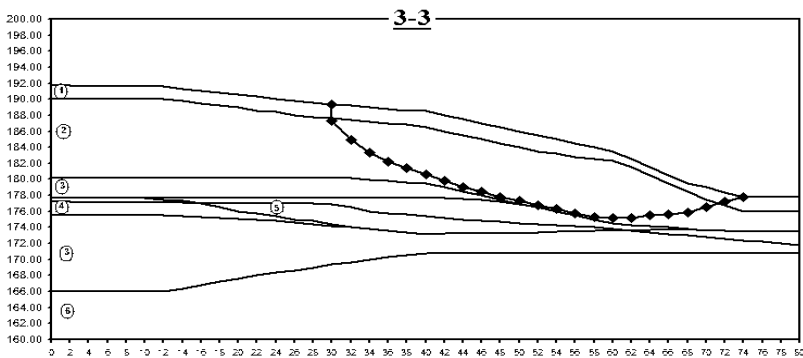


Рис. 5. Схема до розрахунку стійкості схилу в природному стані

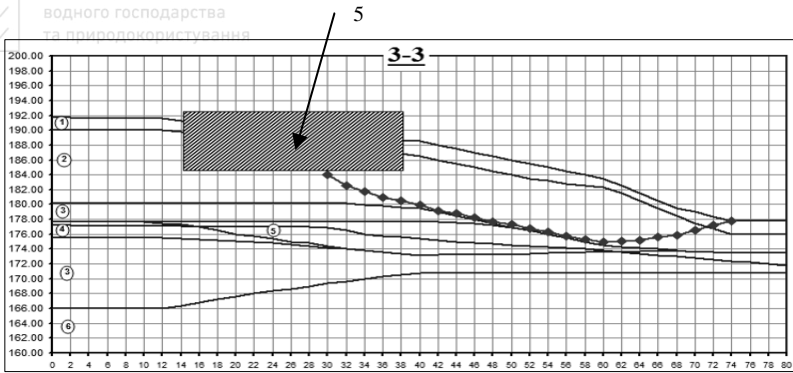


Рис. 6. Схема до розрахунку стійкості схилу з врахуванням розташування військової комендатури

4.2 Розрахунок стійкості схилу за аналізом напружено-деформованого стану (НДС) ґрунтів. Розрахунки по оцінці стійкості схилу за змінами НДС масиву ґрунту виконувалися по моделі Мора-Кулона. Ця модель включає наступні параметри: параметри жорсткості (E), коефіцієнт Пуассона (ν_{ur}), питоме зчеплення (c), кут тертя (φ) і кут дилатансії (ψ), об'ємна вага ґрунту в сухому (γ_{unsat}) і водонасиченому (γ_{sat}) станах, коефіцієнти фільтрації k_{fx} и k_{fy} .

Аналітично-графічний аналіз НДС ґрунтів виконувався з використанням прикладних програм із застосуванням методів статистичного опрацювання результатів досліджень. Ґрунтовий масив моделюється 15-ти вузловими елементами. Граничні умови в нижній частині моделі представлені у вигляді суцільного защемлення, а вертикальні стінки – у вигляді шарнірних опор.

Розрахункова схема по оцінці стійкості схилу за зміною НДС масиву ґрунту з урахуванням існуючої військової комендатури при повному водонасиченні ґрунтів основи представлена на рис. 7.

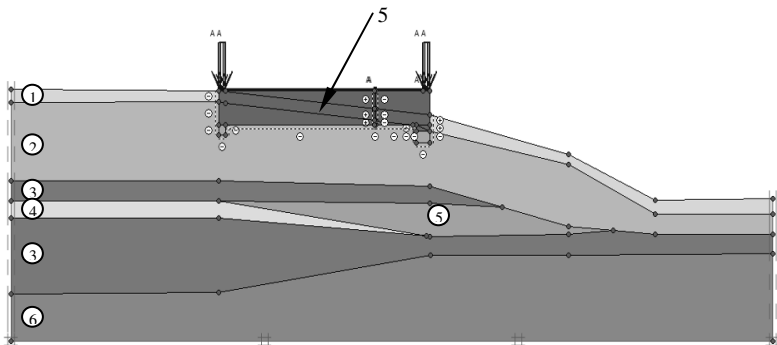


Рис. 7. Схема для розрахунку стійкості схилу з урахуванням існуючої військової комендатури

Розрахунок стійкості схилу виконаний методом Phi-c-reduction (φ -c-приведення), який використовується для розрахунків коефіцієнту стійкості. Параметри міцності контролюються загальним множником ΣM_{sf} . Цей параметр збільшується при поетапному методі до тих пір, поки не виникне руйнування.

Розрахунок виконувався з урахуванням послідовності зведення об'єкта за наступними фазами:

Фаза 1 – масив ґрунту в природному стані; фаза 2 – коефіцієнт стійкості схилу в природному стані; фаза 3 – масив ґрунту з урахуванням фундаменту існуючої будівлі (комендатура); фаза 4 – коефіцієнт стійкості схилу з урахуванням фундаменту існуючої будівлі.

Коефіцієнт стійкості визначається за формулою:

$$k_{st} = \frac{\tau_{\psi \max}}{\tau_{\psi}}, \quad (3)$$

де $\tau_{\psi \max}$ – граничне значення дотичного напруження, що зсуває ґрунт по площадці ковзання, кПа, що становить: $\tau_{\psi \max} = \sigma_{\psi} \operatorname{tg} \varphi + c$ (де σ_{ψ} – нормальне напруження, що діє перпендикулярно до площадки ковзання, кПа); τ_{ψ} – максимальне дотичне напруження, що діє по площадці ковзання, кПа.

За результатами розрахунків за зміною НДС коефіцієнт стійкості схилу в природному стані $k_{st} = 1,20$ та коефіцієнт стійкості схилу з урахуванням фундаменту існуючої будівлі при повному водонасиченні ґрунтів $k_{st} = 1,15$, які менше нормованого значення $k_{st} = 1,25$ [6].

Результати розрахунків за зміною НДС свідчать про те, що схил знаходиться в стані критичної рівноваги, що підтверджується розрахунками, виконаними за методом Г.М. Шахунянца. Коефіцієнт стійкості схилу значно зменшується при повному водонасиченні ґрунтів, що може статися у результаті інтенсивного випадіння атмосферних опадів, танення снігу та повного замочування ґрунтів.

Для виключення замочування ґрунтів слід виконати поверхневе водовідведення та влаштування дренажу.

Висновки. За результатами аналізу інженерно-геологічних, гідрологічних умов [5] ділянки будівництва, візуального обстеження, а також результатами розрахунків стійкості схилу можна зробити наступні висновки:

1. Ділянка будівництва має складні інженерно-геологічні умови, які обумовлені наявністю в товщі просідних ґрунтів та розташуванням майданчику будівництва безпосередньо біля схилу.
2. Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю двох водоносних горизонтів, зустрінutih відповідно на абсолютних відмітках 175,19 ÷ 180,38 м. та на 152,8 ÷ 154 м.



3. У період сезонного коливання рівня підземних вод можна очікувати підняття на 1,5 м вище зустрінутого в період вишукування.

4. На території майданчику будівництва мають місце ерозійні процеси. В окремих випадках при замочуванні ґрунтів можуть виникати зсувонебезпечні процеси.

5. Причиною пошкодження вимощення військової будівлі є просідання ґрунтів на ділянці схилу та локальна втрата стійкості.

6. На момент обстеження за результатами візуальних обстежень у липні 2018 року деформації ґрунту масиву схилу зупинилися. Однак зафіксовано збільшення поверхневої ерозії ґрунтів схилу, який прилягає до майданчику будівництва, що пов'язано з порушенням залуження схилу при проведенні комунікацій для будівництва багатоповерхового комплексу по вул. Грушевського, 9а.

7. За результатами розрахунків стійкості схилу отримані наступні результати.

7.1. Згідно методу Г.М. Шахунянца мінімальний коефіцієнт запасу стійкості для перерізу 3-3, як одного з найбільш небезпечних, складає $k_{st} = 1,28$ (в природному стані) і $k_{st} = 1,18$ (з врахуванням існуючої військової комендатури при повному водонасиченні ґрунтів).

7.2. Згідно методу за зміною напружено-деформованого стану ґрунту мінімальний коефіцієнт запасу стійкості для перерізу 3-3 складає $k_{st} = 1,20$ (в природному стані) і $k_{st} = 1,15$ (з врахуванням існуючої військової комендатури при повному водонасиченні ґрунтів).

8. Дані результати розрахунків свідчать про те, що схил знаходиться в стані критичної рівноваги. Коефіцієнт стійкості схилу значно зменшується при врахуванні ваги від існуючої будівлі та повного водонасичення ґрунтів, що може статися при замочуванні ґрунтів в результаті інтенсивної інфільтрації води при випадіння атмосферних опадів і танення снігу. Для виключення замочування ґрунтів слід виконати регулювання поверхневого (поверхневе водовідведення) та підземного (влаштування дренажу) стоків.

9. Для підвищення стійкості схилу та надійності експлуатації комплексу слід запроєктувати протизсувні (утримуючі) споруди, виконати розрахунки протизсувних споруд та огороження котловану з урахуванням навантажень від схилу, етапів будівництва об'єкту, сейсмічності ділянки будівництва та їх корегування (рис. 1).

1. Звіт про науково-технічну роботу. Оцінка впливу будівництва багатофункціонального адміністративно-громадського комплексу по вул. І. Мазепа, 1 у Печерському районі м. Києва на гідрогеологічний режим прилеглої території та стійкість схилу. – К. : ДП НДІБК, 2012.

2. Звіт про науково-технічну роботу. Обстеження та оцінка технічного стану конструкцій будинку по вул. І. Мазепа, 1 у Печерському районі м. Києва, що підлягає реконструкції – К. : ДП НДІБК, 2012.

3. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення їх технічного стану: ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. - [Чинний від 2017-07-01]. - К. : Мінрегіонбуд, 2017. - (Державний стандарт України).

4. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва: ДБН А.2.1-1-2008. - [Чинні від 2014-01-08]. - К.: Мінрегіонбуд, 2014. – (Державні будівельні норми України).

5. Науково-технічний звіт про інженерно-геологічні вишукування для обстеження та технічної оцінки технічного стану будівлі комендатури, що підлягає реконструкції по вул. І. Мазепа, 1 в Печерському районі м. Києва. – К. : ТОВ «ГЕОПРОЕКТ», 2012.

6. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. ДБН В 1.1-46:2017. - [Чинні від 2017-25-04]. - К.: Мінрегіонбуд, 2017. – (Державні будівельні норми України).

1. Zvit pro naukovo–tekhnichnu robotu. Ocinka vplivu budivnictva bagatofunkcional'nogo administrativno-gromads'kogo kompleksu po vul. I. Mazepa, 1 u Pechers'komu rajoni m. Kieva na gidrogeologichnij rezhim prilegloї teritorії ta stijkist' skhilu. – K. : DP NDIBK, 2012.

2. Zvit pro naukovo-tekhnichnu robotu. Obstezhennya ta ocinka tekhnichnogo stanu konstrukcij budinku po vul. I. Mazepi, 1 u Pechers'komu rajoni m. Kieva, shcho pidlyagaє rekonstrukції – K. : DP NDIBK, 2012.

3. Nastanova shchodo obstezhennya budivel' i sporud dlya viznachennya ih tekhnichnogo stanu: DSTU-N B V.1.2-18:2016. - [Chinnij vid 2017-07-01]. - K. : Minregionbud, 2017. - (Derzhavnij standart Ukrainy).

4. Vishukuvannya, proektuvannya i teritorial'na diyal'nist'. Vishukuvannya. Inzhenerni vishukuvannya dlya budivnictva: DBN A.2.1-1-2008. - [Chinni vid 2014-01-08]. - K.: Minregionbud, 2014. – (Derzhavni budivel'ni normi Ukrainy).

5.—Naukovo-tekhnichnij zvit pro inzhenerno-geologichni vishukuvannya dlya obstezhennya ta tekhnichnoї ocinki tekhnichnogo stanu budivli komendaturi, shcho pidlyagaє rekonstrukції po vul.. I. Mazepi, 1 v Pechers'komu rajoni m. Kieva. – K. : TOV «GEOПРОЕКТ», 2012.

6. Inzhenernij zahist teritorij, budivel' i sporud vid zsuviv ta obvaliv. Osnovni polozhennya. DBN V 1.1-46:2017. - [Chinni vid 2017-25-04]. - K.: Minregionbud, 2017. – (Derzhavni budivel'ni normi Ukrainy).



УДК 624.012.035

**STRENGTHENING AND CALCULATION ANALYSIS OF BENDING
REINFORCED CONCRETE ELEMENTS**

**АНАЛІЗ СТАНУ ПІДСИЛЕННЯ ТА РОЗРАХУНКУ ЗГИНАЛЬНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

Borisyuk A.P., candidate of engineering sciences, associate professor, Ziatyuk Y.Y., senior lecturer, Lysyuk M.O., student, Yevtushenko V S student, (National university of water and environmental engineering, Rivne).

Борисюк О.П., к.т.н., проф., Зятюк Ю.Ю., ст. викладач, Лисюк М.О. студент, Євтушенко В.С. студент, (Національний університет водного господарства та природокористування м. Рівне).

Аналіз методів підсилення залізобетонних конструкцій показав, що підсилювати конструкції, які працюють на згин, можна як способом нарощування поперечного перерізу, так і способом зміни розрахункової схеми роботи конструкції. На сьогоднішній день не повністю досліджений вплив малоциклових навантажень високих рівнів на роботу підсилених згинальних залізобетонних елементів. Використання сучасних вуглепластикових матеріалів та сталевібробетону є ефективним способом підсилення згинальних залізобетонних елементів. Розробка такого методу підсилення та удосконалення алгоритму розрахунку є вельми актуальним, оскільки порівняння теоретичних досліджень з результатами експерименту дасть можливість підтвердити достовірність теоретичних висновків і передумов, покладених в їх основу, а також заговорити про застосування їх на практиці

During the operation of constructions, buildings and structures, as a result of the influence of various factors, indicators of the technical condition, which causes the need for reinforcement, is reduced. It may also occur due to the end of the project term of its operation, changes in the calculation scheme of an element, due to damage and operation in a disabling or emergency condition, errors in designing, erection, use of substandard materials, and poor performance of works, negative effects of the environment, etc.

During the experiment to increase the bearing capacity of the test beams, it is possible to argue about the effectiveness of this simultaneous enhancement of compressed and stretched zones.

Національний університет
The analysis of methods of strengthening reinforced concrete structures showed, that strengthen structures that work for bending can be both a way of increasing the cross-section, and a way to change the calculation scheme of the work of structure. To date, the effect of low-cycle loads of high levels on the work of strengthened bending reinforced concrete elements is not fully investigated. Research in this area is relevant and necessary for modern construction. The use of modern carbon-plastic materials and steel-fiber reinforced concrete is an effective way to strengthen bending reinforced concrete elements.

The development of such a method to enhance and improve the algorithm of calculation is very relevant, whereas comparing theoretical research with the results of the experiment will prove the reliability of the theoretical conclusions and prerequisites that were laid down in their basis, as well as talk about their application in practice.

Ключові слова :

Підсилення, навантаження, балка, сталевіфібробетон, композити.
Strengthen, load, beam, steelfiberconcrete, composites.

Introduction. During the operation of constructions, buildings and structures, as a result of the influence of various factors, indicators of the technical condition, which causes the need for reinforcement, is reduced. It may also occur due to the end of the project term of its operation, changes in the calculation scheme of an element, due to damage and operation in a disabling or emergency condition, errors in designing, erection, use of substandard materials, and poor performance of works, negative effects of the environment, etc.

The most common defects that arise during the exploitation of reinforced concrete structures are the following: excessive structural deformations, excessive crack widths in stretched zones of structures, destruction of the protective layer with the buckling of the fittings and the coating of the last corrosion, violation of the solidity of the structures (shells, chipping, holes, stratification, etc.) , wetting and icing of the surfaces of structures, salting and flaking surfaces of concrete structure.

Strengthening of reinforced concrete structures is carried out only when all other possibilities of ensuring their reliable exploitation are exhausted. Namely: reduction of technological load, introduction of temporary unloading supports during mounting and dismantling equipment, simultaneous loading of temporary loads of large areas of overlaps of multistory buildings, reduction of vibration levels, and etc.

Status questions and research tasks. The analysis of methods of strengthening of reinforced concrete structures showed that reinforce structures that work on bending is possible by the way of increasing the cross-section and the way of change the design scheme of the construction.



Their works have been devoted to the study of strengthening bending reinforced concrete elements: B.A. Ashimov, A.B. Barashikov, Y.M. Blali, Z. Y.Bliharsky, O.P. Borisyuk, B.A. Boyarchuk, O.I. Valovoj, I.O. Valovoj, A.P. Vasilev, O.V. Wojcechowski, E.O. Grinevich, S.S. Davydov, V.S. Dovbenko, I.V. Zadorozhnikova, A. Kasasbeh, V.G. Kvasha, O.P. Kononchuk, M.I. Kisilier, M.D. Klimpush, O.P. Krichevsky, S.O. Krichevsky, A.I. Malganov, I.V. Melnik, S.V. Melnik, L.A. Murashko, A.Y. Murin, S.M. Novikova, F.N. Rabinovich, Y.V. Rimar, A.K. Saleh, M.Y. Smolyaninov, S.D. Semenyuk, O.P. Sunak, P.O. Sunak, G.K. Haydukov, O.L. Shagin and others.

M.O. Valovoj in his work [1] investigated the effect of low-cycle repeated loads on the crack resistance and deformability of reinforced concrete beams amplified in a compressed zone by a layer of concrete. The author concludes that repeated low-cycle loads of high levels can lead to excess crack widths and deflections of corresponding permissible values set by normative documents.

M.Y. Smolyaninov [2] conducted a study of strength improvement and crack resistance of reinforced concrete beams of rectangular and tambourine sections, reinforced with acrylic polymer solution by the action of short-term static and frequently repeated loads.

V.S. Dovbenko [3] completed the study of the work of reinforced concrete beams reinforced with a polymeric composition "Silur" with repeated low-cycle loads. The performed studies have shown that the polymer composition increases the strength, crack resistance and stiffness of reinforced concrete beams at single load and in repeated low-cyclic loads. The increase of bearing capacity of reinforced concrete beams, by the polymer composition, was 10%.

V.G. Kvasha, I.V. Melnyk and M.D. Klimpush [4, 5] conducted experimental and theoretical studies of the stress-strain state, strength, crack resistance and deformation of reinforced concrete beams reinforced by carbon-plastic composites at static and frequently repeated loads.

In the work of M.I. Kisiliera [6] presents the study of bending reinforced concrete elements, with sheet reinforcement glued by epoxy glue in the stretched zone. Three schemes of destruction of glued beams were revealed: the separation of the protective layer of concrete in the stretched zone, biasing on glue connection, the flow of the external stretched armature.

In the work of B.A. Boyarchuk [7] carried out experimental research of bending reinforced concrete elements reinforced by the expansion of the stretched zone by layers of Steel Fiber Reinforced Concrete, polymer concrete and heavy concrete. The author proposes the development of methods for calculating reinforced concrete bending elements reinforced by the extension of the stretched zone with different materials in normal sections.

S.D. Semenyuk and Y.G. Boloshenko in their works [8] investigated the effectiveness of strengthening the compressed zone of bending reinforced concrete elements under the influence of low-cycle loads. The authors concluded that the use of Steel Fiber Reinforced Concrete as an alternative material for strengthening

the compressed zone of reinforced concrete beams is a promising direction in connection with its advantages compared to traditional fine-grained concrete.

A.Y. Barashnikov and I.V. Zadorozhnikova [9] proposed a method for calculating the reinforced concrete elements according to the deformation model. As the calculation is proposed to take a section, the deformation of which is equal to the average deformation in the area between cracks. Simplified concrete deformation diagrams have been used.

Steel Fiber Reinforced Concrete, fine-grained concrete and 3% wires fiber from waste ropes of the brand LK-0,6x19 were used to reinforce beams in works [9] of I.V. Zadorozhnikova. According to the results obtained after the experiment, the bearing capacity of all reinforced experimental samples increased to 1.1 ... 1.3 times. The greatest growth of bearing capacity, within the limits of 24 ... 26%, was found in beams reinforced with a layer of polymer concrete, and the least increase in bearing capacity - 13 ... 17% when it reinforced with reinforced fine-grained concrete. The condition of the strength of a complex normal section with reinforcement of Steel Fiber Reinforced Concrete in a compressed zone is written as follows:

$$M \leq R_b b x [h - 0.5x] + R_{SFB} \delta d b [h_0 + 0.5\delta] \quad (1)$$

Y.V. Rimar explored reinforced concrete beams to reinforce and reinforce by increasing intersection fittings under load in a stretched zone. The effect of reinforce is the higher when there are the less stress is in the working armature at the moment of amplification [10].

Quite interesting is the study of French and Tunisian scientists O. Ben Mekki, D. Siegert [11] and others. The authors have developed a rational design of the span structure of small bridges using modern high-performance materials. In developing the design of bridges with a span of 10,5m were used wooden beams with plates coated with Steel Fiber Reinforced Concretes in a stretched zone, and reinforced by carbon drawers in the stretched zone. As the results of experimental studies have shown, the design has confirmed sufficient resistance to static and repeated loads. As a result of the test, the limiting vibration parameters for SLS are set. The authors created light span structures of small bridges, which can be erected without the use of heavy construction equipment.

Experiments of the strengthening of reinforced concrete structures that have been conducted in Europe, are summarized in the technical report fib [12]. This document contains basic requirements, provisions for the design, calculation and reinforcement work. On the basis of different fibers: carbon, aramid and glass, the report shows graphs of deformation of composites, as well as reliability ratios for these materials

A.A. Shylin [13] developed recommendations for the strengthening of reinforced concrete structures with composite materials. He described the bases of designing and technology of external strengthening of reinforced concrete constructions by modern composite materials based on carbon, aramid and fiber glass. Here are the main provisions for the design of reinforced concrete structures

in the 1 st and 2 nd group of boundary states. The technology of strengthening by composite materials of the new generation is presented. The questions of quality of performed works, requirements to raw materials and conditions of work on strengthening, and also requirements on obligatory monitoring of the reinforced construction are considered. The experience of JSC "Triada - Holding" of strengthening has been analyzed.

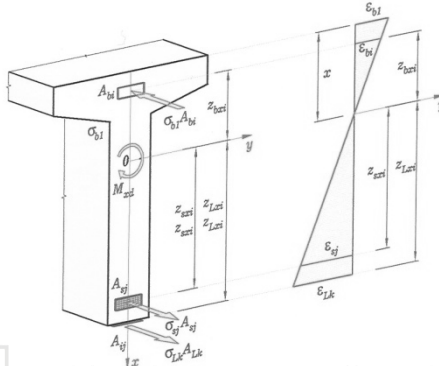


Fig. 2. The calculation scheme of the normal section of reinforced concrete bending element reinforced with glued strips

I.V. Melnik and A.Y. Murin [14] conducted a theoretical and experimental study of the influence of strengthening parameters on the strength, deformability and crack resistance of the beam elements. The optimum percentage of strengthening of reinforced concrete beams reinforced by external composite fitting was searched.

The peculiarity of the proposed theory is the reduction of the number of external composite fitting by strength, deformability and cross-sectional area to the corresponding amount of internal steel fittings.

$$A_{s,red} = A_s + A_f \frac{R_{fy}}{R_s}, \quad (2)$$

Borisyuk O.P. and Kononchuk O. P.[15] improved the method of calculation of bearing capacity of normal sections of bending reinforced concrete elements, reinforced by composite materials for the effects on them of single and low cycle loads in which an adapted calculation of the required cross-sectional area of the external composite armature of reinforcement was developed complying with the requirements of DBN V.2.6.-98: 2009 and DSTU B.V.2.6-156: 2010. It is possible to calculate the cross-sectional area of the reduced working armature in the case of short-term re-load, then the formulas have the form:



$$A_{s2,red(1)} = \frac{f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)}}{\varepsilon_{s2,red(1)} \alpha_f E_s} ;(3)$$

$$M_{S,cyc(1)} = f_{cd,cyc} d z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_1)^2 + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{z_{cyc(1)}} (d - z_{cyc(1)})^2 ;(4)$$

Borisyuk O.P. and Ziatyuk Y.Y in the articles [16, 17] describes the experimental research of the amplification layers of reinforced concrete beams with glued composites in the form of carbon fibers in the stretched zone, and steelfiberconcrete in the compressed zone. You can confirm about the effectiveness of this simultaneous amplification of compressed and stretched zones by increasing the bearing capacity of the experimental beams.

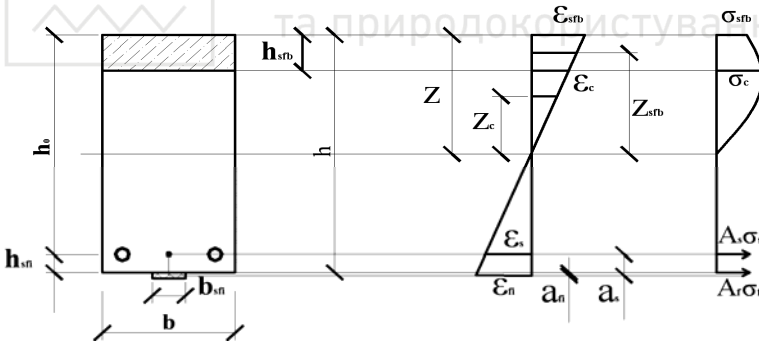


Fig.3. Stress - strain state of the rectangular section with strengthening

For such a cross-section, the equilibrium condition has the form:

$$M_{Ed} \leq M_{Ss(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)} + M_{sfb} ; \quad (5)$$

$$S_{c(1)} = S_{s1(1)} + S_{f1(1)} - S_{sfb} ; \quad (6)$$



where M_{Ed} , $M_{Ss(1)}$, $M_{c(1)} + M_{s(1)}$ - calculated values relevant external bending moment, moment of internal efforts, efforts in compressed concrete and armature at the value of $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$;

$S_{c(1)}$, $S_{s(1)}$, $S_{f(1)}$ - internal efforts relevant in compressed concrete and armature are A_{s1} and A_f .

$$M_{c(1)} = b \int_{h-z(1)}^{z(1)-h_{sf}} \sigma_c z dz = b \left[\frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c ; \quad (7)$$

$$M_s = A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_s)^2 + A_{fi} E_{fi} \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z(1)} (h - z_1 - a_{fi})^2 \quad .(8)$$

Conclusions. During the experiment to increase the bearing capacity of the test beams, it is possible to argue about the effectiveness of this simultaneous enhancement of compressed and stretched zones.

The analysis of methods of strengthening reinforced concrete structures showed, that strengthen structures that work for bending can be both a way of increasing the cross-section, and a way to change the calculation scheme of the work of structure. To date, the effect of low-cycle loads of high levels on the work of strengthened bending reinforced concrete elements is not fully investigated. Research in this area is relevant and necessary for modern construction. The use of modern carbon-plastic materials and steel-fiber reinforced concrete is an effective way to strengthen bending reinforced concrete elements. The development of such a method to enhance and improve the algorithm of calculation is very relevant, whereas comparing theoretical research with the results of the experiment will prove the reliability of the theoretical conclusions and prerequisites that were laid down in their basis, as well as talk about their application in practice.

1. Valovoy M.O. Influence of repeated loads on strength, deformability and crack strength of reinforced concrete beams on wastes of enriched ferro-concrete ores // Resource-saving materials, constructions, buildings and structures. - Rivne, 2009. - Issue 18. - P. 456-462.

2. Smolyaninov M.Y. Increase of strength and crack strength of reinforced concrete elements reinforced by acrylic polymer solution, under the action of short-term static and repeatedly repeated loads: author's abstract. Dis. Cand. Tech. Sciences: 05.23.01 / M.U. Smolyaninov - Kharkiv: UDASH, 2007. - 23p.

3. Dovbenko V. S. Stress-deformed state of reinforced concrete bending elements reinforced by a polymer composition - author's abstract. Dis. Cand. Tech. Sciences: 05.23.01 / National university of water and environmental engineering. - Rivne, 2015.- 240 p.

4. Kvasha V.G. Calculation of the strength of normal sections of reinforced concrete beams, reinforced by external glued composite reinforcement, on the basis of deformation model / Resource-saving materials, constructions, buildings and structures. - Rivne, 2008. - Issue 16. Part 1. - P. 363-371.

5. Klimpush M.D. Calculation of the strength of normal sections of reinforced concrete beams reinforced by carbon polymers / M.D. Klampush, VG Kvasha // Resource-saving materials, constructions, buildings and structures. - Rivne, 2007. - Issue 15. - P. 270-276.

6. Kisilier M.I. Flexible reinforced concrete elements with glued external steel sheet stretched by fitting under the action of static loads: Author's abstract. dis. Cand. tech. Sciences: 05.23.01 / M.I. Kissiler. - Moscow: NIAB, 1977. - 22c.

7 Boyarchuk B.A. Strength, crack resistance and deformability of reinforced concrete structures with different methods of reinforcement of the stretched zone: dis. Cand. tech Sciences: 05.23.01 / B.A. Boyarchuk - Lutsk, 2003. - 157s.

8. Semeniyuk S. D. the Gain of the compressed zone of reinforced concrete bending elements / Semeniyuk S. D., Voloshenko Y. G. // problems of modern concrete and reinforced concrete: proceedings of the 2 h, h. 1 concrete and reinforced Concrete structures / Minsk, Screenco, 2007. - p. 306-321.

9. Zadorozhnikova IV Strengthening of the compressed zone, as a means of restoring the operational qualities of reinforced concrete bending elements: dis. Cand. tech Sciences: 05.23.01 / IV Zadorozhnikov // Lutsk, 2006. - 140 p.

10. Rimar Y.V. Strength and deformability of reinforced concrete beams reinforced under load by reinforcement fitting: author's abstract. Dis. Cand. Tech. Sciences: 05.23.01 / Y.V. Rimar - Lviv., National. University "Lviv Polytechnic", 2010 - 20s

11. O. Ben Mekki, D. Siegert. 10 m-Span composite ultra-high performance fiber-reinforced concrete-carbon fibres-timber bridge concept: Feasibility validation and vibration monitoring. Mechanics of Advanced Materials and Structures/ June27, 2012.

12. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report fib, bulletin 14, 2001, – 130 s.

13. External reinforcement of reinforced concrete structures with composite materials. Shilin A.A., Pshenichny V.A., Kartuzov D.V. M. : Stroyizdat. 2007. - 182c.

14. Melnik I.V. Strength and deformability of reinforced concrete beams reinforced by structural composites under different pre-loading conditions / I.V. Melnik, R.Z. Dobriyansky, A.Y. Murin // a collection of sciences works "Building Structures". - Kyiv, 2005. - Issue 56. - P. 121 - 129.

15. Borisyuk O.P. Calculation of bearing capacity of normal cross sections of reinforced concrete bending elements reinforced by external composite reinforcement for the action of low cycle loads / Borisyuk OP, Kononchuk O.P. // Recommendations. - Rivne, 2012. - 38 p.

16. Ziatyuk Y.Y. Results of experimental research of reinforced concrete beams strengthened in compressed and stretched zones / Y.Y. Ziatyuk // Urban Planning and Territorial Planning: Scientific-Technical Collection / Responses Ed. MM Osetrin - K., KNUBA, 2016. - Issue 61 (special) - P. 216 - 222.

17. Ziatyuk Y.Y. The work of reinforced concrete beams strengthened in compressed and stretched zones under the influence of low-cycle loads. / Y.Y. Ziatyuk // Modern technologies and methods of calculations in construction. - Lutsk: LNTU, 2016. - Issue 5. - P. 215 -223.



УДК 624.016

Національний університет
господарства
та природокористування

ПОРІВНЯННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ КОМПЛЕКСНИХ ЛЕГКОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ПОСИЛЕНИХ ТА НЕПОСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНОЮ АРМАТУРОЮ

THE COMPARISON OF BEARING CAPACITY AND STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF COMPLEX LIGHTWEIGHT CONCRETE ELEMENTS, STRENGTHENED AND UNSUPPORTED BY COMPOSITE REINFORCEMENT

Бурчєня С. П. к.т.н., доцєнта, orcid.org/0000-0002-6903-1134, **Фамуляк Ю.Є.** к.т.н., доцєнт, orcid.org/0000-0003-3044-5513, (Львївський національний аграрний унїверситет, м. Дублянї)

Burchenya S. P. candidate of technical sciences, acting associate professor, orcid.org/0000-0002-6903-1134, **Famulyak Yu. Ye.** candidate of technical sciences, associate professor, orcid.org/0000-0003-3044-5513, (Lviv National Agrarian University, town of Dubliany)

У статтї наведено порївняння результатїв несучої здатностї та деформативностї комплексних легкобетонних згинаних елементїв посилених та непосилених композитною арматурою.

The comparison of the results of bearing capacity and stress-strain behavior of complex lightweight concrete bending elements, strengthened and unsupported by composite reinforcement is provided in the article.

The use of CFK Lamellen and SIKA CarboDur composite reinforcements to improve the bearing capacity and reduce the stress-strain behavior in lightweight concrete structures is little studied today. Such reinforcement is mostly used for strengthening and repairing of reinforced concrete constructions and structures [1-5]. Many countries of the world carry out experimental researches and widely apply non-metal reinforcement not only for strengthening structures but also in new construction. The main advantages of composite reinforcement are light weight, corrosion resistance, high strength, low thermal conductivity, environmentally friendly material, easiness in use, and so on.

The comparison of the results of bearing capacity and stress-strain behavior of complex lightweight concrete bending elements strengthened and unsupported by composite reinforcement is presented in this article. As a result of experimental research, the following was discovered: strengthening of composite carbon reinforcement of complex lightweight concrete elements,

which were cut out from aerated concrete blocks and was deposited with slag concrete, changed the nature of the destruction of experimental samples.

If the unsupported sample was broken in a brittle way, then such destruction was not observed in the strengthened one;

- bearing capacity in reinforced samples B-1p and B-2p is higher in 1.2-2.2 times compared with the unsupported model B-1 and B-2, respectively;

- deflections of strengthened samples are lower than in unsupported ones in 1.12-2.2 times at operating loading levels.

Ключові слова: несуча здатність, деформативність, арматура, композити, газобетон, шлакобетон, елемент.

bearing capacity, stress-strain behavior, reinforcement, composites, aerated concrete, slag concrete, element.

Вступ. Сьогодні у будівництві ефективним є застосування легкобетонних конструкцій які виготовлені з газобетону, шлакобетону, керамзитобетону, тощо. Для того, щоб підвищити їх несучу здатність здебільшого використовують фібру, склопластикову арматуру та стрижневу арматуру. Використання композитної арматури CFK Lamellen та SIKА CarboDug для підвищення несучої здатності та зменшення деформативності у легкобетонних конструкціях є мало вивченим на сьогоднішній день. Здебільшого, така арматура використовується для підсилення і ремонту залізобетонних конструкцій і споруд [1-5]. Завдяки своїм позитивним характеристикам композитна арматура займає важливе місце у будівництві. Багато країн світу проводять експериментальні дослідження і широко застосовують неметалеву арматуру не лише для підсилення конструкцій, але і у новому будівництві. Основними перевагами композитної арматури є: невелика вага, корозійна стійкість, висока міцність, низька теплопровідність, екологічно чистий матеріал, легкість у застосуванні, тощо. Тому проведення досліджень, щодо використання композитної арматури у легкобетонних елементах, мають важливе практичне та теоретичне значення у сучасному будівництві.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Основні способи підсилення та методи розрахунку сучасних залізобетонних конструкцій відображено у працях А. Я. Барашикова, С.М. Бабича, С. В. Бондаренко, Б.А. Боярчука, О. Б. Голишева, П. І. Кривошеєва, Л.А. Мурашко, Н.Н. Онуфрієва, А. А. Шагіна, З.Я. Бліхарського, В.Г. Кваші, А. Я. Мурина, Б. М. Ільницького, А.П. Крамарчука та ін. [1-5].

Постановка завдання. Мета нашого дослідження – експериментальним шляхом дослідити та порівняти несучу здатність та деформативність комплексних легкобетонних елементів посиленних та непосиленних композитною арматурою.

Методика досліджень. Для дослідження несучої здатності та деформативності комплексних легкобетонних елементів посилених та непосилених композитною арматурою було виготовлено чотири дослідних зразки. Два дослідних зразки виготовлялися поперечним перерізом 160x160 мм один з яких був посилений композитною арматурою (Б-1п) та один непосилений (Б-1), та ще два поперечним перерізом 180x180 мм, один з яких був посилений композитною арматурою (Б-2п) та один непосилений (Б-2) рис. 1. Загальна довжина зразків становила 660 мм.

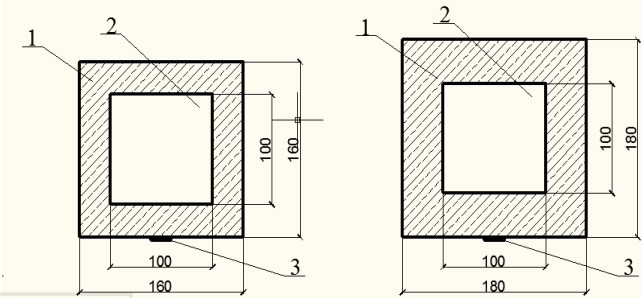


Рис.1. Перерізи дослідних зразків:

1- шлакобетон, 2- газобетон, 3- композитна арматура

Виготовлення дослідних зразків складалося з наступних технологічних операцій: спершу було виготовлено опалубку, наступним кроком було вирізання із газоблоку балочного елемента поперечним перерізом 100x100 мм, довжиною 600 мм. Пізніше на низ опалубки вкладався потрібний шар шлакобетону – 30 і 40 мм, і по середині вложеного в опалубку шлакобетону, вкладалися балочні елементи та обетонувалися шлакобетоном з подальшим ущільненням (див. рис.2).

Через 28 днів на два комплексних легкобетонних зразки (Б-1п, Б2п), за допомогою клею Resin 220 приклеювалася композитна арматура Lamellen S50/1,2 шириною 10 мм (рис.3). Перед наклеюванням композитної арматури виготовлені зразки очищалися від пилу та бруду та ґрунтувалися розчинником.



Рис. 2. Укладання шлакобетону



Рис. 3. Приклеювання композитної арматури

Дослідження виготовлених комплексних легкобетонних зразків проводилось на стенді, який знаходиться у лабораторії будівельних конструкцій ЛНАУ. Дослідні зразки спиралась на дві опори: рухому і нерухому. У тих місцях де було прикладено навантаження підставлялися металеві деталі, поверх яких розміщувалась траверса, кільцевий динамометр для замірів прикладених навантажень, гідравлічний домкрат для створення навантажень та по середині дослідного зразка кріпився індикатор годинникового типу для замірів прогинів рис. 4.



Рис. 4. Загальний вигляд стенду

Результати досліджень. У результаті проведених експериментальних досліджень було отримано наступні результати дослідних зразків: Б-1п зруйнувалася за навантаження $F = 21,41$ кН, при цьому навантаженні максимальний прогин становив $f = 1,82$ мм. У місці прикладання сили з'явилась вертикальна тріщина, яка стала причиною руйнування, композитна арматура при цьому не була зруйнована і не відклеїлася; Б-1 зруйнувалася за навантаження $F = 17,40$ кН, вертикальна тріщина зруйнувала балку розділивши її на дві частини; Б-2п зруйнувалася за навантаження $F = 74,92$ кН, композитна арматура при цьому не була зруйнована і не відклеїлася; Б-2 зруйнувалася за навантаження $F = 33,46$ кН, вертикальна тріщина зруйнувала зразок розділивши його на дві частини рис. 5-6.



Рис. 5. Руйнування дослідних зразків
Б-1п та Б-2п



Рис. 6. Руйнування дослідних зразків
Б-1 та Б-2



Таблиця 1

Результати експериментальних досліджень дослідних зразків Б-1п та Б-1

Навантаження, кН	Дослідний зразок	Прогини, мм	Дослідний зразок	Прогини, мм
1,3386	Б-1п	0,13	Б-1	0,11
2,6772		0,31		0,32
4,0158		0,45		0,46
6,693		0,7		0,79
9,3703		0,91		1,02
12,0475		1,12		1,31
14,7247		1,29		1,74
16,0633		1,39		2,06
17,4019		1,48		2,3
18,7405		1,58		-
20,3439		1,69		-
21,4177		1,82		-

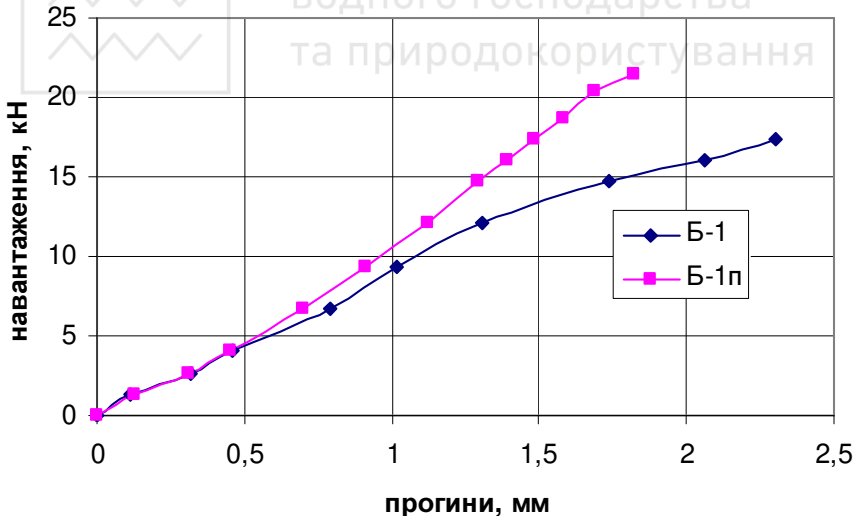


Рис 7. Експериментальні результати прогинів залежно від навантаження дослідних зразків: Б-1 та Б-1п

Результати експериментальних досліджень дослідних зразків Б-2п та Б-2

Навантаження, кН	Дослідний зразок	Прогини, мм	Дослідний зразок	Прогини, мм
1,3386	Б-2п	0,12	Б-2	0,15
2,6772		0,31		0,33
4,0158		0,42		0,45
6,693		0,68		0,7
9,3703		0,84		0,94
12,0475		1,03		1,1
14,7247		1,2		1,26
16,0633		1,28		1,36
17,4019		1,36		1,44
18,7405		1,44		1,55
20,3439		1,52		1,67
21,4177		1,61		1,77
22,7563		1,71		1,9
25,4336		1,9		2,3
26,7722		2,03		2,5
28,1108		2,15		2,74
29,4494		2,33		3,08
30,788		2,53		3,56
32,1266		2,74		3,99
33,4652		2,94		4,4
34,8036	3,27			
37,481	4,32			

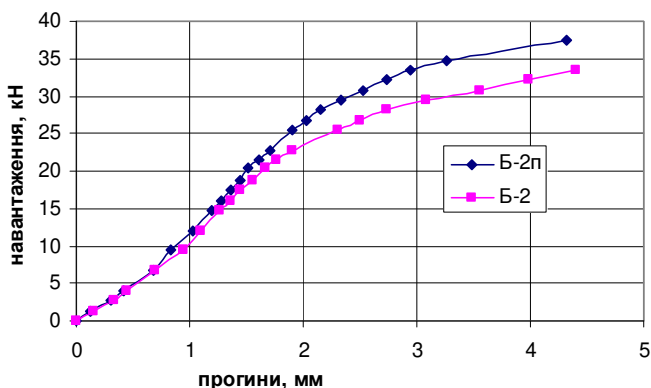


Рис 8. Експериментальні результати прогинів дослідних зразків залежно від навантаження: Б-2 та Б-2п

Підсилення композитною вуглецевою арматурою комплексних легкобетонних елементів змінило характер руйнування дослідних зразків. Якщо непосилений зразок руйнувався крихко, то такого руйнування не спостерігалось у посиленого;

- несуча здатність у посилених зразків Б-1п та Б-2п вища 1,2-2,2 раза порівняно із непосиленим зразком Б-1 та Б-2 відповідно.

- прогини посилених зразків, за експлуатаційних рівнів завантаження є менші ніж у непосилених у 1,12-2,2 раза.

1. Мурин А.Я. Міцність, жорсткість і тріщиностійкість залізобетонних балок, підсиленних зовнішньою композитною арматурою: дис... канд. тех. наук. Львів, 2011. – 151 с.

2. Льницький Б. Міцність і деформативність залізобетонних балок, підсиленних композитними матеріалами / Б. Льницький, А. Крамарчук // Вісник Львівського національного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2009. – № 10. – С.63-70.

3. Кваша В. Застосування композитів CFRP для підсилення залізобетонних мостів в Україні / В. Кваша, І. Мельник, Ю. Собко, А. Мурин, Р. Добрянський // International Scientific Conference : Current issues of civil and environmental engineering.- Rzeszow, 3-4 September, 2004. – С. 221-227.

4. Кваша В. Г. Експериментальне дослідження залізобетонної мостової балки за ТП вип. 56, підсиленої композитною стрічкою з вуглецевих волокон CFRP / В. Г. Кваша, І. В. Мельник, М. Д. Климпуш // 36. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – Вип.62. – К., 2001. – С. 267-271.

5. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures / U. Meier, K. Kaiser // Proceedings of the Specialty Conference (ASCE), Las Vegas, Nevada, 1991. – P. 224-232.

1. Muryn A. Ya. Mitsnist, zhorstkist I trishchynostiikist zalizobetonnykh balok, pidsylenykh zovnishnoiui kompozytnoiui armaturoiui: dysertatsiia kandydata tekhnichnykh nauk. Lviv, 2011. – 151 s.

2. Ilnytskyi B. Mitsnist I deformatyvnist zalizobetonnykh balok, pidsylenykh kompozytnymy materialamy / B. Ilnytskyi, A. Kramarchuk // Visnyk Lvivskoho natsionalnogo aharnoho univertytetu: arkhitektura I silskohospodarske budivnytstvo. – 2009. – № 10. – S. 63-70.

3. Kvasha V. Zastosuvannia kompozytiv CFRP dlia pidsylennia zalizobetonnykh mostiv v Ukraini / V. Kvasha, I. Melnyk, Yu. Sobko, A. Muryn, R. Dobrianskyi // International Scientific Conference : Current issues of civil and environmental engineering. – Rzeszow, 3-4 September, 2004. – S. 221-227.

4. Kvasha B. H. Eksperymentalne doslidzhennia zalizobetonnoi mostovoi balky za TP vyp. 56, pidsylennoi kompozytnoi strichkoiu z vuhletsevykh volokon CFRP / V. H. Kvasha, I. V. Melnyk, M. D. Klumpush // Zbirnyk Avtomobilni dorohy I dorozhnie budivnytstvo. – Vypusk Vип.62. – Kyiiv, 2001. – S. 267-271.

5. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures / U. Meier, K. Kaiser // Proceedings of the Specialty Conference (ASCE), Las Vegas, Nevada, 1991. – P. 224-232.



УДК 624.

Национальний університет
життєвого господарства
та природокористування

WYBRANE ZAGADNIENIA ANALIZY USZKODZEŃ WIELKOPOWIEZSCHNIOWYCH OBIEKTÓW BUDOWLANYCH

ОКРЕМІ ПИТАННЯ АНАЛІЗУ УШКОДЖЕНЬ БУДІВЕЛЬНИХ ОБ'ЄКТІВ ВЕЛИКОЇ ПЛОЩІ

SELECTED ISSUES OF THE ANALYSIS OF LARGE AREA CIVIL ENGINEERING STRUCTURES

Marek Dohojda dr inż., adiunkt, orcid.org/0000-0003-0382-805X, Joanna Witkowska – Dobrev dr inż., asystent, orcid.org/0000-0001-6613-5037.
(Szkola Główna Gospodarstwa Wiejskiego, Warszawa)

Марек Дохойда, orcid.org/0000-0003-0382-805X, Йоанна Вітковска-Добрев orcid.org/0000-0001-6613-5037 (Варшавський університет природничих наук)

Marek Dohojda Ph.D., assistant professor orcid.org/0000-0003-0382-805X, Joanna Witkowska – Dobrev Ph.D., assistant [0000-0001-6613-5037](https://orcid.org/0000-0001-6613-5037) (Warsaw University of Life Sciences – SGGW)

W pracy została przedstawiona tematyka problemów towarzyszących wielkopowierzchniowym obiektom budowlanym do których zaliczamy garaże podziemne. Dokonano analizy technicznej wybranych problemów ujawniających się w garażach w okresie ich eksploatacji. Projektowanie, a następnie realizacja obiektów spełniających funkcję garaży podziemnych najczęściej jest związane ze skomplikowanymi zagadnieniami inżynierskimi. Do najczęstszych występujących usterek konstrukcyjnych w garażach podziemnych można zaliczyć: pęknięcia płyty dennej, zarysowania stropów pośrednich, niewłaściwego oszacowania skurczu betonu, brak dylatacji czy też błędnie przyjęte warunki gruntowo-wodne.

У роботі представлений перелік проблем, що супроводжують будівельні об'єкти великої площі, в тому числі й підземні гаражі. Здійснено технічний аналіз окремих проблем, що виникають в таких будівлях під час їх експлуатації. Проектування, а пізніше і будівництво підземних гаражів найчастіше, пов'язане з вирішенням складних інженерних питань. Згідно з ними до найпоширеніших конструкційних недоліків у підземних гаражах віднесні: тріщини нижньої плити, порушення поверхових перекриттів, невластиве кручення бетону, відсутність дилатації або також помилково прийняті ґрунтово-водні умови.

The paper concerns complex engineering challenges associated with multi-storey underground car parks. An analysis of selected issues in underground garages during the exploitation was performed. The design and implementation of structures of which function are underground garages is most often associated with serious engineering challenges. For structural reasons frequently occurring faults in garages may include fracture of the bottom slab and intermediate floors resulting from improper design of reinforcement, concrete shrinkage, lack of expansion joints or incorrectly adopted soil-water conditions.

Słowa kluczowe: podziemny garaż wielostanowiskowy, błędy projektowe, błędy wykonawcze
 підземний багатомісний гараж, проєктні помилки, будівельні помилки
 multi-underground garages, design and implementation errors

Parkowanie samochodów osobowych w dużych aglomeracjach miejskich nastręcza duże trudności logistyczne i techniczne. Liczba indywidualnych środków transportu stale wzrasta, powodując konieczność zwiększenia ilości miejsc postojowych.

Znalezienie wolnych terenów pod budowę parkingów w miastach jest praktycznie niemożliwe, a często również zbyt kosztowne. Racjonalnym rozwiązaniem tego problemu są wielostanowiskowe parkingi podziemne (fot. 1). Pomimo zwiększonych kosztów, budowanie garaży podziemnych w obiektach mieszkalnych i biurowych staje się standardem. Biorąc od uwagę specyfikę użytkowania garaży podziemnych musi zostać spełniony warunek bezpieczeństwa użytkownika, który obejmuje użytkowników jak i pozostawione pojazdy [8]. Ponadto należy wziąć pod uwagę warunek i funkcjonalności i przejrzystości wewnętrznego układu komunikacyjnego oraz estetyki wnętrza budynku. Niestety na wielu obiektach z powodu nieprawidłowości projektowych i niedbałego wykonawstwa powstaje wiele usterek, które utrudniają użytkowanie i generują duże koszty eksploatacji i napraw. Nowe inwestycje są realizowane najczęściej w zwartej zabudowie, a kryterium wyboru wykonawcy i zastosowanych materiałów stanowi najniższa cena. Dla projektantów spełnienie obowiązujących wymagań wynikających z norm i przepisów prawa nie jest bardzo trudne, niestety jakość projektu (często pozbawiona istotnych detali) i przyjęcie nieodpowiednich rozwiązań materiałowych skutkuje powstawaniem wad i usterek [5,6].



Fotografia 1. Garaż podziemny w budynku wielorodzinnym - Warszawa - Targówek
 (fot. Julia Moczydłowska)

Garaże podziemne jako budynki i budowle powinny spełniać określone prawem wymagania techniczne (Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002r. W sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. 2002 nr 75 poz. 690, z późn. zm.) [11], „Garaże do przechowywania i bieżącej, niezawodowej obsługi samochodów osobowych, stanowiący samodzielny obiekt budowlany lub część innego obiektu, będący *garażem zamkniętym* z pełną obudową zewnętrzną i zamykanymi otworami, bądź *garażem otwartym* bez ścian zewnętrznych albo ze ścianami niepełnymi lub ażurowymi, powinien być mieć [...]:

1. Wysokość w świetle konstrukcji co najmniej 2,2 m i do spodu przewodów i urządzeń instalacyjnych 2m,
2. Wjazdy lub wrota garażowe co najmniej o szerokości 2,3m i wysokości 2m w świetle, elektryczną instalację oświetleniową,
3. Zapewnioną wymianę powietrza, zgodnie z § 108,
4. Wpusty podłogowe z syfonem i osadnikami w garażu z instalacją wodociągową lub przeciwpożarową tryskaczową, w garażu podziemnym przed wjazdem do niego oraz w garażu nadziemnym o pojemności powyżej 25 samochodów,
5. Instalację przeciwpożarową, wymaganą przepisami dotyczącymi ochrony przeciwpożarowej, zabezpieczoną przed zamarzaniem”.

Konstrukcja garażu podziemnego musi być, tak zaprojektowana i wykonana, aby oddziaływania przekazywane na obiekt nie powodowały przekroczenia nośności, a eksploatacja obiektu nie stanowiła zagrożenia dla użytkowników. Wymaganiem wynikającym z PN-EN 1990 „Podstawy projektowania konstrukcji” jest przede wszystkim zapewnienie niezawodności obiektu [12].

Spełnienie powyższych wymagań jest warunkiem trwałości garażu podziemnego, gdzie najczęściej panują warunki odpowiadające klasie ekspozycji XC3 i XD3 według PN-EN 206:2014-04 „Beton- Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność”[13]. W Eurokodzie2 PN-EN 1992-1-1 „Projektowanie konstrukcji z betonu”[14], ujęto zagadnienia projektowania konstrukcji przy założeniach różnych modeli wraz z zachowaniem progu ekonomicznego. Jak już wspomniano wymaganiem podstawowym, jakie powinna spełniać konstrukcja jest jego niezawodność. Obiekt należy zaprojektować tak, aby w zakładanym okresie jego użytkowania, z odpowiednim stopniem niezawodności, w wyniku działających na niego oddziaływań środowiska, nie zostały przekroczone stany graniczne nośności i użyteczności.

Analiza wybranych błędów projektowo-wykonawczych

Analizie poddano wybrane, najczęstsze błędy, które pojawiają się w obiektach wielostanowiskowych. Błędy te można podzielić na następujące trzy grupy (Francke, 2010) [4]:

- *Pierwsza grupa* obejmuje błędy projektowo-wykonawcze, które są spowodowane zastosowaniem niewłaściwych materiałów (wyrobów) lub

rozwiązań w poszczególnych warstwach przekroju np. płyty stropowej nad garażem.

W szczególności dotyczy to miejsc konstrukcyjnych, w których nastąpił nieprawidłowy układ warstw wynikający z błędnego projektu lub wykonawstwa.

- *Druga grupa* obejmuje błędy wykonawcze i nadzoru, spowodowane nieprawidłowym przygotowaniem i wykonaniem robót, a także nieodpowiednią pielęgnacją betonu przy wykonywaniu prac.

- *Trzecia grupa* to błędy nadzoru wykonawczo-inwestorskiego. Należy, przez to rozumieć brak odbioru robót zanikających lub nieprawidłowy odbiór wykonanych prac. Najczęściej występujące nieprawidłowości w obiektach typu podziemnych wielostanowiskowych garaży to np. nieuszczelnienie ścian zewnętrznych na których są widoczne prześiąki wody (np. fot.3,4,5), [7].

Uszkodzenia budynku sąsiadującego z nowo realizowanym jednokondygnacyjnym garażem podziemnym, wywołane drganiami na skutek metody udarowej przy wykonaniu ścianki szczelinowej.

Drgania te wraz z dynamicznymi oddziaływaniami związanymi z ruchem ulicznym odbywającym się przy inwestycji i graniczącą z nią budynkami powodują powiększenie istniejących rys oraz powstanie nowych, a także powstanie pęknięć konstrukcji ścian i stropów (fot.2) [9].

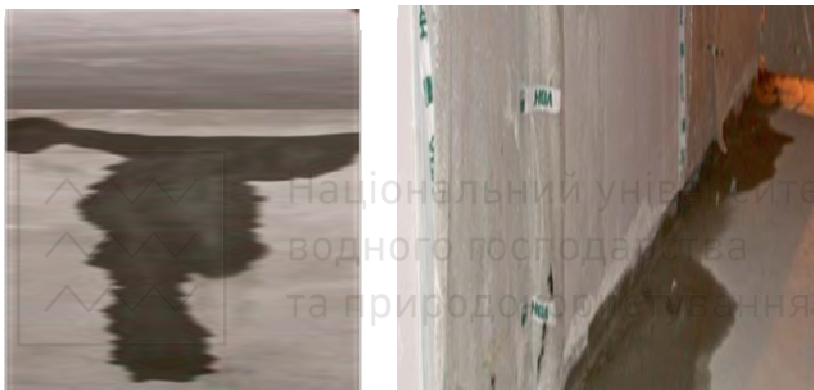


Fotografia 2. Uszkodzenia budynku sąsiadującego z nowo realizowanym jednokondygnacyjnym garażem podziemnym [8].

Drgania te wraz z dynamicznymi oddziaływaniami związanymi z ruchem ulicznym odbywającym się przy inwestycji i graniczące z nią budynkami powodują powiększenie istniejących rys oraz powstanie nowych, a także powstanie pęknięć konstrukcji ścian i stropów (fot. 2) [9].

Projektując tego typu obiekty, należy brać pod uwagę tolerancje wykonania poszczególnych elementów konstrukcyjnych. W projektowaniu obudowy garaż, powinno się uwzględnić tolerancje wymiarów, w tym: odchylenia od pionu powierzchni ścian szczelinowych, lokalne wybrzuszenia jej powierzchni, przesunięcia w pionie wnek w miejscu podparcia stropów kondygnacji podziemnych. Poza wymienionymi odchyłkami gabarytów, wynikającymi z

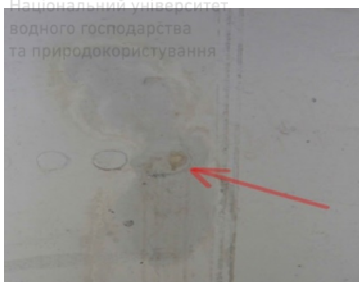
prawidłowej technologii wykonania, mogą również powstać odchyłki spowodowane usterkami realizacyjnymi. Takie usterki można sklasyfikować jako usuwalne i trwałe (nieusuwalne). Usterki usuwalne zazwyczaj łatwo wyeliminować, stosując różnego rodzaju środki naprawcze, np. przecieki przez szczeliny dylatacyjne bądź robocze mogą być naprawiane odpowiednimi środkami iniekcyjnymi (fot. 3a i b). Usterki nieusuwalne, jak np. większe odchylenie ściany szczelinowej od pionu niż wynikające z zakładanej tolerancji wykonania, mogą być przyczyną zmniejszenia gabarytów stanowisk postojowych, dróg manewrowych bądź pochylni wjazdowo-zjazdowych. W sytuacji nieuwzględnienia możliwości wystąpienia tego rodzaju usterek w rozwiązaniu projektowym, mogą wystąpić ograniczenia w sposobie użytkowania garażu i czasem znaczące utrudnienia w tym zakresie [8].



Fotografia 3. Przykłady usterek wykonawczych ścian szczelinowych: a) przecieki przez ścianę szczelinową, b) przecieki przez strop w styku ze ścianami szczelinowymi [8].



Fotografia 4. Zainiektowane rysy w ścianie oraz częsty widok pozornych przecieków wody opadowej pochodzącej z wyższych kondygnacji [8].



Fotografia. 5 a, b. Zawilgocenia na ścianach zewnętrznych garażu.

Zawilgocenie ścian zewnętrznych garażu jest skutkiem nieszczelności izolacji pionowej. Woda może także przenikać przez ścianę w miejscach występujących pęknięć oraz niedoszczelnionych otworów po łącznikach szalunku. Usunięcie wspomnianych nieszczelności może nastąpić po przez wykonanie ciśnieniowej iniekcji odpowiednimi żywicami., (fot 4 i 5). Kolejny pojawiający się problem to nieszczelność dylatacji, powodująca przeciek wody (fot. 6), [10].



Fotografia. 6. Przeciek z dylatacji konstrukcyjnej.

Z dużym prawdopodobieństwem można założyć, że przyczyną tego stanu była niewystarczająco zabezpieczona podczas betonowania zastosowana taśma dylatacyjna. Przeciek powierzchniowy dylatacji jest łatwy do zlokalizowania. Często występuje również wzdłuż styku taśm dylatacyjnych z betonem lub też w miejscu łączenia taśm. Proces naprawczy uszczelnienia dylatacji od strony naporu wody (przeciek poniżej poziomu terenu), polega na uszczelnieniu dylatacji w obszarze montażu taśmy żywicami poliuretanowymi lub masami peczniejacymi. Ze względu na trudne do zlokalizowania źródło przecieku, uszczelnienie powinno być wykonane wzdłuż całej dylatacji. Rozwiązaniem może także okazać się zamocowanie systemowego profilu uszczelniającego mocowanego mechanicznie do podłoża ściany lub płyty.

Kolejnym problemem, który pojawia się w omawianych obiektach to nieszczelne odwodnienie liniowe garażu. Oznacza to pojawiającą się wodę w garażu, która nie jest w wystarczający sposób odprowadzana za pomocą liniowego odwodnienia, wynika to z faktu, że koryta nie są wystarczająco oddylatowane od posadzki betonowej lub są nieszczelne. Obserwowane są często widoczne wykwyty soli i zawilgocenia w miejscu styku koryt i posadzki. Pojawia się również korozja rusztu (Fot. 7) i koryt w przypadku koryt metalowych oraz woda pod samym korytem.



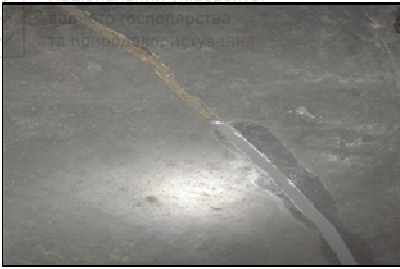
Fotografia. 7. Widoczne ślady korozji wskutek zalegania wody w korycie



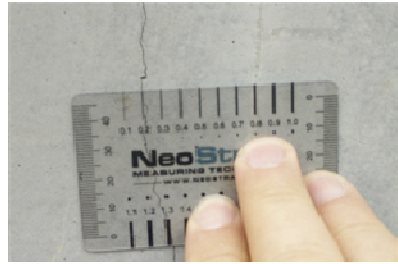
Fotografia.8. Wykwity przy przejściu rury przez strop pośredni w garażu wielopoziomowym

Pociąga to za sobą uszkodzenie koryta, co skutkuje widocznymi i licznymi spękaniami oraz ubytkami profilu koryta, finalnie powoduje to brak stabilnego posadowienia. W wyniku toczenia się kół pojazdów po posadzce, która jest niewłaściwie oddylatowana od koryt, następuje zmiana ich warunków posadowienia. Przejścia instalacji wodno-kanalizacyjnej przez strop pośredni stanowią kolejne miejsca newralgiczne i dlatego mogą pojawiać się tam też widoczne zacieki oraz degradacja betonu przy przejściu rury kanalizacyjnej przez strop pośredni, (fot. 8). Pojawienie się opisanych na (fot. 9) uszkodzeń jest skutkiem niewykonania izolacji przejścia instalacji przez strop oraz braku systemowego kołnierza uszczelniającego. W przypadku takich usterek zalecenia się doszczelnienie przejścia przy użyciu specjalnego sznura uszczelniającego oraz elastycznego kitu uszczelniającego. Należy również, wokół przejść wykonać obwodowo iniekcję żywicą poliuretanową lub należy wykuć cały spust i wykonać go od początku właściwie[2,4].

Kolejny rodzaj wad wykonawczych stanowią nieszczelne stropy pośrednie. Taki stan rzeczy, jest skutkiem błędnych założeń przy projektowaniu, że garaż to pomieszczenie suche. Wynikiem tego jest brak na stropie pośrednim izolacji przeciwwodnej. Skutkiem braku takiej izolacji są przecieki przez zarysowania stropów oraz wszelkie niedoszczelnione elementy (dylatacje konstrukcyjne i przejścia instalacji). Zaleca się uszczelnienie wszystkich rys i pęknięć. Rysy o rozwarości powyżej 0,5 mm uszczelnia się metodą iniekcji grawitacyjnej, a rysy 0,2-0,5mm metodą iniekcji ciśnieniowej. Przykładowy pomiar szerokości rozwarcia rys przedstawia fot. 10 [2].



Fot. 9. Rysa wypełniana grawitacyjnie



Fot. 10. Pomiar szerokości rysy

Wnioski

Projektowanie, a następnie realizacja obiektów spełniających funkcję garaży podziemnych jako obiektów wielkopowierzchniowych najczęściej jest związane z poważnymi problemami inżynierskimi. Obiekty o takim przeznaczeniu, powinny być tak zaprojektowane i wykonane aby były zgodnie z obowiązującymi aktami prawnymi i normami oraz z zasadami wiedzy technicznej. Podstawowym kryterium jakie musi zostać zrealizowane to, spełnienie wymagań podstawowych dotyczących wielkopowierzchniowych obiektów budowlanych tj. – warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlanych. Rozważając przywołane rodzaje wad i uszkodzeń, nasuwa się wniosek, że czynnikiem najbardziej inwazyjnym jest woda pochodząca z opadów atmosferycznych, nawieziona przez samochody jak i woda gruntowa oddziałująca na część głęboko posadowioną konstrukcję.

Z tej też przyczyny, w garażach podziemnych do najczęściej spotykanych usterek zalicza się wady projektowo–wykonawcze ujawniające się w okresie eksploatacji obiektu. Dotyczy to niewystarczającej ilości zbrojenia lub jego złe rozmieszczenie, nie uwzględnienie w obliczeniach skurczu betonu prowadzi często do występowania w garażach usterek w postaci pęknięć płyty dennej oraz stropów pośrednich wynikających z błędnie przyjętych dylatacji lub błędnie rozpoznanych warunków gruntowo-wodnych [2,3].

Kolejną komplikacją jest przenikanie wód opadowych i gruntowych do garażu spowodowane zastosowaniem nieodpowiedniej izolacji. Aby zredukować powstawanie tego rodzaju wad rekomenduje się stosowanie gotowych rozwiązań systemowych opartych na sprawdzonych technologiach. Należy także ściśle przestrzegać i koordynowanie zastosowanych systemów na poszczególnych etapach wykonywanych prac, jak i szczegółowy odbioru robót. Należy również bezzwłocznie informowanie inwestora o wszelkich wadach i niezgodnościach występujących w projekcie przekazanym do realizacji inwestycji gwarantując zminimalizowanie wystąpienia usterek i prawidłową eksploatację garaży.



1. Czarnecki L., Emmos, H. P. (2003). *Naprawa i ochrona konstrukcji żelbetonowych*. Kraków : Polski Cement Sp. z o.o.,
2. Dohojda M., Szulc, J. (2015). Trwałe metody naprawcze w obiektach budowlanych. *Budownictwo ogólne*. W T. Błaszczyński, T. Buczkowski, W. Jaszczak i M. Kamiński (red.), Wrocław: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. (170–180).
3. Dohojda M., Wągrowska M., Witkowska-Dobrev J. (2017). Wielostanowiskowe garaże podziemne – przykłady rozwiązań konstrukcyjnych. *Acta Sci. Pol. Architectura* 16 (4), 27–35
4. Francke, B. (2010). Niewłaściwe rozwiązania hydroizolacyjne w garażach podziemnych. *Materiały budowlane*, 3, 2-5.
5. Gradkowski, K. (2009). Wielopoziomowe budowle parkingów w dużych miastach. *Przegląd komunikacyjny*, 48(4), 41-47.
6. Kaliuszuk-Wietecha, A. (2010). Nieszczelne garaże. Przykłady nieszczelnych garaży, *Materiały Budowlane*, 3, 26 – 27.
7. Michalak, H. (2009). *Garaże wielostanowiskowe. Projektowanie i realizacja*. Warszawa : Wydawnictwo Arkady.
8. Michalak, H. (2009). Projektowanie i realizacja wielokondygnacyjnych garaży podziemnych. *Budownictwo Podziemne*, 3, 32-39.
9. Potrzebowski, J. (2006). Parkingi i garaże cz. II Trwałość obiektu i bezawaryjna eksploatacja. *Bilder*, 7/8, 72-74.
10. Rokiel, M. (2013). Uszczelnianie dylatacji. *Inżynier budownictwa*. Pobrano z lokalizacji:
11. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002r. W sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. 2002 nr 75 poz. 690, z późn. zm.)
12. PN-EN 1990:2004. Eurokod - Podstawy projektowania konstrukcji.
13. PN-EN 206:2014-04. Beton - Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
14. PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu –Część



АВАРІЙНИЙ СТАН 9-ТИ ПОВЕРХОВОГО ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ У М. ВИННИКИ ЛЬВІВСЬКОЇ ОБЛАСТІ

STATE OF EMERGENCY 9-STOREY RESIDENTIAL BUILDING IN VINNIKI, LVIV REGION

Караван В.В., к.т.н., доцент; Борисюк О.П., к.т.н., професор
(Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

**Karavan V.V., candidate of technical sciences, docent; Borisyuk O.P.,
candidate of technical sciences, professor** (National University of Water and
Environmental Engineering, Rivne)

**Наведені результати обстеження новобудови 9-ти поверхового
житлового будинку в аварійному технічному стані, проаналізовані
основні дефекти і пошкодження конструкцій та причини аварійного
стану будівлі, подано рекомендації по усуненню його наслідків.**

**The results of the survey of a new 9-storey two-section brick residential
building on 70 apartments in sizes 18.2×60 m in an emergency technical
condition are presented. On the building site there are complex engineering
and geological conditions, namely: high groundwater level, the presence of
weak soils. According to the results of the survey on the facade of the building
were found vertical cross-cracks. On floors, cracks in the joints of reinforced
concrete slabs of inter-flooring are fixed; cracks from the flooring are
transferred to the load-bearing walls and partitions. The number of cracks
and the width of their opening in the structures increased with increasing
surface area. The nature of cracking and deformation of bearing structures
indicates the subsidence of foundations and natural grounds under the
building. The cause of uneven deformations of the building was the drilling of
wells for the laying of a sheet piling directly at the foundation base of the end
wall, which created the conditions for the weak soil extrusion of the natural
ground from under the foundation of the wall. For the multistory building,
according to the data of engineering geological and hydrological conditions,
the arrangement of the laying of shallow strip foundation of prefabricated
elements was not sufficiently substantiated and not effective. It is
recommended that the load-bearing walls with cracks should be reinforced by
the double-sided metal plates with stubs in the places where cracks occur.**

Ключові слова: Залізобетон, тріщина, цегла, розчин, стіна, перекриття, простінок.
Reinforced concrete, crack, brick, mortar, wall, flooring, partition.

У серпні-вересні 2017 року науковими співробітниками лабораторії будівельних конструкцій і споруд кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП було проведено технічне обстеження основних несучих конструкцій (цегляних стін, плит перекриття та покриття, сходових маршів і площадок, фундаментів) житлового будинку по вул. Академіка Сахарова, 146 у м. Винники Львівської області (див. фото 1) з метою визначення їх технічного стану, причин пошкодження та можливості виконання заходів по відновленню їх експлуатаційної придатності.



Фото. 1. Фасад будівлі з тріщинами на висоту поверхів

Конструктивне рішення будівлі. Будинок був зданий в експлуатацію у 2015 р. Конструктивна система будівлі – стінова, схема – перехресно-стінова. Дев'ятиповерховий двохсекційний житловий будинок на 70 квартир має розміри в осях 18,2×60 м. Будівля обладнана підвалом, відмітка чистої підлоги якого складає -2,750 м, має технічний поверх (горище), висота поверхів – 3 м. Відмітка верху будівлі становить +32,100 м.

Несучі зовнішні та внутрішні стіни мають товщину 510 та 380 мм і змуровані з повнотілої цегли на важкому розчині. Конструкціями перекриття і покриття є збірні залізобетонні багатопустотні плити товщиною 220 мм. Сходові марші та площадки – збірні залізобетонні. По несучим стінам підвалу та четвертого поверху влаштовані монолітні залізобетонні пояси.

Фундаменти під будівлею – стрічкові, мілко закладання, зведені з бетонних фундаментних блоків, що влаштовані по залізобетонним фундаментним подушкам. Глибина закладання фундаментів від поверхні землі в середньому становить 3,8 м від відмітки планування землі. Навколо будівлі влаштоване вимощення з монолітного бетону.



За результатами вивчення геологічної будови ділянки, по матеріалам інженерно-геологічних вишукувань 2005 та 2017 р. було встановлено, що на будівельній ділянці мають місце складні інженерно-геологічні умови, а саме: високий рівень підземної води, наявність слабких ґрунтів і ґрунтів, що мають тиксотропні властивості. За матеріалами вишукувань 2005 р. ділянка характеризувалась наявністю двох водоносних горизонтів. Підземна вода першого від поверхні землі водоносного горизонту зафіксована на глибині 1,2-1,7 м. Підземна вода другого водоносного горизонту була присутня в ПГЕ-4 – супіску пластичному на глибині 5,5 м до глибини 9,5 м. Ця вода була напірною з висотою напору до 4 м.

Хронологія подій, що передували аварійному стану будівлі

У 2017 р. поряд з будівлею розпочалося будівництво багатоквартирного житлового будинку. Новобудова за проектом розташовується майже впритул до існуючої будівлі. Відмітка дна котловану новобудови – 271,5 м знаходиться вище відмітки закладання фундаменту будівлі – 269,7 м.

З метою недопущення впливу навантажень від новобудови на основу існуючої будівлі в проекті будівництва нової будівлі було передбачено влаштування загороджувальної шпунтової стіни із бурових паль діаметром 420 мм, розташованих в один ряд і занурених на глибину 9 м від рівня дна котловану новобудови. Влаштування шпунтової загорожі відбувалося вздовж торцевої стіни існуючої будівлі на відстані 0,8 м від краю стіни (0,05 м від краю підшви фундаменту цієї стіни). Буріння свердловин було розпочате 14.07.2017 р. і закінчене 21.07.2017 р.

19.07.2017 р. під час буріння однієї з свердловин була пошкоджена напірна водопровідна труба діаметром 150 мм. Пошкодження сталося на відстані 4 м від крайньої повздовжньої стіни будинку і орієнтовно на глибині 1,5 м від поверхні землі. До моменту ліквідації пошкодження з труби відбувся витік води протягом 5 хвилин. В період з 18 по 19 липня 2017 р. пройшли значні зливи. 20.07.2017 р. поступили скарги мешканців будинку на виникнення тріщин в їх квартирах.

Результати обстеження будівлі

За результатами візуально обстеження на фасаді будівлі були виявлені вертикальні тріщини у зовнішніх несучих стінах (див. фото 1). Вимощення по периметру будівлі частково зруйноване, у бетоні виникли тріщини від просідання основи та порушення технології влаштування. Поверхня вимощення на ділянках мала ухил в бік будівлі, що призводило до замокання конструкцій зовнішніх стін, між вимощенням та стінами будівлі зафіксовані значні зазори.

Бетонна підлога у підвалі будинку відсутня, ґрунт зворотної засипки не розпланований. У підвалі постійно наявна підземна вода, рівень якої вище рівня ґрунту засипки на 10-40 см і змінюється залежно від кількості атмосферних опадів. Конструктивні елементи стін підвалу зволожені, на їх поверхні присутні цвіль та грибок. Між фундаментними блоками у

вертикальних та горизонтальних швах були виявлені тріщини шириною розкриття до 2 мм, місцями напірна вода зруйнувала розчин кладки. У торцевій стіні підвалу, в результаті осідання фундаментів, між блоками виникли горизонтальні розриви в кладці величиною до 20 мм. Зовнішня вертикальна гідроізоляція фундаментних блоків бітумною мастикою виконана в один шар та неякісно.

При обстеженні несучих конструкцій надземної частини будівлі були виявлені тріщини по швам багатопустотних плит у міжповерхових перекриттях. Тріщини від перекриття переходять на несучі стіни та перегородки, велика їх кількість виявилась наскрізними (див. фото 2). У зовнішніх несучих стінах тріщини утворилися в простінках, над та під віконними пройомами (фото 2, 3). Візуальне обстеження виявило наявність тріщин у перегородках по поверхах будівлі, що утворились над дверними пройомами та під тріщинами у перекриттях.



Фото. 2. Тріщини у перекритті, що переходять на несучі стіни будівлі

Візуальний огляд будівлі та аналіз виявлених дефектів і пошкоджень у її несучих конструкціях вказав на загальну тенденцію збільшення кількості тріщин та ширини їх розкриття з підвищенням поверховості, при цьому саме конструкції 1-ї секції будинку зазнали найбільших ушкоджень. Так на 1...5-му поверхах 1-ї секції будівлі максимальна ширина розкриття тріщин у несучих стінах становила 7 мм, а з 6-го по 9-й поверх – 18 мм. Слід зауважити, що на 4-му та 5-му поверхах кількість та ширина розкриття тріщин у несучих конструкціях зменшувалась, що можна пояснити стримуючою дією влаштованого монолітного залізобетонного поясу на рівні

перекриття 4-го поверху. У перекритті 9-го поверху монолітний пояс відсутній, що негативно вплинуло на процеси утворення та розвитку існуючих тріщин. У будівлі ліфтово-сходові клітки з капітальними стінами є ядрами жорсткості, що стримало деформації у несучих конструкціях в центральній частині секцій і не допустило утворення тріщин у них.



Фото. 3. Тріщини у зовнішніх несучих стінах будівлі

Маяки, встановлені на тріщинах у стінах надземної частини на різних поверхах та парпеті будівлі, від 22.07.2017 р. та 01...09.07.2017 р. станом на 21.09.2017 р. засвідчили, що процес розвитку існуючих тріщин у стінах зупинився, цілісність маяків по будівлі з 17.08.2017 р. не була порушена. При обстеженні конструкцій будівлі 28.08.2017 р. та 21.09.2017 р. нових тріщин у них виявлено не було.

Висновки за результатами обстеження будівлі

Характер тріщиноутворення та деформацій несучих конструкцій вказує на просідання фундаментів та основ під будівлею.

За результатами розрахунків сумісних осідань основ та фундаментів будівлі середні розрахункові значення осідань стін не перевищили допустимих значень. Відносна різниця розрахункових осідань між фундаментами зовнішніх і внутрішньої несучих стін перевищує допустиме значення для геологічної ситуації будівельного майданчика в три рази.

Основною причиною виникнення нерівномірних деформацій будівлі було буріння свердловин для влаштування шпунтової стіни безпосередньо біля подошви фундаменту торцевої стіни. Буріння створило умови для витискування слабкого ґрунту основи з під фундаменту стіни. Під час буріння внаслідок впливу додаткового тиску від ваги конструкцій ($p=230$ кПа) та тиску від власної ваги ґрунту ($\sigma_{zg}=47,2$ кПа) м'якопластичний суглинок почав витискуватись з під фундаменту у вільний простір

свердловин. Витискання ґрунту підсилювалось рухом напірної води другого водоносного горизонту. Це спричинило осідання фундаменту стіни, про що свідчать горизонтальні розриви у кладці бетонних блоків підвалу. Одночасно почався перерозподіл напружень в конструкціях будівлі з виникненням значних згинальних моментів і, відповідно, розтягуючих напружень у верхньому поясї будівлі, що призвело до утворення вертикальних і похилих тріщин в повздовжніх несучих стінах будівлі та розривів у міжповерхових перекриттях.

Слід відмітити, що для багатоповислової будівлі, за даних інженерно-геологічних та гідрологічних умов, варіант влаштування стрічкових фундаментів мілкого закладання із збірних елементів не був достатньо обґрунтованим та не є оптимальним.

У зв'язку з тим, що на момент обстеження вже була влаштована шпунтова загорожа в основі між існуючим будинком та новобудовою, яка унеможливує вплив напружень від новобудови на основу існуючого будинку, будівельні роботи по зведенню новобудови дозволили продовжувати за умови, що відмітка днища котловану під новобудову не повинна бути нижче відмітки підшови фундаменту існуючого будинку. Для існуючої будівлі рекомендували виконати підсилення зовнішніх та внутрішніх несучих стін з тріщинами.

Рекомендації та рішення по виконанню підсилення

Для забезпечення несучої здатності та придатності до нормальної експлуатації кам'яних стін будівлі необхідно підсилити зовнішні та внутрішні несучі стіни з тріщинами.

Стіни з тріщинами 1...4-го поверхів будівлі рекомендовано посилити ін'єкцією цементно-піщаного розчину марки не нижче М100 на клейкій основі (типу «Ceresit») у тріщини під тиском 0,5-0,8 атм. Тріщини у несучих стінах по поверхнях будівлі, ширина розкриття яких менше за 2 мм, та тріщини у перегородках оштукатурити аналогічним розчином.

Зовнішні та внутрішні несучі стіни з тріщинами 5...9-го поверхів та технічного поверху будівлі рекомендовано посилити у місцях проходження тріщин двобічними металевими накладками на дюбелях. Для цього перед початком виконання робіт необхідно очистити місця підсилення у стінах в середині будівлі від штукатурки, матеріалів оздоблення, зруйнованих часток кам'яної кладки, пилу тощо, а поверхню зовнішніх стін на фасадах в місцях влаштування накладок відкрити до цегляної площини. У тріщини торкретувати цементно-піщаний розчин марки не нижче М100 на клейкій основі під тиском 0,5-0,8 атм. Накладки з листової сталі мінімального розміру -50×4 мм і довжиною з розрахунку заведення за тріщину у стіні на відстань не менше ніж 500 мм кріпити до конструкції стіни дюбелями 10×100 мм. Відстань між накладками по висоті стін має не перевищувати 500 мм. Після виконання робіт по підсиленню, металеві елементи захищаються від корозії шляхом оштукатурення цементно-піщаним розчином по сітці.



Крім робіт по підсиленню несучих конструкцій рекомендовано виконати наступні заходи:

- підняти на 500 мм від існуючої відмітки рівень чистої підлоги у підвалі;
- влаштувати (поновити) вертикальну гідроізоляцію зовнішніх стін підвалу будівлі на глибину 100 мм нижче за нову відмітку підлоги підвалу;
- закрити приямки по зовнішнім стінам підвалу будівлі з метою запобігання потраплянню води атмосферних опадів у підвал;
- розробити та влаштувати заходи для вентиляції (у т. ч. примусової) приміщення у підвалі будівлі;
- влаштувати вимощення по периметру будівлі поверх існуючого, шириною від грані зовнішньої стіни будівлі 1200 мм, забезпечивши при цьому зчеплення шарів нового та існуючого матеріалів;
- спланувати ґрунтову поверхню за межами вимощення з ухилом від будівлі, з метою відведення води атмосферних опадів
- продовжити спостереження за деформаціями будівлі по маякам, влаштованими у місцях проходження тріщин в несучих зовнішніх та внутрішніх стінах.

1. ДБН В.1.2-1-95 Положення про розслідування причин аварій (обвалень) будівель, споруд, їх частин та конструктивних елементів. Державний комітет України у справах будівництва і архітектури. – Київ: 1995 – С. 22.

2. ДСТУ–Н Б В.1.2-18:2016 Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 44 с.

3. ДБН В.1.2-9-2008. СНББ. Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. – 21 с.

4. ДБН В.1.2-14-2009. СНББ. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 30 с.

5. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ Мінрегіонбуд України 2009. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 79 с.

1. DBN V.1.2-1-95 Polozhennia pro rozsliduvannia prychny avarii (obvalen) budivel, sporud, yikh chastyn ta konstruktivnykh elementiv. Derzhavnyi komitet Ukrainy u spravakh budivnytstva i arkhitektury. – Kyiv: 1995 – S. 22.

2. DSTU–N B V.1.2-18:2016 Nastanova shchodo obstezhennia budivel i sporud dlia vyznachennia ta otsinky yikh tekhnichnoho stanu. – Kyiv: DP «UkrNDNTs», 2017. – 44 s.

3. DBN V.1.2-9-2008. SNBB. Osnovni vymohy do budivel i sporud. Bezpeka ekspluatatsii. – Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2008. – 21 s.

4. DBN V.1.2-14-2009. SNBB. Zahalni pryntsyipy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktivnoi bezpeky budivel, sporud, budivelnykh konstrukttsii ta osnov. – Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2009. – 30 s.

5. DBN V.2.1-10-2009 Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennia proektuvannia. Kyiv Minrehionbud Ukrainy 2009. – Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2009. – 79 s.



УДК 614.8

Національний університет
цивільного господарства
та природокористування

ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ СТІЙКОСТІ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ ЖИТЛОВИХ БУДИНКІВ МИНУЛИХ РОКІВ ЗАБУДОВИ

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ ПРОШЛЫХ ЛЕТ ЗАСТРОЙКИ

PROVIDING SPACE STABILITY FOR RECONSTRUCTION RESIDENTIAL BUILDINGS OF MIND YEARS INSURANCE

Клименко Є.В., д.т.н., проф., Гілодо О.Ю., к.т.н., доц., Арсірій А.М., к.т.н., доц. (Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)

Клименко Е.В., д.т.н., проф., Гилодо А.Ю., к.т.н., доц., Арсирий А.Н., к.т.н., доц. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

Klymenko Ie.V., ScD, Prof., Gilodo A.Y., Ph.D., Assistant Prof. Arsiriy A.N., Ph.D., Assistant Prof. (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa)

В історичному центрі Одеси. реалізована реконструкція триповерхової будівлі старовинної забудови. Технічний стан окремих несучих конструкцій був визначений в діапазоні від непридатного до нормальної експлуатації до аварійного. Наведені практичні методи підсилення будівельних конструкцій і відновлення просторової стійкості будівлі.

В историческом центре Одессы. реализованная реконструкция трехэтажного здания старинной застройки. Техническое состояние отдельных несущих конструкций было определено в диапазоне от непригодного к нормальной эксплуатации до аварийного. Приведены практические методы усиления строительных конструкций и возобновление пространственной стойкости здания.

In the historical center of Odessa, the reconstruction of a three-story building of ancient building was implemented. The technical condition of the bearing structures was defined in the range from unsuitable to normal operation to emergency. The main reasons have become a long period of operation without the necessary current and major repairs and accident of water-borne communications in the basement, which led to uneven subsidence of foundations. Additional factors – long-term leakage from water-borne

networks, damage to the drainage and drainpipes. The spatial stability and stiffness of the building were lost due to the formation of through cracks in the walls, dividing the building into separate blocks. During the reconstruction a complex of works was carried out that included: reducing loads on the walls and overlays by replacing mortars from ground limestone with ephetal sound-insulation, reinforcing and replacing wooden beams of over lapping with rolling channels, merging longitudinal and transverse walls with reinforcement of steel strainers from tension devices in the level of ceilings of the first and third floors, installation of vertical steel welded frames – diaphragms from rolling profiles in places demounted stone partitions.

Ключові слова:

Обстеження, підсилення, просторова стійкість.

Обследования, усиление, пространственная устойчивость.

Inspection, amplification, spatial stability.

Вступ. Просторова жорсткість конструкції забезпечується при її геометричній незмінності в трьох площинах – двох вертикальних і одній горизонтальній. Складові елементи конструкції під впливом навантажень можуть локально змінити свою форму, але тільки в межах, окреслених нормами і тільки на час дії навантаження. Більшість аварій трапляється, насамперед, коли просторова стійкість елемента, або всієї конструкції втрачається. Для сучасних багатоповерхових будинків з залізобетону або сталі в каркасному чи безкаркасному вигляді розроблені типові надійні конструктивні рішення, що гарантують просторову жорсткість усїєї будівлі. Але задача вкрай ускладнюється коли мова йде про реконструкцію житлових будинків побудованих більше ніж сто років тому і виконаних зі штучних матеріалів. Для міста Одеси, як правило, це вапняк-черепашник. Додатковими чинниками служать десятиліття поганой експлуатації і бажання новітніх володарів житлової нерухомості пристосувати її до іншого призначення з розкриттям прорізів і демонтажем значних ділянок несучих стін тощо. При цьому проектувальникові необхідно забезпечити несучу здатність будівлі при відсутності конкретних нормативних рекомендацій, тому що кожна реконструкція це окремий випадок, окрема унікальна технічна ситуація.

В'язі в безкаркасних житлових будинках зі стінами із штучних матеріалів таких як цегла або камінь вапняк-черепашник, як окрема конструкція, не існують. Просторова стійкість головних вертикальних конструкцій – стін та будівлі в цілому забезпечується їх сумісною роботою з перекриттями у вигляді, в більшості випадків для старовинної забудови, дерев'яних балок і типового дерев'яного настилу з дощок та засипкою будівельним сміттям чи молотим вапняком. З'єднання усіх конструктивних елементів – шарнірні, що добре впливає на сприйняття сейсмічного навантаження.



В історичному центрі Одеси реалізована реконструкція триповерхової житлової будівлі. Технічне завдання містило, насамперед, збереження будинку, який мав пошкодження у вигляді наскрізних тріщин в зовнішніх стінах, і розробку конструктивного рішення, що забезпечує можливість демонтажу несучих вертикальних елементів. Методом вирішення цієї складної задачі став аналіз подібних об'єктів і багатолітній досвід обстеження і проектування.

Аналіз останніх досліджень. Питанню підсилення будівельних конструкцій, як невід'ємному елементу реконструкції, завжди приділялось достатньо уваги з боку дослідників будівельних конструкцій. Відомі роботи М. Н. Лашенко [1], Е. В. Горохова [2], М. М. Михеева [3] та інших. Методику підвищення довговічності розробляли М. Н. Сахновський [4], Г. А. Поривай [5], М. Д. Бойко [6]. Реконструкції різноманітних об'єктів присвячені роботи В. К. Соколова [7], В. Н. Кутукова [8], М. С. Шумілова [9]. Але є особлива галузь реконструкції – це реконструкція пам'яток будівництва та архітектури або знакових для міста будівель, де треба враховувати особливості реставрації. В першу чергу це стосується фасадів, тому що за довгі роки експлуатації пройшло чимало змін об'ємно-планувальних рішень, тобто втрати всередині будинку дуже значні і головне – це збереження зовнішнього вигляду історичної будівлі. В першу чергу потрібно вирішити в якому вигляді повинен предстати будинок після реконструкції з реставрацією. Досвід обстеження споруд, побудованих на початку 19 століття свідчить, що в більшості випадків справа йде про комплекс технічних проблем, де потрібно забезпечити несучу здатність будинку і виконати значний об'єм підсилювання несучих конструкцій і при цьому максимально зберегти архітектурний аутентичний декор фасадів і дуже дбайливо поставитись до всього, що збереглося в первозданному вигляді. Досліджень на цю тему не дуже багато. Значними можна вважати роботи В. Т. Гроздова [10] і Ю. М. Іванова [11].

Об'єкт дослідження – триповерхова будівля № 43 б з підвалом і горищем, що не експлуатується по вулиці Троїцькій в місті Одесі. Побудована в 1901-03 рр. архітектором А. Р. Рейхенбергом. На час обстеження в будинку частково були розташовані житлові квартири і офіси, значна частина другого і третього поверхів не експлуатувалась. В кінці 90-х років 20 століття внаслідок аварії котельній, розташованій в підвалі, стався порив водонесних комунікацій і підтоплення стрічкових фундаментів з вапняка-черепашника, що призвело до нерівномірних осідань основ і значних тріщин в несучих стінах по всій висоті будівлі.

Мета дослідження. Визначити і зафіксувати технічний стан основних несучих та огорожуючих будівельних конструкцій будинку, дати рекомендації щодо можливості і умов його нормальної експлуатації з розробленням конструктивних рішень забезпечення просторової стійкості.

Методи дослідження. Обстеження здійснювали на підставі технічного завдання і складалось воно з наступних етапів:

- попередній візуальний огляд з метою знайомства з об'єктом, виявлення аварійних ділянок, визначення умов експлуатації; складання програми обстеження з обов'язковими заходами з техніки безпеки при виконанні робіт;
- геологічні вишукування для визначення властивостей ґрунтів основи з бурінням свердловин, розробки шурфів і лабораторним дослідженням ґрунтів. До цього етапу слід віднести визначення розрахункового опору ґрунту на підставі визначення властивостей ґрунтів;
- обмірювання конструкцій з розробкою відповідних креслень планів поверхів і розрізів, фасадів;
- детальний огляд конструкцій з визначенням ступеня фізичного зносу, дефектів, пошкоджень, складанням дефектних відомостей;
- аналіз чинників пошкоджень і дефектів і роботи з розкриттям перекриттів, горища, опорних вузлів балок тощо;
- визначення навантажень, дійсної розрахункової схеми будівлі і її окремих конструкцій, визначення можливості сумісної просторової роботи конструкцій і будинку в цілому за наявності визначених дефектів і пошкоджень;
- перевірочні розрахунки конструкцій, вузлів, стиків, з'єднань з урахуванням реальних розрахункових схем и технічного стану;
- розробка висновку про технічний стан будинку і рекомендацій з нормальної експлуатації з кресленнями підсилень конструкцій і будинку в цілому.

Результати досліджень. В 1998 році, внаслідок аварії в елеваторному вузлі стався залив основ фундаментів та їх нерівномірне осідання. Максимальні пошкодження у вигляді вертикальних тріщин отримали дві зовнішні і одна внутрішня несучі повздовжні та поперечні стіни. Додатково повздовжня внутрішня стіна була ослаблена непрацюючими вентиляційними каналами, що розрізали її на окремі блоки. Поперечні перегородки, які склалися із заплечиків шириною 600 мм біля зовнішньої стіни, закладених прорізів та печей суттєвої жорсткості не мали. Надвіконні перемички в зовнішніх стінах були пошкоджені вертикальними тріщинами. Вертикальні тріщини в зовнішніх стінах мали ширину розкриття до 30 мм в рівні третього поверху і горища, що свідчить про відрив лівоворотнього флігелю будинку від центрального. Різні відмітки перекриття другого поверху в різних приміщеннях знизили його просторову жорсткість. Несучі дерев'яні балки міжповерхових перекриттів вражені гниллю, мали недопустимі прогини, окремі балки знаходилися в аварійному технічному стані. Несучі дерев'яні конструкції кроквяної системи даху, вузли елементів послаблені, стійки і кроквяні ноги розсохлися. Покрівля з азбестоцементних хвилястих листів пошкоджена тріщинами і зколами, примикання азбестоцементних листів до виступаючих елементів даху порушені. Жолоби, пелена, водостічні воронки і

труби пошкоджені, дощова вода заливала карниз, що приводило до обвалення елементів карнизу, ліпного декору фасадів, штукатурного покриття зовнішніх стін та огорожі балконів.

Технічний стан фундаментів визначали шляхом виконання шурфів біля несучих стін. За результатами обстеження фундаменти знаходились у задовільному технічному стані, тріщини, що багато років тому стабілізувались, свідчили про нерівномірні осідання ґрунтів в кінці 90-х років. У стінах та перегородках зафіксовані похилі та вертикальні тріщини, їх загальний технічний стан визначений, як непридатний до нормальної експлуатації. Міжповерхові перекриття мали недопустимі прогини, хисткість, технічний стан – непридатний до нормальної експлуатації. Окремі балки перекриттів другого і третього поверхів знаходилися в аварійному технічному стані. На даху виявили розшарування деревини кроквяних ніг, враження гниллю мауерлата, кінців крокв, ослаблення врубок і з'єднань. Просторова стійкість і жорсткість кроквяної системи знижена. Покрівля з азбестоцементних хвилястих листів мала тріщини, сколи, відсутні окремі листи. Фізичний стан даху і покрівлі – непридатний до нормальної експлуатації.

На підставі проведеного аналізу технічного стану і фізичного зносу обстежених несучих та огорожувальних конструкцій встановлено наступне. Характер, напрямки і ширина розкриття тріщин в стінах, пошкодження міжповерхових перекриттів і даху свідчило про те, що головними чинниками їх наявності було:

- довгий період експлуатації без проведення необхідних поточних і капітальних ремонтів;
- впливи техногенного характеру: аварія водонесних комунікацій в підвалі, що стало причиною нерівномірного просідання фундаментів, багаторічні витoki з водонесних мереж, пошкодження вимощення, водостічних труб.

Для забезпечення нормальної експлуатаційної придатності будинку запропоновано і реалізовано при реконструкції комплекс робіт що включає:

- зниження навантажень на стіни і перекриття;
- очистку перекриттів від засипки з молотого вапняку і будівельного сміття і заміну її на ефективну звуко-теплоізоляцію;
- підсилення дерев'яних балок перекриття першого поверху прокатними швелерами;
- демонтаж перекриттів другого і третього поверхів і заміну на перекриття з несучими балками з прокатних двотаврів і дерев'яним настилом з дошок;
- демонтаж несучих і огорожувальних конструкцій даху і заміну на кроквяну систему з прокатних профілів і покрівлею з металочерепиці;
- забивання тріщин в кам'яних стінах шириною розкриття до 10 мм спеціальним розчином;



- підсилення віконних і дверних прорізів з тріщинами в перемичках сталевими зварними обіймами з прокатних кутиків на планках;

- підсилення надвіконних перемичок з кам'яної кладки з тріщинами шириною розкриття більше ніж 5 мм сталевими зварними обіймами з прокатних швелерів на планках;

- підсилення стін на ділянках з тріщинами шириною розкриття більше ніж 10 мм, закладкою ніш та перекладкою кладки з забезпеченням зв'язків між новою цегляною і старою кам'яною кладкою арматурними сітками і анкеруючими стержнями, або цегляними замками і цегляними замками з якорями з прокатних швелерів;

- демонтаж конструкцій балконів з їх поновленням з несучими балками з прокатних двотаврів і залізобетонним настилом.

Окремо слід виділити заходи щодо забезпечення просторової стійкості і жорсткості всієї будівлі, порізаної наскрізними тріщинами на окремі блоки:

- об'єднання повздовжніх і поперечних стін шляхом підсилення сталевими напруженими тяжами з натяжними пристроями в рівні перекриттів першого і третього поверхів. Відстань між тяжами приймали 4-6 м, щоб на один тяж припадала площа стіни не більше ніж 20 м^2 (рис.1);

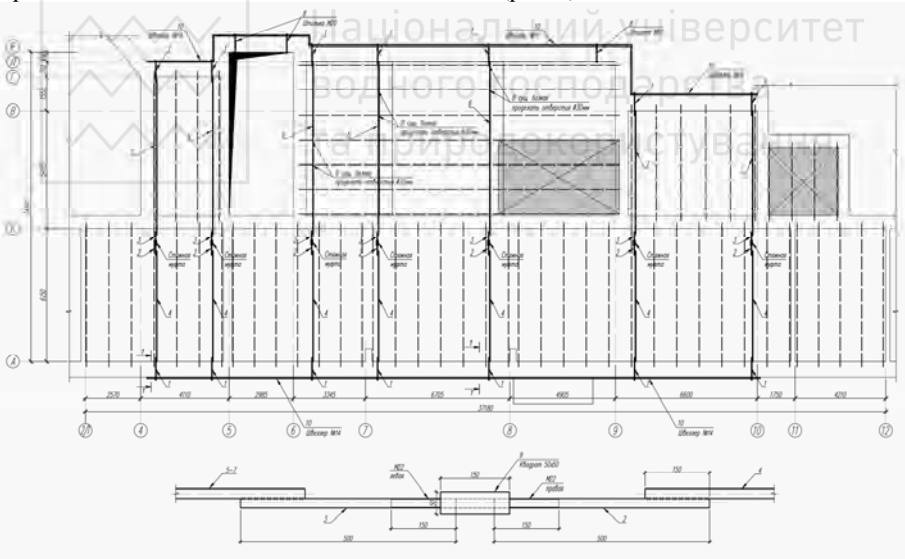


Рис. 1. Схема влаштування тяжів в площі перекриттів

- влаштування вертикальних сталевих зварних рам – діафрагм з прокатних профілів в місцях демонтованих кам'яних перегородок (рис.2).

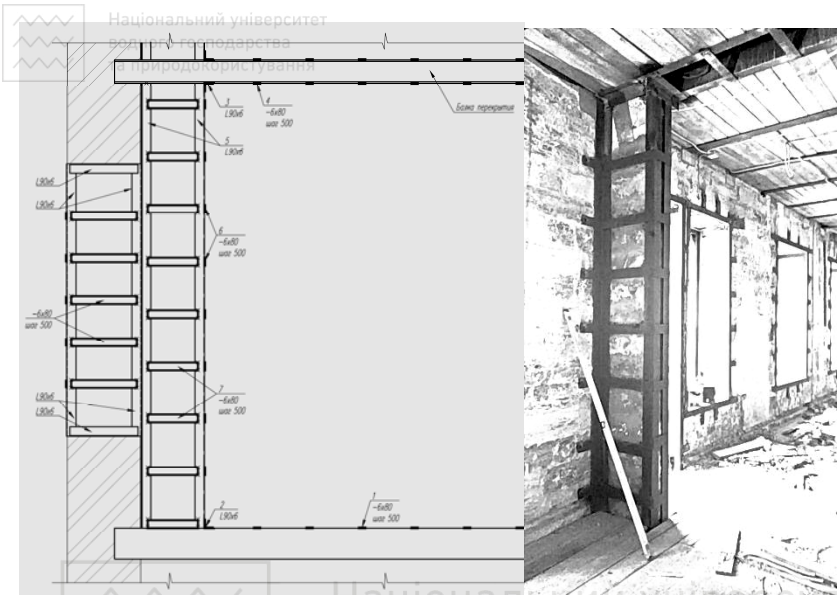


Рис. 2. Конструкція вертикальних сталевих зварних рам – діафрагм

Висновки. Характер, напрямки і ширина розкриття тріщин в стінах, пошкодження міжповерхових перекриттів і даху свідчать про те, що головними причинами їх наявності є:

- тривалий період експлуатації будинку без проведення необхідних поточних і капітальних ремонтів несучих і огорожувальних конструкцій;
- впливи техногенного характеру: аварія водонесних комунікацій, багаторічні витoki з водонесних мереж, пошкодження опорядження.

Забезпечення нормальної експлуатації можливо після виконання відповідних рекомендацій.

1. Лашенко М. Н. Повышение надёжности металлических конструкций зданий и сооружений при реконструкции.– Л.: Стройиздат, Ленинградское отделение, 1987. – 136 с.
2. Горохов Е. В. Долговечность стальных конструкций в условиях реконструкции. – М.: Стройиздат, 1994. – 484 с.
3. Михеев И. М. Усиление конструкций промышленных зданий. –Киев: Будівельник, 1969. – 192 с.
4. Сахновський М. Н., Титов А. М. Уроки аварий стальных конструкций. – К.: Будівельник. 1969.– 200 с.
5. Порывай Г. А. Техническая эксплуатация зданий. – Стройиздат. 1990. –369 с.
6. Бойко М. Д. Диагностика поврежденных и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий. –Л.: Стройиздат, 1975. – 334 с.



7. Соколов В. К. Основные методы и принципы реконструкции жилых зданий. – М.:1969. – 232 с.
 8. Кутуков В. Н. Реконструкция жилых зданий. – М.: Высш. школа, 1981. – 263 с.
 9. Шепелев Н. П. Реконструкция городской застройки. – М.: Высшая школа, 2000. – 271 с.
 10. Гроздов В. Т. Некоторые проблемы усиления несущих конструкций при реставрации зданий // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: Материалы IV научно-методической конференции ВИТУ. – СПб. – с.43-48.
 11. Иванов Ю. В. Реконструкция зданий и сооружений: усиление, восстановление и ремонт. – М.: Ассоциация строительных вузов, 2013. – 312 с.
-
1. Lashchenko M. N. Povysheniye nadozhnosti metallicheskikh konstruksiy zdaniy i sooruzheniy pri rekonstruksii.– L.: Stroyizdat, Leningradskoye otdeleniye, 1987. – 136 s.
 2. Gorokhov Ye. V. Dolgovechnost' stal'nykh konstruksiy v usloviyakh rekonstruksii. – М.: Stroyizdat, 1994. – 484 s.
 3. Mikheyev I. M. Usileniye konstruksiy promyshlennykh zdaniy. –Kiyev: Budivelnik, 1969. – 192 s.
 4. Sakhnovs'kiy M. N., Titov A. M. Uroki avariyy stal'nykh konstruksiy. – K.: Budivelnik. 1969.– 200 s.
 5. Poryvay G. A. Tekhnicheskaya ekspluatatsiya zdaniy. – Stroyizdat. 1990. –369 s.
 6. Boyko M. D. Diagnostika povrezhdeniy i metody vosstanovleniya ekspluatatsionnykh kachestv zdaniy. –L.: Stroyizdat, 1975. – 334 s.
 7. Sokolov V. K. Osnovniye metody i printsipy rekonstruksii zhilykh zdaniy. – М.:1969. – 232 s.
 8. Kutukov V. N. Rekonstruktsiya zhilykh zdaniy. – М.: Vyssh. shkola, 1981. – 263 s.
 9. Shepelev N. P. Rekonstruktsiya gorodskoy zastroyki. – М.: Vysshaya shkola, 2000. – 271 s.
 10. Grozdov V. T. Nekotoryye problemy usileniya nesushchikh konstruksiy pri restavratsii zdaniy // Defekty zdaniy i sooruzheniy. Usileniye stroitel'nykh konstruksiy: Materialy IV nauchno-metodicheskoy konferentsii VITU. – SPb. – s.43-48.
 11. Ivanov YU. V. Rekonstruktsiya zdaniy i sooruzheniy: usileniye, vosstanovleniye i remont. – М.: Assotsiatsiya stroitel'nykh vuzov, 2013. – 312 s.



ПІДВИЩЕННЯ ІНВЕСТИЦІЙНОЇ ПРИВАБЛИВОСТІ БУДІВЕЛЬ ШЛЯХОМ ВПРОВАДЖЕННЯ ОПТИМАЛЬНОЇ СТРАТЕГІЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

ПОВЫШЕНИЕ ИНВЕСТИЦИОННОЙ ПРИВЛЕКАТЕЛЬНОСТИ ЗДАНИЙ ПУТЁМ ВНЕДРЕНИЯ ОПТИМАЛЬНОЙ СТРАТЕГИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

IMPROVEMENT OF INVESTMENT ATTRACTIVE BUILDING BY OPTIMAL OPERATING STRATEGY IMPLEMENTATION

Клименко Є. В., д.т.н., проф., Фроліна К. Л., к.е.н., (Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Клименко Е. В., д.т.н., проф., Фролина Е. Л., к.э.н., (Одесская государственная академия строительства и архитектуры)

Klymenko Ie. V., ScD, Prof. Frolina K. L., Ph.D., (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)

Аналізується стан житлового фонду. Несвоєчасність проведення відновлювальних заходів і капітального ремонту житлового фонду призводить до погіршення не тільки технічних, але і споживчих його характеристик. Запропоновані підходи до оптимальної організації технічної експлуатації будівель дають можливість оптимізувати витрати на утримання.

Анализируется состояние жилого фонда. Несвоевременность проведения восстановительных мероприятий и капитального ремонта жилого фонда приводит к ухудшению не только технических, но и потребительских его характеристик. Предложенные подходы к оптимальной организации технической эксплуатации зданий дают возможность оптимизировать затраты на содержание.

The state of the housing stock and the dynamics of investment in this branch are analyzed. Despite some growth in investment in construction, their level remains rather low and unacceptable for the country. One of the steps to raise the interest of both foreign and domestic investors is the development of a scientifically sound methodology for determining the resource of buildings and the cost of technical exploitation. The lack of timely carrying out of restoration measures and overhaul of the housing stock leads to deterioration



of not only technical but also its consumer characteristics. Proposed approaches to the optimal organization of technical maintenance of buildings give an opportunity to optimize the costs of maintaining them. The authors propose a technique that is based on a posteriori information and by calculation allows to balance the number of interventions into the operational process (inspection, current and major repairs), while minimizing costs.

Ключові слова:

Будівля, технічний стан, експлуатаційні витрати, оптимізація.

Здание, техническое состояние, эксплуатационные затраты, оптимизация.

Building, technical condition, operating costs, optimization.

Вступ. Одним з найважливіших елементів соціальної структури суспільства є житлово-комунальний комплекс, який здатний за умови надання якісних житлово-комунальних послуг створити сприятливе середовище для реалізації принципів соціально-орієнтованої ринкової економіки, що полягають не тільки в прискоренні економічного розвитку, а й у підвищенні життєвого рівня населення. Незадовільний стан житлового фонду і відсутність можливості придбання комфортного житла переважно більшість населення значно знижує рівень соціально-економічного розвитку нашої країни і рівень життя населення в ній. У всіх країнах поліпшення житлових умов є одним з основних показників підвищення добробуту громадян, передумовою соціально-політичної та економічної стабільності держави в цілому.

Постановка проблеми у загальному вигляді. У контексті вищевикладеного і з урахуванням реальної економічної ситуації в національній економіці України актуальність дослідження збереження житлового фонду, а також нарощування обсягів капітального ремонту і реконструкції житла шляхом залучення інвестицій важко переоцінити.

Інвестор має передбачити розмір майбутніх експлуатаційних витрат та можливий термін експлуатації об'єкта. Важливим є мінімізація цих витрат та максимальне збільшення терміну експлуатації. Ці фактори суттєво впливають на інвестиційну привабливість об'єктів. З метою збільшення інвестицій в будівництво житла необхідна науково обґрунтована методологія визначення технічного стану будівель та споруд, встановлення ресурсу їх та оцінювання витрат на експлуатацію об'єктів.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Проблемі функціонування житлово-комунального господарства присвячували свої праці С. Бандур, Л. Беззубко, М. Вачевський, В. Геєць, Б. Данилишин, В. Куценко, Є. Момот, В. Новіков, О. Прогнімак, В. Прасол, Л. Семів, В. Федосов, І. Чугунов, А. Ягодка та інші. Не зменшуючи важливість досягнень наукових доробок згаданих учених варто зауважити, що подальшого дослідження потребує

проблема пошуку оптимальних методів експлуатації житлового фонду за рахунок проведення оптимальних заходів щодо оцінювання, прогнозування та регулювання технічного стану будівель.

В чинних нормах [1] відсутні рекомендації щодо оцінювання технічного стану будівельних конструкцій та будівель в цілому, які б базувались на апостеріорній інформації. В роботах Є. Клименка [2, 3] є пропозиції щодо процесу експлуатації будівель та споруд із залізобетону.

Однак, на даний час немає пропозицій щодо оптимізації процесу експлуатації будівель та споруд житлово-комунального комплексу, що може суттєво підвищити інвестиційну привабливість в цій галузі.

Результати досліджень. Функціонування будівельної сфери України пов'язано з досягненням певного рівня економічного розвитку і суспільного поділу праці, розвитком національного господарства. У незалежній Україні кардинально змінилися умови роботи підприємств будівельної сфери: на перший план висунулися проблеми пошуку нових шляхів розвитку в умовах кризи, організаційних основ функціонування будівельної сфери країни й більшості регіонів.

Існуючі сьогодні в житлово-будівельному комплексі країни проблеми багато в чому обумовлені неефективністю системи інвестиційної діяльності, що склалася ще в умовах планової економіки. Радянська система житлового фінансування базувалася на централізованому розподілі бюджетних ресурсів для будівництва державного житла та його безкоштовне надання в оренду громадянам, офіційно визнаним у встановленому порядку, що потребують поліпшення житлових умов.

Система державного будівництва та розподілу житла неминуче призвела до спіралеподібного зростання попиту на житло і стагнації його пропозиції, що визвало стійкий дефіцит житлового фонду. При такому підході формування попиту не відповідало реальній ситуації на ринку житла і залежало на пряму від політики держави.

В результаті переходу до ринкової моделі розвитку держава фактично перестала бути суб'єктом житлового будівництва та обсяги будівництва житла в 1990-х роках значно скоротилися. Відновлення житлового будівництва у 2000-х роках відбувалося на нових – суто ринкових, комерційних – засадах. Житло будувалося на кошти приватних інвесторів, що призвело до того, що із інструменту реалізації державної соціальної політики житлове будівництво перетворилося на високоприбутковий бізнес, який в процесі свого функціонування намагається забезпечити розв'язання двох досить різних задач: з одного боку, задовольнити економічні інтереси приватних будівельних та девелоперських компаній, а з іншого боку – задовольнити житлову потребу платоспроможної частини українського суспільства (середнього та вищого прошарку середнього класу та вищого класу).



На сьогоднішній день, на думку керівників провідних будівельних компаній, будівельна галузь України існує за рахунок зведення житлових будинків, оскільки саме на них існує попит серед населення, тоді як роботи з промислового, соціального і комунального будівництва практично не ведуться через відсутність інвестицій. Інвестор, як іноземний, так і вітчизняний, в тій ситуації, в якій перебуває економіка України, не хоче ризикувати та вкладати кошти у будівництво в Україні. В найближчому майбутньому, доки не стабілізується економічна ситуація в країні, не варто очікувати серйозного приходу інвестицій на будівельний ринок України для зведення промислових об'єктів, а будівництво соціальної (дитячі садки, лікарні, школи) та комунальної інфраструктури повністю залежить від наповнення місцевих бюджетів і прагнення місцевої влади створювати і ремонтувати такі об'єкти [3].

За даними Державної служби статистики у 2013 році в Україні обсяг капітальних інвестицій у будівництво склав 40796,2 млн. грн. У 2014 році обсяг інвестування в основний капітал скоротився на 12% порівняно з попереднім роком і склав 36056,7 млн. грн. В 2015 році обсяг капітальних інвестицій у будівництво склав 43463,7 млн. грн., що на 20,5% більше ніж у попередньому році. У 2016 році, порівняно з 2015 роком обсяг капітальних інвестицій у будівництво залишився майже незмінним та склав 44444,0 млн. грн., що може бути викликано ситуацією в Донецькій та Луганській областях. У 2017 році обсяг капітальних інвестицій у будівництво склав 50640,4 млн. грн., приріст порівняно з 2016 роком – 14% [4].

На рис. 1 представлений обсяг виконаних будівельних робіт за видами будівельної продукції за 2013-2017 роки.

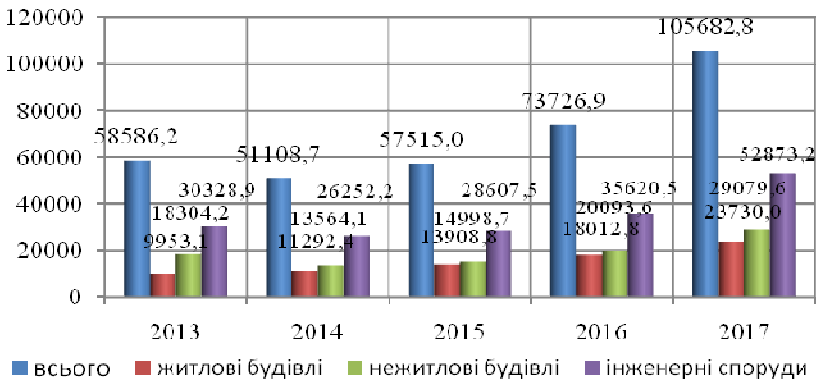


Рис. 1. Обсяг виконаних будівельних робіт за видами будівельної продукції за 2013-2017 роки, млн. грн.

В 2014 році порівняно з 2013 роком обсяги будівельних робіт зменшились, проте будівництво житлових будівель збільшувалося. З 2015 року по 2017 рік спостерігалось збільшення загальних обсягів будівельних робіт. У 2017 році обсяги виконаних будівельних робіт за усіма видами

будівельної продукції збільшились на 48167,8 млн. грн. або на 83,8% порівняно з 2015 роком та склали 105682,8 млн. грн. [5].

На рис. 2 представлена структура введеної в експлуатацію загальної площі житла за місцем будівництва.

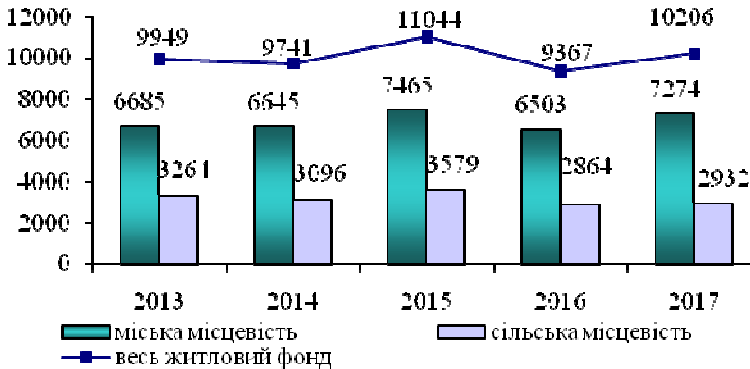


Рис. 2. Структура введеної в експлуатацію загальної площі житла за місцем будівництва, тис. кв. м.

Загальна площа житлового фонду України станом на 1 січня 2018 року складала 984,8 млн кв.м, з яких 599,4 млн кв. м складав міський житловий фонд, а 385,4 млн кв. м – сільський [6].

За даними Мінрегіону розподіл житлових будинків за роками забудови виглядає наступним чином: до 1919 р. було побудовано 4,6% будинків; в 1919-1945 рр. – 11,8%; в 1946-1960 рр. – 25,1%; в 1961-1970 рр. – 24,1%; в 1971-1980 рр. – 16,2%; в 1981-1990 рр. – 10,8%; в 1991 р. і пізніше – 7,4% [7]. Переважна частина житлового фонду побудована в 60-80-ті роки ХХ століття в рамках містобудівної концепції періоду планової економіки СРСР, що віддавала перевагу способам житлової забудови і устрою міської інфраструктури слабо придатним для організації ефективної життєдіяльності людини в ринковому середовищі, а також функціонування міських агломерацій.

Згідно із даними Держстату України станом на 1 січня 2018 року до категорії ветхих та аварійних належать 4,3 млн кв.м. [8]. Практично кожний четвертий мешканець міста проживає у житлових будинках, які вже вичерпали свій експлуатаційний ресурс та знаходяться у незадовільному технічному стані. Значний фізичний та моральний знос житлових будинків перших масових серій, низький рівень їх енергоефективності та комфортності, потребують проведення капітальних ремонтів, реконструкції, модернізації житлових приміщень із використанням сучасних матеріалів, обладнання та енергозберігаючих технологій. У багатьох регіонах в

Відсутністю достатнього фінансування проектів з модернізації систем і об'єктів житлово-комунального господарства за рахунок коштів державного та місцевих бюджетів призвело до наростання обсягів аварійного житлового фонду, високого рівня питомих витрат паливно-енергетичних ресурсів, високого ступеня зношеності і технологічної деградації систем і об'єктів комунальної інфраструктури. Необхідно створювати сприятливі умови для залучення приватних інвестицій у сферу житлово-комунального господарства з метою вирішення завдань, пов'язаних з модернізацією житлового фонду, інфраструктури, об'єктів житлово-комунального господарства.

В Одеській державній академії будівництва та архітектури розроблена [2] методологія визначення, прогнозування та регулювання технічного стану будівель та споруд. Вона базується на використанні апостеріорної інформації та дає можливість: встановлювати проектний початковий ресурс для будівель, що проектуються, визначати залишковий ресурс при квазі незмінних умовах експлуатації та вносити зміни в опис процесу експлуатації, а також визначати оптимальні витрати на способи втручання в процес експлуатації при мінімізації їх. Наші дослідження показали можливість використання методології для будівель і споруд, зведених з інших будівельних матеріалів.

При даному підході розглядається три технічних стани [2], а крива експлуатації для окремих показників експлуатаційної придатності (ПЕП) описується на результатах не менше ніж трьох спостережень.

Розглядається три способи втручання в хід процесу, який стосується зміни характеристики P : діагностика конструкції, поточний ремонт конструкції, капітальний ремонт конструкції.

Уведемо до розгляду елементи формалізації, які стосуються опису згаданих способів втручання (табл. 1).

Таблиця 1

Елементи формалізації способів втручання

Вид втручання	Кількість дій	Витрати на одну дію	Ризик не досягнення мети після усіх дій
Діагностика конструкції	n	DD	α
Поточний ремонт	p	PP	β
Капітальний ремонт	p	RR	γ

Кількість відповідних дій протягом часу, що розглядається (T), позначимо як n – для подій діагностики конструкцій; P – поточного ремонту; K – капітального ремонту. При цьому будемо мати на увазі, що діагностика, як пасивне втручання, може призвести до корегування кривої експлуатації, а

значить і форми опису процесу зносу певного показника експлуатаційної придатності цієї конструкції в цілому, поточний ремонт призводить до уповільнення процесу зносу конструкції, тобто погіршення ПЕП, а капітальний ремонт тягне за собою підвищення значень показників експлуатаційної придатності та збільшення залишкового ресурсу конструкції. Час (T) – це час, протягом якого конструкція планується експлуатуватися.

Розглянемо, як приклад, процедуру визначення кількості втручань для конкретного об'єкту, а саме – котельної житлового будинку в м. Миргороді Полтавської області, яка має будівельний об'єм 6000 м^3 . Термін експлуатації таких будівель складає 60 років. Обстеження та прогнозування виконувалися на 20-му році експлуатації конструкції, тобто нормативний залишковий ресурс складає 40 років. На цей відрізок часу і виконувалися розрахунки, тобто $T=40$ років.

Звичайно, вартість усіх вищезазначених процедур різна.

Вартість проведення однієї діагностики (в цінах на момент обстеження) складала $DD=15000,00$ гривень. Вартість виконання поточного ремонту орієнтовно складала $PP=30000,00$ гривень (вартість поточного та капітального ремонтів визначається за кошторисами, складеними за чинними на момент обстеження державними будівельними нормами).

Для підвищення показників експлуатаційної придатності необхідно виконати капітальний ремонт несучих конструкцій (або їх підсилення) та витратити при цьому не менше ніж $RR=40000,00$ гривень.

Величина збитків, які можуть наступити в результаті втрати будівельними конструкціями своїх властивостей, а саме: вартість конструкцій та відбудови, експлуатаційні втрати (через перерву в процесі теплопостачання), а також інші втрати, склали $WK=2300000,00$ гривень.

Оскільки процедура визначення кількості втручань проходила в процесі експлуатації, то значення показників експлуатаційної придатності (через знос конструкцій) були менше проектних, але більшими ніж критичні їх значення, тобто

$$\begin{cases} P < P_c; \\ P > P_{cr}. \end{cases} \quad (1)$$

В результаті проведених обстежень встановлюється фактичне значення ПЕП та визначається відношення $P_{cr}/P=0,75$. При цьому ризики невиконання вищенаведених процедур впливу визначаються за розробленою методикою.

Запропонована методика полягає в тому, що мінімізується кількість втручань, витрати на втручання та ризики від невиконання втручань (3).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{P_R}{P} \times \frac{WK-DD}{WK+DD} = 0,75 \times \frac{2300000,00-15000,00}{2300000,00+15000,00} = 0,740; \\ \beta = \frac{P_R}{P} \times \frac{WK-PP}{WK+PP} = 0,75 \times \frac{2300000,00-30000,00}{2300000,00+30000,00} = 0,731; \\ \gamma = \frac{P_{cr}}{P} \times \frac{WK-RR}{WK+RR} = 0,75 \times \frac{2300000,00-40000,00}{2300000,00+40000,00} = 0,724. \end{cases} \quad (2)$$



$$\left\{ \begin{array}{l} n + p + k = m_1 \rightarrow \min; \\ DD \times n + PP \times p + RR \times k = m_2 \rightarrow \min; \\ \frac{n}{n} + \frac{p}{p} + \frac{k}{k} \rightarrow \min. \end{array} \right. \quad (3)$$

Через те, що цільова функція може мати декілька екстремумів (мінімумів вартості), то для знаходження реальних коренів задаються величинами m_1 та m_2 з точки зору «здорового глузду», тобто призначаються реальні терміни проведення усіх трьох втручань в процес експлуатації. В результаті розрахунку за розробленою програмою знаходяться реальні корені рівняння.

Оскільки термін подальшої експлуатації $T=40$ років, то протягом цього необхідно проводити обстеження (враховуючи агресивність середовища та пошкодженість конструкцій ($P < P_n$)) один раз на чотири роки, тобто за 40 років $n = 10$; поточний ремонт проводиться один раз на п'ять років ($p = 8$), а капітальний ремонт або підсилення – один раз в десять років, тобто ($k = 4$).

Таким чином, масмо значення допоміжних величин (попередні значення):

$$\left\{ \begin{array}{l} m_1 = n + p + k = 22; \\ m_2 = DD \times n + PP \times p + RR \times k = 550000.00. \end{array} \right.$$

За прийнятих умов протягом залишкового терміну експлуатації ($T=40$ років) за умови мінімізації витрат на процедури втручання необхідно:

- виконати $n = 8,668 \approx 9$ обстежень, тобто через приблизно 4,5 роки;
- провести $p = 11,33$ поточних ремонтів, тобто через кожні, приблизно, 3,5 роки;
- капітальний ремонт (підсилення) виконати через 20 років експлуатації ($k = 2,002 \approx 2$).

Звичайно, під час проведення втручань конструкція не повинна переходити в інший технічний стан, що контролюється під час обстежень та за допомогою прогнозування зміни окремих показників експлуатаційної придатності та технічного стану системи в цілому.

Аналіз графіка зміни функції $F(k, m_1, m_2)$ (рис. 3) показує, що у вибраному інтервалі зміни значень m_1 та m_2 має місце точка нульового значення її.

Висновки. Показано, що останнім часом в Україні зацікавленість інвесторів до збереження житлового фонду, а також нарощування обсягів капітального ремонту і реконструкції житла знижується. Одним з методів підвищення інвестиційної привабливості є розробка методики визначення експлуатаційних витрат інвестора в майбутньому. На основі апостеріорної інформації розроблена та доведена до практичного впровадження методика визначення оптимальної кількості втручань в процес експлуатації (обстеження, поточний та капітальний ремонт). Критерієм цільової функції є мінімізація витрат при забезпеченні необхідного технічного стану конструкцій та будівель в цілому.

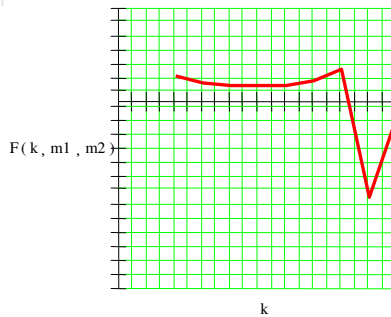


Рис. 3. Функція $F(k, m_1, m_2)$

1. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. – К., 2017, – 45 с.
2. Клименко Є. В. Технічний стан будівель та споруд / Є. В. Клименко // Одеса, ОДАБА. Умань: Уманське комунальне видавничо-поліграфічне підприємство, 2010. – 284 с.
3. Макарова С.С. Формування економічного потенціалу будівельного підприємства / Г.С.Макарова // Економічний часопис – XXI. –2012. – № 7/8. –С. 47-49.
4. Державна служба статистики України [Електронний ресурс] : [Офіційний веб-сайт]. – Режим доступу: <http://www.ukrstat.gov.ua>.
5. Державна служба статистики України [Електронний ресурс] : [Офіційний веб-сайт]. – Режим доступу: <http://www.ukrstat.gov.ua>.
6. Державна служба статистики України [Електронний ресурс] : [Офіційний веб-сайт]. – Режим доступу: <http://www.ukrstat.gov.ua>.
7. Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України [Електронний ресурс] : [Офіційний веб-сайт]. – Режим доступу: <http://www.minregion.gov.ua>.
8. Державна служба статистики України [Електронний ресурс] : [Офіційний веб-сайт]. – Режим доступу: <http://www.ukrstat.gov.ua>.
1. DSTU-N B V.1.2-18:2016. Nastanova shchodo obstezhennya budivel' i sporud dlya vyznachennya ta otsinky yikh tekhnichnoho stanu. – K., 2017, – 45 s.
2. Klymenko YE. V. Tekhnichnyy stan budivel' ta sporud / YE. V. Klymenko // Odesa, ODABA. Uman': Umans'ke komunal'ne vydavnycho-polihrafichne pidpryyemstvo, 2010. – 284 s.
3. Makarova S.S. Formuvannya ekonomichnoho potentsialu budivel'noho pidpryyemstva / H.S.Makarova // Ekonomichnyy chasopys – KHKHI. – 2012. – № 7/8. – S. 47-49.
4. Derzhavna sluzhba statystyky Ukrainy [Elektronnyy resurs] : [Ofitsiyyny veb-sayt]. – Rezhym dostupu: <http://www.ukrstat.gov.ua>.
5. Derzhavna sluzhba statystyky Ukrainy [Elektronnyy resurs] : [Ofitsiyyny veb-sayt]. – Rezhym dostupu: <http://www.ukrstat.gov.ua>.
6. Derzhavna sluzhba statystyky Ukrainy [Elektronnyy resurs] : [Ofitsiyyny veb-sayt]. – Rezhym dostupu: <http://www.ukrstat.gov.ua>.
7. Ministerstvo rehional'noho rozvytku, budivnyctva ta zhytlovo-komunal'noho hospodarstva Ukrainy [Elektronnyy resurs] : [Ofitsiyyny veb-sayt]. – Rezhym dostupu: <http://www.minregion.gov.ua>.
8. Derzhavna sluzhba statystyky Ukrainy [Elektronnyy resurs] : [Ofitsiyyny veb-sayt]. – Rezhym dostupu: <http://www.ukrstat.gov.ua>.

АНАЛІЗ ОСНОВНИХ МЕТОДІВ ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПОШКОДЖЕНЬ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ В ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТАХ

ANALYSIS OF THE MAIN METHODS OF STUDYING THE EFFECTS OF THE DAMAGE TO THE LOAD-CARRYING CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

Лободанов М. М., аспірант, ORCID 0000-0001-5282-6865, Вегера П.І., к.т.н., асистент, ORCID 0000-0002-3437-1825, Бліхарський З. Я., д.т.н., проф., ORCID 0000-0002-4823-6405 (Національний університет «Львівська політехніка», м.Львів)

Lobodanov M. M., post-graduate student, ORCID 0000-0001-5282-6865, Vegera, P. I. PhD, assistant professor, ORCID 0000-0002-3437-1825, Blikharskyu Z. Y., Doctor of Science, professor, ORCID 0000-0002-4823-6405 (Lviv Polytechnic National University)

В статті розглянуті основні методи дослідження пошкоджених залізобетонних елементів і їх доцільність в використанні. Так як, більшість методів є придатні лише для певних дефектів і пошкоджень через велику складність в розрахунках і врахуванні багатofакторності.

In the current trends, the necessity of studying the load-carrying capacity of the reinforced concrete elements with various types of damage is increasingly necessary. This is relevant when there is a need to reequip the existing buildings and structures; there is a reconstruction of the damaged construction objects, where various negative factors took place; if the calculated load on the construction was exceeded; the impact of an aggressive environment or natural phenomena: landslides, mudslides, earthquakes, and others. The urgency of this question leads to the formation of methods for studying certain damage and deformation, which in most cases simulate the main defects or their combinations. A striking example is the combination of a defect with a displacement of reinforcement in the manufacture of reinforced concrete constructions with the damaged concrete, which leads to a change in the work of the element from a pure bending to bending with torsion. This problem requires an analysis of existing research methods of the damaged reinforced concrete elements, and their further development. The article deals with the main methods of studying the impact of damage on the load-carrying capacity of the flexural reinforced concrete elements and analyzes their expediency for further use under the action of the load. The general data on the research of reinforced concrete T-girders with the damage to the shelf and the appearance of skew bending due to poorly constructed structures is provided. Since certain methods have different algorithms for data analysis,

the most common and topical research methods are examined in this article: vibration diagnostics; comparison of dynamic characteristics of the reference structure with the corresponding dynamic characteristics of the model with the defect and localization of the defects; the diagnostic method is based on real-time monitoring of the change of the element's work based on the impedance using PZT (Lead-Zirconium-Titanate) for the reinforced concrete structures. Simulation of the obtained results using the automated settlement systems only partly solves the problem. On the basis of the analyzed data, conclusions were made on the methods of research of the reinforced concrete beams with damages and an outline of the direction of further research was provided.

Ключові слова:

Залізобетонні елементи, пошкодження, дефекти, аналіз.
Reinforced concrete elements, damages, defects, analysis.

Вступ. На теперішній час все частіше виникає необхідність в дослідженні роботи пошкоджених залізобетонних елементів. Збільшенням об'ємів використання залізобетону призводить до необхідності підвищення ефективності проведення технічного огляду, підсилення і реконструкції пошкоджених залізобетонних елементів шляхом збільшення точності визначення внутрішніх зусиль, міцнісних та деформативних характеристик елемента. Це досягається вдосконалення існуючих та формування нових методів, так як в більшості практичних випадків розрахунок проводиться методом еквівалентного елемента, згідно з чинними нормами [1]. Широке використання методу еквівалентного елемента з метою визначення несучої здатності пошкоджених елементів обумовлене простотою та швидкістю розрахунку проте даний метод не надає повної картини напружено – деформованого стану елемента. Тому наявні методи діагностики несучої здатності пошкоджених елементів потребують більш ширших досліджень. Особливо дана потреба актуальна для дослідження роботи пошкоджених залізобетонних елементів за дії навантаження.

Постановка мети досліджень. Вивчення пошкоджених елементів є актуальною темою, тому мета даної роботи полягає в аналізі існуючих методів досліджень впливу пошкоджень і дефектів залізобетонних елементів на їх міцність та деформативність.

Аналіз останніх досліджень. Визначення впливу пошкоджень на залізобетонні конструкції стає все більш актуальним на теренах України, оскільки є наявно багато споруд, що не експлуатуються. Застосування існуючих методів є частковим виходом із ситуації тому, що вплив пошкоджень на конструкцію має складний характер. Тому кожний метод підходять тільки для певних умов. Яскравим прикладом цього є дослідження Клименка Є.В. [2], де при використанні методу моделювання, на основі комплексу «ЛІРА 9.6», порівняли отримані експериментальні результатами з результатами програмного комплексу. На основі цього були зроблені висновки:



- стиснуті залізобетонні прямокутні елементи з відносно малими ексцентриситетами показали високу збіжність результатів розрахунку з експериментальними даними (коефіцієнт варіації дорівнював 0,055). Несуча здатність зразків з ексцентриситетом прикладання сили $e_0 = 0,25$ м відрізняється від результатів, отриманих при натурному експерименті в кілька разів. На основі існуючих результатів автор удосконалив метод згідно чинних діючих норм [1] з додаванням передумов і припущень;

- для кожного випадку розрахунок складається необхідна кількість рівнянь. Так, для випадку позацентрального стиснення залізобетонного елемента прямокутного перерізу з косим пошкодженням (коли фронт пошкодження не паралельний жодній головній осі) розглядається п'ять рівнянь:

- рівняння рівноваги щодо осі x ;
- рівняння суми моментів щодо осі x ;
- рівняння суми моментів щодо осі y ;
- статичний момент стиснутої зони бетону, щодо осі x ;
- статичний момент стиснутої зони бетону, щодо осі y ;

- розв'язок системи рівнянь дає можливість визначити залишкову несучу здатність пошкодженого в процесі експлуатації бетонного або залізобетонного елемента, а значить, оцінити можливість його подальшої нормальної експлуатації або необхідність посилення. Для елементів, що згинаються (без розрахункової арматури в стислій зоні) система спрощується, оскільки немає необхідності визначити напруги в кожному окремому стрижні. Але в цьому випадку виникає необхідність перевірки перearмованості згинаного елемента і в разі, якщо $\xi > \xi_R$, що слід враховувати в розрахунку.

Також слід зазначити методика для досліджень впливу дії дефектів і пошкоджень на згинані залізобетонні елементи, які викликають косий згин, як наведено в роботі [3], де внаслідок дефекту при виготовленні чи пошкодженні, відбувається зміна кута нахилу силової площини в процесі навантаження із подальшим дослідженням впливу вище згаданого кута на міцнісні та деформативні характеристики елемента.

Метод дослідження залізобетонних балок таврового профілю з пошкодженням полицки або її повному руйнуванні описано в роботі [4,5] з застосуванням методу [6] для аналізу отриманих даних. Даний метод акцентований на впливі трьох основних факторів на залишкову несучу здатність пошкодженого елемента: пошкодження полицки через відношення величини пошкодження до величини звисів полицки; глибини пошкодження через відношення глибини пошкодження полицки до товщини полицки і куту пошкодження через відношення кута пошкодження до кута нахилу полицки.

Наведені вище методи підходять лише для елементів з дефектами виготовлення (усі дефекти отримані до завантаження конструкції), що суттєво впливають на напружено-деформований стан елемента.



Потреба в неруйнівному методі діагностики частково розкривається в застосуванні методу вібродіагностики. Основними перевагами вібраційного методу є здатність відобразити спільну роботу арматури з бетоном, по відношенню до найбільш небезпечним дефектів. Даний метод в своїй роботі розкриває Кадамцев М.І. [7].

При проведенні дослідження, в роботі [7], робиться акцент на порівнянні динамічних характеристик еталонної конструкції з відповідними динамічними характеристиками моделі з дефектом та локалізацією дефектів з застосування методу вібродіагностики. Автором отримано наступні висновки:

- при збільшенні розміру дефекту значення частот власних коливань зменшуються, а також свідчать про те, що згинальна форма коливань, є найбільш інформативною характеристикою для локалізації дефектів в конструкції;

- на частоту власних коливань конструкцій істотно впливає зміна розмірів і форми перерізу, довжини елемента, модуля пружності матеріалу, щільності матеріалу, захисного шару арматури, а також наявність таких дефектів, як викришування бетону, порожнечі, необхідні для проведення комунікацій, зони погано ущільненого бетону;

- при збільшенні області ушкодження відбувається зменшення жорсткості перерізів балки, що викликає зменшення величин частот власних коливань;

- найкращі результати про місцезнаходження дефекту в конструкції отримані за допомогою методу зміни форми коливань еталонної моделі конструкції і моделі з пошкодженням. Основою даного методу є критерій модальної збіжності (MAC). Вхідними параметрами є частоти власних коливань конструкції і відповідні їм форми коливань;

- похибка локалізації пошкодження балки склала 7-9 см при використанні 7 точок моніторингу, при збільшенні числа точок моніторингу уздовж балки величина похибки зменшується.

На рис.1. наведено графік зміни форми коливань моделі конструкції, на якому чітко виражений пік точно вказав розташування пошкодженої області (рис.1).

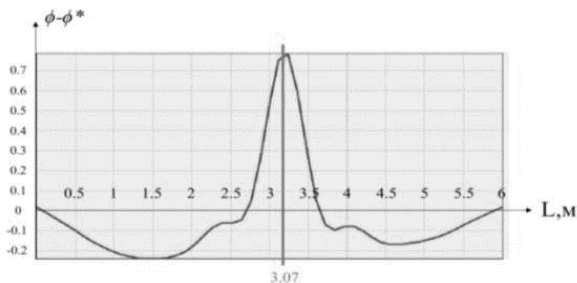


Рис. 1. Локалізація призматичного дефекту

Загальним висновком даного методу є: доцільність використання при певних видах пошкоджень (автор розглядав пошкодження утворенні від перевантаження), потреба в подальшому дослідженні даного методу при

інших видах дефектів, рентабельність використання даного методу при використанні певної кількості точок моніторингу в залежності від виду дефекту і об'єкта дослідження.

При розкритті питання вібродіагностики пошкоджень, необхідно звернути увагу на порівняння існуючих алгоритмів виявлення пошкоджень.

Виходячи з вібраційних характеристик, методи ідентифікації пошкодження поділяються на чотири основні категорії: природні частотні методи, методи форми на основі режиму, метод кривизни на основі форми, і методи, що використовують як форми, так і частоти режиму. В роботі [8] розглянуто дане порівняння, з якого можна зробити наступні висновки. Аналіз п'яти досліджених алгоритмів виявлення пошкоджень - це методика індикатора єдиного пошкодження (SDI) на основі частот, метод узагальненої фрактальної розмірності (GFD) на основі форми на основі режиму, метод режиму кривизни форми (MSC) на основі кривизни, метод обірваного згладжування (MSK) та метод індексу шкоди (DIM) на базі енергії від деформації, дав наступні результати в табл. 1.

Таблиця 1

Порівняння алгоритмів виявлення пошкоджень методу вібродіагностики

Алгоритми	Виявлення одиначної пошкодження	Виявлення кількох пошкоджень	Виявлення пошкоджень великої площі	Шумовий імунітет	Датчик відстані допуску
SDI	Так	Ні	Ні	Н/З	Н/З
GFD	Так	Ні	Ні	Відмінно	Відміно
MSC	Так	Так	Так	Добре	Добре
GSM	Так	Так	Ні	Добре	Добре
DIM	Так	Так	Так	Відміно	Відміно

Методи режиму кривизни форми та метод індексу шкоди є відносно надійними при високому вимірюваному шумі та значній відстані між датчиками. Що в свою чергу робить дані два алгоритми задовільними для дослідження експериментальних взірців з пошкодженнями і порівняння результатів на основі них з іншими способами дослідження пошкоджених залізобетонних елементів.

Метод діагностики базований на моніторингу в реальному часі зміни роботи елемента на основі імпедансу, з використанням PZT (свинцю-цирконат-титанат) для залізобетонних конструкцій [9]. Метод базований на структурному моніторингу на базі імпедансу використовуючи зв'язок (електромеханічних властивостей) між накладкою PZT і дослідною

структурою. Як ідеалізованим прикладом є рис.2 електромеханічної системи. Електричний аспект накладки PZT описаний короткозамкненим імпедансом, а структура дослідного взірця представлена механічним імпедансом рухомої точки, який включає в себе ефект маси, жорсткості, демпфірування і граничних умов.

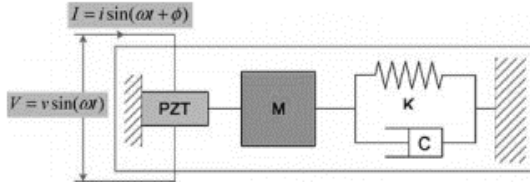


Рис. 2. Ідеалізована система електронного механізму

Накладка PZT живиться від напруги або струму. Інтегрована електромеханічна система може бути електрично представлена електричним опором, на який впливає динаміка PZT і структури взірця. Чутливість до виявлення пошкоджень методу SHM на основі імпедансу тісно пов'язана з обраною смугою частот. Щоб ефективно виявити пошкодження, необхідно, щоб довжина хвилі збудження була меншою за характерну довжину пошкодження. Даний метод досліджений описаний в роботі [9] з пошкодженням у формі засічок по бетону в верхній частині балки за дії навантаження в реальному часі, що робить даний метод перспективним у дослідженні залізобетонних елементів з пошкодженнями.

Метод питомого електричного опору є одним із видів неруйнівних методів дослідження корозійного стану арматури в залізобетонних елементах. Основою якого є залежність питомого електричного опору до питомого опору водної фази в бетонні і долі об'ємного водонасичення пор з урахуванням поправочних коефіцієнтів від характеристик матеріалів. Даний метод був практично досліджений в роботі [10], з демонстрацією практичної цінності в виявленні корозії і її ступеня розвитку в залізобетонних елементах. Так при значенні питомого електричного опору 55 - 33 кОм*см корозія була відсутня, а починаючи зі значення 11 кОм*см і нижче було виявлено ураження корозією із залежністю різким зростанням ступеня пошкоджень від зменшення питомого електричного опору. Загальним висновком даного методу є: доцільність використання в діагностиці пошкодження корозією на різних етапах, відсутність необхідності в пошкодженні елемента при діагностиці, доцільність використанні при діагностиці великої кількості ділянок.

Також слід зазначити доцільність використання і створення систем автоматизованого проектування (САПР). Оскільки, в результаті зростання складності при врахуванні багатофакторності за дії навантаження і інших чинників за наявності пошкоджень і дефектів в залізобетонних елементах значно зростає розрахункова складність. Особливої уваги заслуговує створення нового САПР, через не можливість використання існуючих для складних випадків пошкоджень і дефектів або їх комбінації, або високу

трудозатратність. Дослідження формування модульної схеми для вузькоспеціалізованої інтегрованої САПР для діагностування технічного стану об'єктів будівництва є розкрито Єременко Б. М. в роботі [11].

Проаналізовані роботи показують актуальність даного питання і доцільність подальших досліджень пошкоджених залізобетонних елементів за дії навантаження.

Висновки та перспективи подальших досліджень. При аналізі методів досліджень несучої здатності залізобетонних елементів при пошкодженні можна зробити висновок, що дана проблема потребує подальших експериментальних і теоретичних досліджень. Також існує потреба в подальшій розробці методів для дослідження залізобетонних елементів з типовими пошкодженнями, які нададуть можливість досить точно імітувати реальні пошкодження, для вивчення напружено деформованого стану таких конструкцій.

На основі проаналізованих джерел можна зробити висновок що дане питання не до кінця досліджено. Особливо це стосується дослідження елементів із пошкодженням стиснутої зони бетону, що є типовим дефектом, який становить значну небезпеку для подальшої безпечної експлуатації конструкцій, та врахування дії навантаження різного роду інтенсивності.

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 97 с. – (Національний стандарт України).

2. Клименко Е. В. Общий метод определения остаточной несущей способности поврежденных железобетонных конструкций / Е. В. Клименко, Т. А. Крутько, А. М. Исмаель — // — Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. - 2014. - Вып. 77. - С. 85-89.

3. Воскобийник, О.П. Експериментальні дослідження залізобетонних балок з дефектами та пошкодженнями, які викликають косий згин / О.П. Воскобийник, О.О. Кітаєв, Я.В. Макаренко, С.С. Бугасько / Збірник наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во). - Полтава: ПолтНТУ, 2011. - Вип.1(29). - С. 87-92.

4. Клименко Е. В. Остаточная несущая способность поврежденных железобетонных балок таврового профиля / Е. В. Клименко, Е. С. Чернева, Н. Д. Король, Мохаммед Исмаел Арез, И. В. Антонишина // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. - 2014. - Вип. 54. - С. 159-163.

5. Є.В. Клименко, О.С. Чернева, О.Д. Довгань, Арез Мохаммед Исмаел Вплив факторів пошкоджених таврових балок на величину їх руйнівного навантаження / Міжвузівський збірник "НАУКОВІ НОТАТКИ". Луцьк – 2013 – № 43. – С. 94-97.

6. Вознесенский В.А. Статические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях / Вознесенский В.А. – 2-е изд., испр. и доп. – М: Финансы и статистика, 1981. – 215 с.

7. М. І. Кадомцев, А. А. Ляпін, Шатилов Ю.Ю. Вібродіагностика будівельних конструкцій [Електронний ресурс] // «Інженерний вісник Дона », 2012 №3.

8. Wei Fan, Pizhong Qiao Vibration-based Damage Identification Methods: A Review and Comparative Study / Structural Health Monitoring, vol. 10, 1: pp. 83-111.

9. S. Park, S. Ahmad, C.-B. Yun, Y. Roh Multiple crack detection of concrete structures using impedance-based structural health monitoring techniques / *Experimental Mechanics*, , vol. 46, pp. 609-618.

10. Пузанов А.В., Улыбин А.В. Методы обследования коррозионного состояния арматуры железобетонных конструкций // *Инженерно-строительный журнал*. 2011. №7(25). С. 18-25

11. Єременко Б. М. Проектування інтелектуальної системи для діагностики технічного стану об'єктів будівництва / Б. М. Єременко // *Технологический аудит и резервы производства*. - 2015. - № 1(2). - С. 44-48.

1. Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia proektuvannia: DBN V.2.6-98:2009. – [Chynnyi vid 2011-07-01]. – К.: Minrehionbud Ukrainy, 2009. – 97 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy).

2. 36.Klymenko E. V. Obshchyi metod opredeleniya ostatochnoi nesushchei sposobnosti povrezhdennykh zhelezobetonnykh konstruktsiy / E. V. Klymenko, T. A. Krutko, A. M. Ysmael // *Stroytelstvo. Materialovedeniye. Mashynostroeniye. Seryia: Ynnovatsyonnye tekhnolohyy zhyznennoho tsykla ob'ektov zhylyshchno-hrazhdanskoho, promyshlennogo y transportnoho naznacheniya*. - 2014. - Выр. 77. - S. 85-89.

3. Voskobiinyk, O.P. Eksperimentalni doslidzhennia zalizobetonnykh balok z defektamy ta poshkodzhenniamy, yaki vyklykaiut kosyi zghyn / O.P. Voskobiinyk, O.O. Kitaiev, Ya.V. Makarenko, Ye.S. Buhaienko / *Zbirnyk nauk. prats (haluzeve mashynobud., bud-vo)*. - Poltava: PoltNTU, 2011. - Vyp.1(29). - S. 87-92.

4. Klymenko E. V. Ostatochnaia nesushchaia sposobnost povrezhdennykh zhelezobetonnykh balok tavrovoho profylya / E. V. Klymenko, E. S. Cherneva, N. D. Korol, Mokhammed Ysmael Arez, Y. V. Antonyshyna // *Visnyk Odeskoï derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury*. - 2014. - Vyp. 54. - S. 159-163.

5. Ye.V. Klymenko, O.S. Chernieva, O.D. Dovhan, Arez Mokhammed Ismael Vplyv faktoriv poshkodzhennykh tavrovyykh balok na velychynu yikh ruinvnoho navantazhennia / *Mizhvuzivskyi zbirnyk "NAUKOVI NOTATKY"*. Lutsk – 2013 – № 43. – S. 94-97.

6. Voznesenskiy V.A. Statycheskiye metody planirovaniya eksperymenta v tekhniko-ekonomycheskykh yssledovaniyakh / *Voznesenskiy V.A. – 2-e yzd., yspr. y dop.* – М: Фунысы y statystyka, 1981. – 215 s.

7. M. I. Kadomtsev, A. A. Liapin, Shatylov Yu.Iu. Vibrodiahnostyka budivelnykh konstruktsii [Elektronnyi resurs] // «Inzhenernyi visnyk Dona », 2012 №3.

8. Wei Fan, Pizhong Qiao Vibration-based Damage Identification Methods: A Review and Comparative Study / *Structural Health Monitoring*, vol. 10, 1: pp. 83-111.

9. S. Park, S. Ahmad, C.-B. Yun, Y. Roh Multiple crack detection of concrete structures using impedance-based structural health monitoring techniques / *Experimental Mechanics*, , vol. 46, pp. 609-618.

10. Puzanov A.V., Улыбин А.В. Методы обследования коррозионного состояния арматуры железобетонных конструкций // *Ynzhenerno-stroytelnyi zhurnal*. 2011. №7(25). С. 18-25.

11. Yeremenko B. M. Proektuvannia intelektualnoi systemy dlia diahnostryky tekhnichnoho stanu ob'ektiv budivnytstva / B. M. Yeremenko // *Tekhnolohycheskyi audyt y rezervy proyzvodstva*. - 2015. - № 1(2). - S. 44-48.



ОБСТЕЖЕННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ГРЕБЛІ МИГІЇВСЬКОЇ ГЕС НА Р. ПІВДЕННИЙ БУГ

ОБСЛЕДОВАНИЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ПЛОТИНЫ МИГЕЕВСКОЙ ГЭС НА Р. ЮЖНЫЙ БУГ

INSPECTION OF DAM TECHNICAL CONDITION OF THE MYHIIVSKA HPP ON THE SOUTHER BUH RIVER

Рябенко О.А., д.т.н., проф., Сунічук С.В., к.т.н., доц., Алексієвець В.І., к.т.н., доц., Іванюк А.М., к.т.н., доц., Алексієвець І.І., к.т.н., доц., (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Рябенко А.А., д.т.н., проф., Сунічук С.В., к.т.н., доц., Алексієвець В.И., к.т.н., доц., Іванюк А.Н., к.т.н., доц., Алексієвець И.И., к.т.н., доц., (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно)

Riabenko O.A., doctor of technical sciences, professor, Sunichuk S.V., candidate of technical sciences, associate professor, Alekseevec V.I., candidate of technical sciences, associate professor, Ivanyuk A.M., candidate of technical sciences, associate professor, Alekseevec I.I., candidate of technical sciences, associate professor (National University of Water and Environmental Engineering, Rivne)

Наведені результати обстеження технічного стану греблі Мигіївської ГЕС на р. Південний Буг. Визначені дефекти і пошкодження, які виникли в процесі експлуатації та встановлені причини їх появи.

Приведены результаты обследования технического состояния плотины Мигеевской ГЭС на р. Южный Буг. Определены дефекты и повреждения, возникшие в процессе эксплуатации и установлены причины их появления.

The results of the dam technical condition of the Myhiivska HPP on the Souther Buh river are given. The main demands of water users to operating regimes of Myhiivskyy hydroelectric complex are maintenance of hydrological river regime close to natural and guarantee the passing of minimum flows with value to ecological flows during low-flow period of dry year. The hydropower plant does not influence on daily and seasonal flow regulation of

the river. Coming flows pass through hydroelectric complex transitionally. The r. Southern Buh downstream hydroelectric complex is used for water supply of habitanсy (including drinking water), industry and agriculture, moreover for local shipping, recreation and amateur fishing. The defects and damages that arose during the operation and the reasons of their occurrence were determined. The inspection of the object was carried out in order to determine the actual technical condition of the dam in general and to provide recommendations for elimination of identified imperfections (defects, damages, physical deterioration) for safe further operating. To achieve the goal, the following tasks were set: preparatory work, visual inspection, instrumental inspection. A diving inspection of the dam that adjoins a hydropower plant was carried out on the upper water and tail water in relation to the river current. The strength of the concrete rubblework solution was fulfilled by the shock pulse method which relates to unbreakable methods of strength control.

Ключові слова:

Гребля, технічний стан, дефекти та пошкодження, розлом, промоїна, вир. Плотина, техническое состояние, дефекты и повреждения, разлом, промоина, водоворот.
 Dam, technical condition, defects and damages, break, washout, vortex.

Пріоритетним напрямом використання гідропотенціалу малих рік є будівництво і реконструкція малих та середніх ГЕС на рівнинних річках України. Починаючи з 2009 року, Кабінетом Міністрів України приймаються заходи щодо розвитку відновлювальних джерел енергії, у тому числі і малої гідроенергетики. Був прийнятий Закон України "Про внесення змін до Закону України "Про електроенергетику" щодо стимулювання використання альтернативних джерел енергії", Програма розвитку гідроенергетики до 2026 року та про встановлення "зеленого" тарифу.

У відповідності до Технічного завдання та ДСТУ-Н Б.В.1.2-18:2016 «Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану» проведено обстеження об'єкта: **“Гребля Мигіївської ГЕС на р. Південний Буг”** з метою визначення фактичного технічного стану греблі в цілому та надання рекомендацій щодо усунення виявлених недоліків (дефектів, пошкоджень, фізичного зносу) для безпечної подальшої експлуатації.

Для реалізації мети були поставлені наступні задачі: підготовчі роботи; візуальне обстеження; інструментальне обстеження.

Коротка характеристика об'єкта

Гідровузол Мигіївської ГЕС розміщений на р. Південний Буг в с. Мигія, Мигіївської сільської ради, Первомайського району, Миколаївської області.

Русло Південного Бугу в районі створу розподілено скельним островом на два рукава і характерне наявністю ділянок з порогами, які створюють зосереджене падіння ріки. У 1954 році виконано реконструкцію Мигійської гідроелектростанції за проектом Української філії «ГіпросільЕлектро». Потужність Мигійської ГЕС, після реконструкції та підвищенні напору до 4,35 м досягне 865 кВт.

Річка Південний Буг нижче Мигійського гідровузла використовується для водопостачання населення (в тому числі питного), промисловості та сільського господарства, а також для місцевого судноплавства, відпочинку та аматорського рибного лову.

Основною вимогою водокористувачів до режиму роботи Мигійського гідровузла є збереження гідрологічного режиму річки, близького до природного і забезпечення мінімальних витрат у меженний період маловодних років до величини екологічного попуску.

Режими роботи Мигійської ГЕС в передповеневий та меженний періоди встановлені та затверджені Технічною радою Південно-Бузького басейнового управління водних ресурсів (протокол №125 від 31.07.2017 р.) з наступними показниками:

Напір Мигійської ГЕС

- максимальний $H_{\text{макс}}=5,10$ м;
- розрахунковий $H_{\text{розра}}=4,35$ м;
- мінімальний $H_{\text{мін}}=3,00$ м.

Витрата ГЕС

- мінімальна $Q_{\text{мін}}=15,2$ м³/с;
- розрахункова $Q_{\text{розра}}=26,6$ м³/с.

Потужність ГЕС

Потужність ГЕС (встановлена на шинах ГЕС) – 865 кВт.

Потужність середньомісячна по року розрахункової забезпеченості – 788 кВт.

Виробіток електроенергії

Середній рік 50% забезпеченості – 6336 тис/кВт·год.

Рік 75% забезпеченості – 5793 тис/кВт·год.

Склад споруд ГЕС

В нинішній час гідровузол складається з будівлі ГЕС, кам'яно-накидної греблі з бетонним лицюванням напірної та зливної грані, водозливної греблі із бутової кладки на цементному розчині, льодозахисної стінки, аванкамери, підвідного та відвідного каналів. Для покращення умов водозбору води з річки, існуюча гребля подовжена до повного перекриття лівого рукава ріки. Довжина греблі – 206,7 м, максимальна висота – 3,5-4,0 м. Водозливна гребля складається із двох частин довжиною 71,5 м (гребля №1) і 135,2 м (гребля №2). Перша частина примикає безпосередньо до водозбору будівлі ГЕС і має невелику кривизну в плані, друга закінчується біля острова (рис. 1, 2).



Рис. 1. Загальний вигляд гідровузла Мигійської ГЕС

Водозливна гребля №1

Водозливна гребля №1 примикає безпосередньо до льодозахисної стінки водоприймача ГЕС (рис. 1). Побудована у 1924-1925 рр. разом з іншими спорудами станції. Ця гребля влаштована із кам'яної накиді, а верхова і низова грані греблі побудовані із монолітного бетону товщиною 0,2-0,4 м, укладеного безпосередньо на кам'яну накидь. Гребінь греблі має трикутну форму і не призначений для проїзду. Відмітка гребеню греблі $\Delta ГГ=55,39$ м і прийнята на відмітці підлоги машинної зали будівлі ГЕС, з метою недопущення затоплення її під час повеней.

Гребля №1 має невелику кривизну в плані з деяким розширенням примикаючої частини водосховища для забезпечення сприятливих умов при вході потоку до станції. Довжина греблі становить 71,5 м.

Під час обстеження в середній частині греблі №1 виявлено часткове руйнування низового укосу на двох ділянках Д1 і Д2. Пошкоджена ділянка Д1 знаходиться на відстані 45,0 м від льодозахисної стінки водоприймача. Довжина цієї ділянки становить 10,0 м, ширина – 2,0 м, висота – 1,0 м. Ділянка Д2 знаходиться на відстані 58,0 м від льодозахисної стінки водоприймача. Довжина цієї ділянки становить 6 м. пошкодження кріплення низового укосу водозливної греблі №1 на цій ділянці є незначним, проте для недопущення розвитку руйнувань у подальшій експлуатації об'єкта необхідно провести ремонт цієї ділянки греблі.

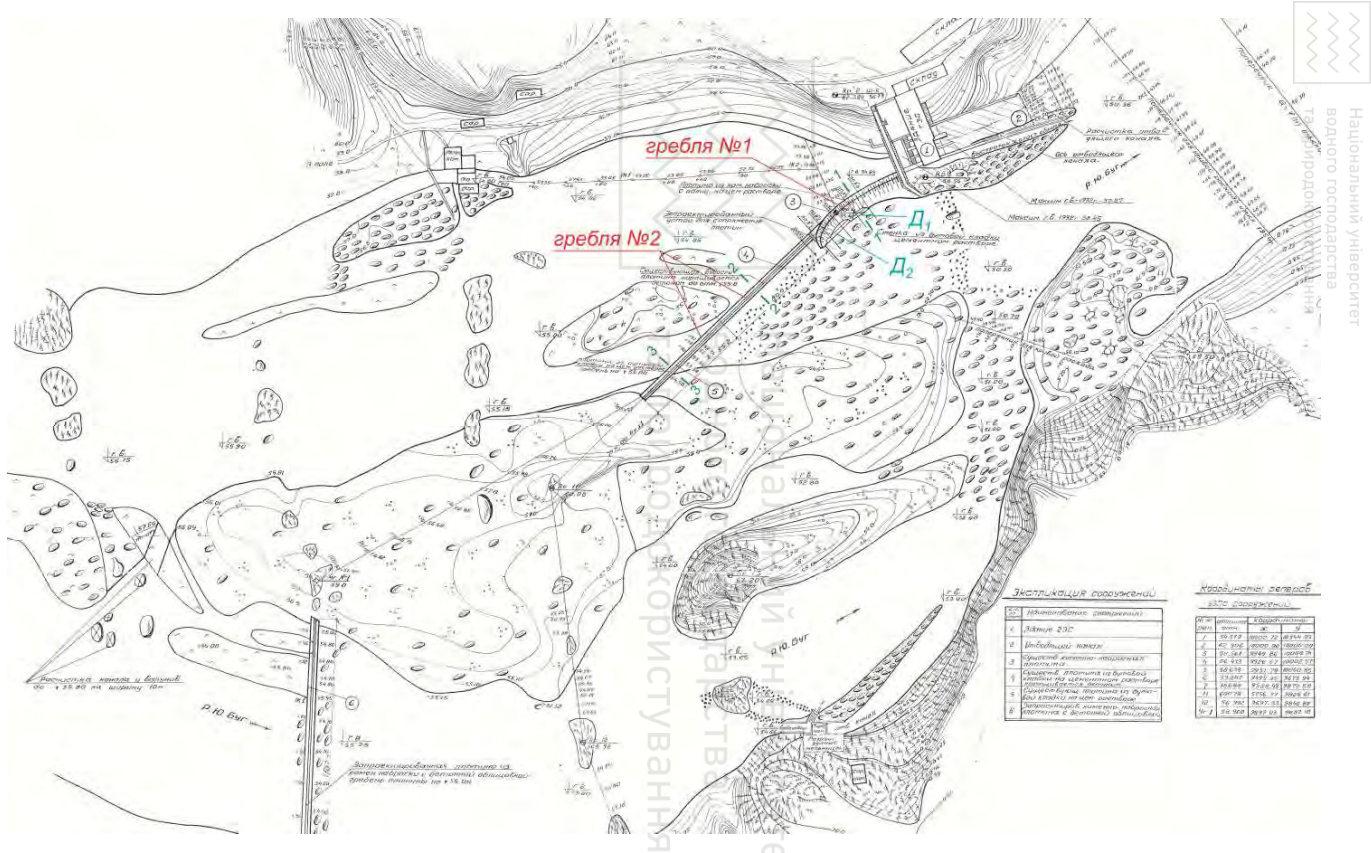


Рис. 2. Генеральний план гідровузла Мигійської ГЕС

Наявність зруйнованих ділянок викликана руйнуванням плити та бетонного упору і подальшим розмивом кам'яної накиді.

Конструкція водозливної греблі №1 характерна тим, що кам'яна накидь, яка знаходиться в середині тіла греблі, не має в'язучих (цементних чи інших) матеріалів і схильна до виносу дрібних фракцій накиді та подальшого осідання і руйнування накиді. В умовах зруйнованої бетонної захисної плити зверху накиді цей процес активно розвивається під час повеней та льодоходу. При цьому розміри зруйнованої частини збільшуються, а процес руйнування кам'яної накиді відбувається і під зруйнованою плитою кріплення низового укосу.

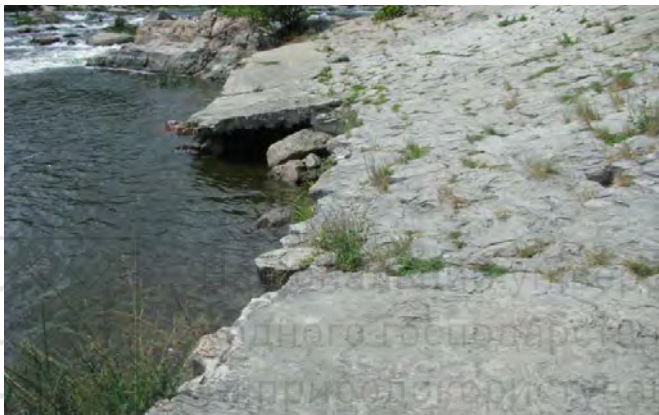


Рис. 3. Пошкоджена ділянка Д1 водозливної греблі №1

Водозливна гребля №2

Гребля №2 примикає до греблі №1 і закінчується біля острова. Призначена для відгородження лівої протоки р. Південний Буг від правої з метою направлення більшої частини стоку ріки (до 60%) на агрегати ГЕС, побудована у 1955 р., довжина її дорівнює 135,2 м. Гребля складається із двох частин довжиною відповідно 80,0 та 55,2 м, розділених деформаційним швом. При цьому сумарна довжина напірного фронту, створеного греблями №1 і №2 складає 200,2 м, а сумарна довжина гребель з врахуванням кінцевого заокруглення греблі №1 (який не несе напору і має дожину 6,5 м) дорівнює 206,7 м.

Водозливна гребля №2 влаштована із бутової накиді на цементному розчині. На першому етапі відмітка гребеню дорівнювала 54,5 м. Тоді гребля мала нахилену верхову грань з коефіцієнтом укосу $m_b=1,0$ та низову водозливну грань, окреслену за координатами Крігера-Офіцєрова. В процесі експлуатації Мигіївської ГЕС було визнано доцільним збільшити значення відмітки гребеню греблі №2 до величини 55,0 м, що на перших порах здійснювалося за допомогою дерев'яних щитів, які встановлювалися на гребені греблі. В результаті реконструкції гідровузла у 1961 р. гребля №2

була реконструйована з нарощенням бетонного оголовка до відмітки 55,0 м та влаштуванням на гребені горизонтальної вставки шириною 1,0 м. Спряження гребель №1 і №2 виконано у вигляді бетонного стояка.

Результати проведених натурних обстежень показали, що гребля № 2 має істотні пошкодження. Значна частина греблі деформована, є тріщини, розломи і промоїни в тілі греблі та відповідне просідання окремих елементів. У багатьох місцях бетон зруйнований. У тілі греблі є три наскрізні поперечні розломи (P1, P2, P3) дві великі промоїни в зоні гребеню (ПГ1, ПГ2), а також у трьох місцях руйнування підводної частини греблі біля дна з боку нижнього б'єфа (РД1, РД2, РД3).

Через розломи та промоїни значна частина витрати води ріки протікає в нижній б'єф, непопадаючи на турбіни, що у великій мірі зменшує ефективність роботи ГЕС. Досить великим є розлом P1, розташований на певній глибині від гребеню греблі з потужною течією води. У водосховищі перед цим розломом утворюється великий вир з вертикальною віссю обертання. Діаметр цього виру змінюється в часі і в окремі періоди доходить до 1,2 м (рис. 3). Віддалі від стояка, що розділяє греблі №1 і №2, до розломів P1, P2 і P3 становлять відповідно 42, 45 і 80 м.

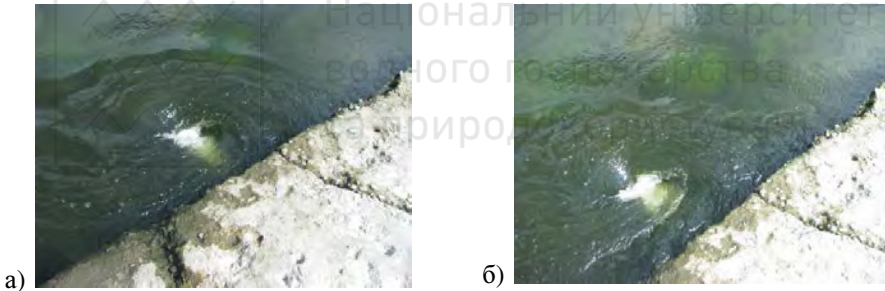


Рис. 3. Вирі у водосховищі перед розломом греблі

Перша промоїна гребеню греблі ПГ1 розташована на віддалі 47,0 м від стояка і має довжину 20,0 м (рис. 4). Глибина промоїни доходить до 1,1 м. Є просідання окремих елементів тіла греблі та вилучення із кладки каменів водним потоком. Верхня частина гребеню греблі, яка була нарощена у 1961 р. практично повністю зруйнована. На поверхні споруди є залишки арматури та металевих стержнів, що з'єднували верхню і нижню частини оголовка. Уламки бетону та брили каменю знаходяться на дні нижнього б'єфів.

Друга промоїна гребеню греблі ПГ2 починається на віддалі 90 м від стояка і примикає до острова (рис. 4). Довжина промоїни дорівнює 45 м, а глибина доходить до 1,3 м, спостерігаються великі просідання і зміщення окремих елементів греблі. Значна частина оголовка зруйнована, а окремі елементи верхньої частини оголовка (добудованої у 1961 р.) зірвані водним потоком і знаходяться у нижньому буфі на віддалі 3-4 м від греблі. На

поверхні зруйнованої частини споруди є залишки арматури та металевих стержнів, що з'єднували нижню і верхню зони оголовка. На дні потоку спереду і позаду греблі є багато уламків бетону та брил каменю.



а)



б)

Рис. 4. Промоїни гребеню греблі № 2

а) промоїна гребеню – ПГ1

б) промоїна гребеню – ПГ2

Руйнування придонної частини водозливної греблі №2 РД1, РД2, РД3 відбулися з боку нижнього б'єфа внаслідок силових дій водного потоку як відкритого наземного, так і підземного фільтраційного. Ці дії призвели до часткового руйнування основи споруди, виносу мілких фракцій ґрунту (суфозії) та наступного просідання і деформації окремих елементів кладки тіла греблі. Під час повеней та льодоходів, коли істотно збільшувалися швидкості і силові навантаження на елементи споруд, процес руйнування тіла греблі посилювався. При цьому руйнування поширювалися в глибину тіла греблі. Висота таких промоїн досягає до 1,0-1,2 м, але треба мати на увазі, що уламки кладки падають на дно, закриваючи при цьому уже раніше зруйновану частину греблі. Зверху промоїни є залишки арматури та металевих стержнів, що з'єднували нижню і верхню частини водозливної греблі.

Ширина зони розмиву тіла греблі (у глибину) становить 0,5-3,0 м. Нависання тіла греблі над підводними промоїнами є надзвичайно небезпечним для проведення більш детальних підводних обстежень.

Водозливна гребля №2 в описаних зонах руйнування знаходиться в аварійному стані. Особливо небезпечним є місця спів падіння поверхневих і підводних розломів, де товщини існуючої конструкції є невеликими, а загроза повного руйнування тіла греблі є реальною.

Висновки. 1. У ході візуального обстеження греблі Мигіївської ГЕС на р. Південний Буг виявлено та зафіксовано ряд дефектів і пошкоджень.



2. Оцінюючи стан водозливної греблі №1, можна зазначити, що у загальному гребля знаходиться у задовільному стані, а зруйновані ділянки Д1 і Д2 потребують відповідного ремонту.

3. Оцінюючи загальний стан водозливної греблі №2, можна відмітити, що позитивним моментом на цей час є те, що придонні зруйновані зони охоплюють лише частину ширини греблі і не є наскрізними. При цьому зараз немає надзвичайно небезпечної суцільної течії води із верхнього б'єфу у нижній. У випадку змикання поверхневих і підводних промоїн та прориву води верхнього б'єфу у нижній через донні промоїни руйнування греблі є неминучим і може відбутися у будь-який час. Для недопущення аварійної ситуації необхідно терміново провести капітальний ремонт водозливної греблі №2.

4. Через дефекти, пошкодження, розломи та промоїни, що виникли в процесі експлуатації греблі, значна частина витрати води ріки протікає в нижній б'єф, не потрапляючи на турбіни, що у значній мірі знижує ефективність роботи ГЕС.

5. Загальний технічний стан греблі Мигіївської ГЕС на р. Південний Буг характеризується таким чином:

- гребля №1 – задовільний;
- гребля №2 – непридатний до нормальної експлуатації.

1. ДСТУ-Н Б.В.1.2-18:2016 Настанова shchodo obstezhennia budivvel i sporud dlia vyznachennia ta otsinky i'kh tekhnichnogo stanu.

2. ДБН В.2.4-3:2010 Гідротехнічні споруди. Основні положення.

3. В.А. Пишкін. Гідротехнічні споруди. – Київ: Державне видавництво технічної літератури УРСР, 1953.

4. Рябенко О.А., Лутаєв В.В. Результати обстеження гідротехнічних споруд та обладнання Київських ГЕС і ГАЕС та Канівської ГЕС // Гідроенергетика України, №1, 2010. - С. 37-43.

5. Карамушка О.М. Мала гідроенергетика України. Стратегія та поточні проблеми розвитку. Погляд асоціації "Укргідроенерго" // Гідроенергетика України, №4, 2012. – С. 52-55.

6. Рябенко О.А., Лутаєв В.В. Сучасні тенденції в будівництві малих ГЕС в Україні // Гідроенергетика України, №2, 2012. – С. 45-49.

1. DSTU-N B.V.1.2-18:2016 Nastanova shchodo obstezhennia budivvel i sporud dlia vyznachennia ta otsinky yikh tekhnichnogo stanu.

2. DBN V.2.4-3:2010 Hidrotekhnichni sporudy. Osnovni polozhennia.

3. V.A. Pyshkin. Hidrotekhnichni sporudy. – Kyiv: Derzhavne vydavnytstvo tekhnichnoi literatury URSR, 1953.

4. Riabenko O.A., Lutaiev V.V. Rezultaty obstezhennia hidrotekhnichnykh sporud ta obladnannia Kyivskykh HES i HAES ta Kanivskoi HES // Hidroenerhetyka Ukrainy, №1, 2010. - S. 37-43.

5. Karamushka O.M. Mala hidroenerhetyka Ukrainy. Stratehiia ta potochni problemy rozvytku. Pohliad asotsiatsii "Ukrhidroenerho" // Hidroenerhetyka Ukrainy, №4, 2012. – S. 52-55.

6. Riabenko O.A., Lutaiev V.V. Suchasni tendentsii v budivnytstvi malykh HES v Ukraini // Hidroenerhetyka Ukrainy, №2, 2012. – S. 45-49.



МЕТОДИКА ОЦІНКИ НАДІЙНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННОЮ ОБОЙМОЮ

THE METHOD OF RELIABILITY EVALUATION OF REINFORCED CONCRETE BEAMS, STRENGTHENED BY REINFORCED CONCRETE JACKET

Титаренко Р.Ю., асп., Хміль Р.Є., к.т.н., доц. (Національний університет
«Львівська політехніка», м. Львів)

Tytarenko R. Yu., postgraduate student, <https://orcid.org/0000-0002-4550-6422>
(Lviv Polytechnic National University, Lviv), Khmil R. Ye., candidate of
technical sciences, Associate Professor, <https://orcid.org/0000-0001-7578-8750>
(Lviv Polytechnic National University, Lviv)

Розроблено принципovu методикy оцiнки надiйностi прямокутних залiзобетонних балок, пiдсиленних залiзобетонною обоймою при дiї навантаження. Запропоновано ряд контрольованих стохастичних параметрiв резерву несучої здатностi, а також рiвня навантаження таких конструкцiй в момент пiдсилення.

The technical literature (scientific articles, normative documents, manuals and recommendations) on the topic of theoretical research is analyzed and, on the basis of this analysis, the problems, which are not sufficiently studied as of today, are highlighted.

On the basis of the calculated model of normal cross section according to engineering methodology, adaptation of the existing methodology of reliability design and also using the fundamental thesis of probability theory, including the recommendations of its use for building constructions, the principal methodology of reliability evaluation (for determining the quantitative indices of reliability) of rectangular reinforced concrete (RC) beams, strengthened by RC jacket under loading, which simulating the real conditions of reconstruction, is developed.

According to the developed method, the number of controlled stochastic parameters of reserve of load capacity of RC beams after strengthening, is proposed. Among them are the following: compressive strength of concrete of existing beam and strengthening jacket, tensile strength and compressive strength of reinforcing bars (variability of strength parameters); dimensions of main and additional cross section (variability of geometric parameters). Additionally, the number of controlled stochastic parameters of acting loading level of RC beam at the moment of strengthening, is also proposed (variability



of the coefficients of use of cross sections of reinforcing bars and concrete of strengthening jacket).

Ключові слова:

Залізобетон, балка, підсилення, обойма, навантаження, стохастичність, ймовірність, безвідмовність, надійність, методика.

Reinforced concrete (RC), beam, strengthening, jacket, load, stochasticity, probability, failure-free, reliability, method.

Вступ. Станом на сьогоднішній день ймовірнісні методи розрахунку залізобетонних конструкцій стають все більш поширеними, адже дозволяють призначати гарантований рівень надійності того чи іншого конструктивного елемента на стадії проектування – у вигляді показника ймовірності безвідмовної роботи (кількісна оцінка надійності). Беручи до уваги той факт, що нині у світі також фіксується збільшення обсягів робіт із реконструкції (при цьому враховуючи фактори ефективності та економічності методів підсилення), а також продовжується робота з адаптації норм [1] в Україні, проблема оцінки надійності підсилених залізобетонних конструкцій, зокрема залізобетонною обоймою, набуває все більшого значення.

Аналіз останніх досліджень. Враховуючи суб'єктивність при підборі критеріїв забезпечення надійності, складність побудови математичних апаратів її розрахунку, а також контролю стохастичних параметрів резерву несучої здатності конструкцій, надійність згинаних залізобетонних елементів, підсилених при дії навантаження, стала предметом досліджень у світі відносно недавно – з кінця ХХ століття. При цьому лише в окремих роботах [2–5] було враховано фактор навантаження при підсиленні, а проблему розрахунку та оцінки надійності конструкцій, підсилених залізобетонною обоймою, на даний час, не було розроблено в принципі.

Приведені вище дослідження стосувались оцінки надійності конструкцій, підсилених при дії навантаження вуглепластиковим армуванням і в них було зафіксовано ряд очевидних недоліків, таких як здійснення об'ємних математичних розрахунків, використання законів розподілу випадкових параметрів, які не повністю відображають роботу саме будівельних конструкцій, а також, що головне, значний розкид отриманих коефіцієнтів безпеки (що не дозволяє використовувати отримані там результати в практиці проектування).

Тому пряма відсутність вивчення проблеми кількісної оцінки надійності залізобетонних згинаних елементів, підсилених залізобетонною обоймою при дії навантаження обумовлює проведення досліджень в цьому напрямку, в тому числі, розроблення принципової методики оцінки надійності.

Постановка мети і задач теоретичного дослідження. Метою теоретичного дослідження є розроблення принципової методики оцінки надійності прямокутних залізобетонних балок, підсилених залізобетонною

обоймою при дії навантаження, яка б відображала фактичні експлуатаційні умови роботи конструкції.

Досягнення поставленої мети передбачає виконання суміжних задач:

- включити в алгоритм розрахунку надійності стохастичні міцнісні та геометричні параметри резерву несучої здатності балки після підсилення;
- включити в алгоритм розрахунку надійності стохастичні параметри рівня діючого навантаження в момент підсилення.

Разом з тим припускаємо, що вищенаведені випадкові параметри є взаємнезалежні, а їх розподіл підлягає нормальному закону.

Методика теоретичного дослідження. Розробку принципової методики оцінки надійності ведемо на основі розрахункової моделі нормального перерізу відповідно до норм [6], а також адаптації до залізобетонних конструкцій методики [7]. При цьому використаємо загальновідомі положення теорії ймовірностей [8] та рекомендації їх застосування до будівельних конструкцій [9].

Отже, випадкове значення граничного згинального моменту \tilde{M}_{ult} , що сприймається балкою, підсиленою залізобетонною обоймою при дії навантаження, враховуючи наявність стиснутої арматури у верхній зоні основного перерізу конструкції (при збереженні умови $\xi \leq \xi_R$), запишемо наступним чином:

$$\begin{aligned} \tilde{M}_{ult} &= f(\tilde{\sigma}_c, \tilde{\sigma}_{c,add}, \tilde{\sigma}_s, \tilde{\sigma}_{s,add}, \tilde{\sigma}_{sc}, \tilde{b}, \tilde{b}_{add}, \tilde{d}'_{red}, \tilde{h}'_{add}, \tilde{\gamma}_{c,dis}^{add}, \tilde{\gamma}_{s,dis}^{add}) = \\ &= (\tilde{\sigma}_c \tilde{b} + 2\tilde{\sigma}_{c,add} \tilde{b}_{add} \tilde{\gamma}_{c,dis}^{add})(\tilde{x} - \tilde{h}'_{add})(\tilde{d}'_{red} + 0,5\tilde{h}'_{add} - 0,5\tilde{x}) + \\ &+ \tilde{\sigma}_{c,add} (\tilde{b} + 2\tilde{b}_{add}) \tilde{h}'_{add} \tilde{\gamma}_{c,dis}^{add} (\tilde{d}'_{red} + 0,5\tilde{h}'_{add}) + \tilde{\sigma}_{sc} A'_s (\tilde{d}'_{red} - a'), \end{aligned} \quad (1)$$

де $\tilde{\sigma}_c$, $\tilde{\sigma}_{c,add}$ – випадкові значення опору бетону на стиск, розташованого в існуючій балці та обоймі підсилення відповідно (для першої групи граничних станів); \tilde{b} , $2\tilde{b}_{add}$ – випадкові значення ширини основного та додаткового перерізу відповідно (рис. 1); $\tilde{\gamma}_{c,dis}^{add}$ – випадкове значення коефіцієнту використання перерізу бетону обойми підсилення (залежить від рівня навантаження на балку до підсилення); \tilde{h}'_{add} – випадкове значення висоти додаткового перерізу над верхньою стиснутою гранню основного перерізу (рис. 1); \tilde{d}'_{red} – випадкове значення приведенної відстані від верхньої стиснутої грані основного перерізу до центру ваги всієї розтягнутої арматури балки після підсилення (рис. 1); $\tilde{\sigma}_{sc}$ – випадкове значення опору стрижневої арматури на стиск, розташованої в існуючій балці; A'_s – площа

перерізу стиснутої арматури існуючої балки (рис. 1); a' – відстань від центру ваги стиснутої арматури до верхньої стиснутої грані бетону існуючої балки (рис. 1); \tilde{x} – випадкове значення висоти стиснутої зони перерізу балки після підсилення (рис. 1), яке в даному випадку знайдемо за формулою:

$$\tilde{x} = \frac{\sigma_s A_s + \sigma_{s,add} A_{s,add} \tilde{\gamma}_{s,dis}^{add} - \sigma_{sc} A'_s}{\sigma_c \tilde{b} + 2\sigma_{c,add} \tilde{b}_{add} \tilde{\gamma}_{c,dis}^{add}} - \frac{\tilde{\sigma}_{c,add} (\tilde{b} + 2\tilde{b}_{add}) \tilde{h}'_{add} \tilde{\gamma}_{c,dis}^{add}}{\tilde{\sigma}_c \tilde{b} + 2\tilde{\sigma}_{c,add} \tilde{b}_{add} \tilde{\gamma}_{c,dis}^{add}} + \tilde{h}'_{add}, \quad (2)$$

де σ_s , $\sigma_{s,add}$ – випадкові значення опору стрижневої арматури на розтяг, розташованої в існуючій балці та обойми підсилення відповідно; A_s , $A_{s,add}$ – площі перерізу розтягнутої арматури існуючої балки та обойми підсилення відповідно (рис. 1); $\tilde{\gamma}_{s,dis}^{add}$ – випадкове значення коефіцієнту використання перерізу арматури обойми підсилення (залежить від рівня навантаження на балку до підсилення).

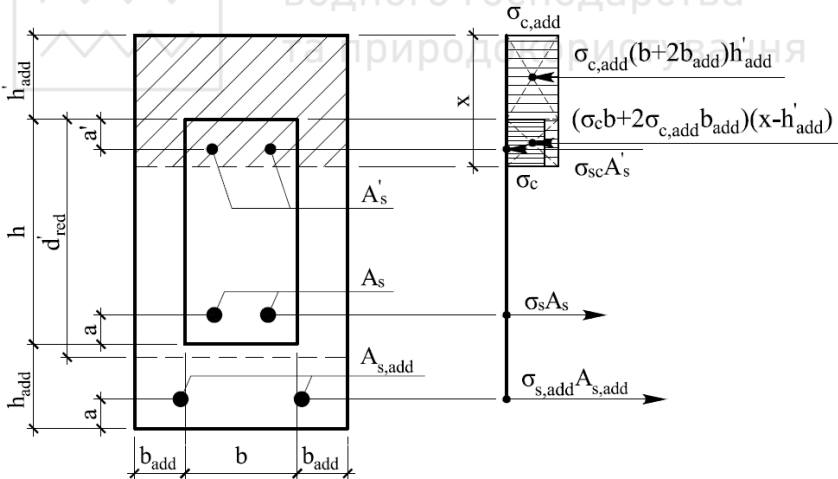


Рис. 1. Схема діючих зусиль і опора напружень в нормальному перерізі балки, підсиленої залізобетонною обоймою

Підставивши вираз (2) для \tilde{x} в формулу (1) для \tilde{M}_{ult} , з подальшим поетапним спрощенням, отримаємо:



$$\begin{aligned}
 & \tilde{M}_{ult} = (\sigma_s A_s + \sigma_{s,add} A_{s,add} \gamma_{s,dis}^{add}) \bar{d}'_{red} - \sigma_{sc} A'_s a' + \\
 & + \sigma_{c,add} \bar{h}'_{add}{}^2 (0,5\bar{b} + \bar{b}_{add}) \gamma_{c,dis}^{add} - \frac{0,5}{\sigma_c \bar{b} + 2\sigma_{c,add} \bar{b}_{add} \gamma_{c,dis}^{add}} \times \\
 & \times \left[\sigma_s^2 A_s^2 + \sigma_{s,add}^2 A_{s,add}^2 \gamma_{s,dis}^{add}{}^2 + \sigma_{sc}^2 A_s'^2 + \sigma_{c,add}^2 \bar{h}'_{add}{}^2 \gamma_{c,dis}^{add}{}^2 \times \right. \\
 & \quad \left. \times (\bar{b}^2 + 4\bar{b}\bar{b}_{add} + 4\bar{b}_{add}^2) \right] - \\
 & - \frac{\sigma_{s,add} A_{s,add} \gamma_{s,dis}^{add} (\sigma_s A_s - \sigma_{sc} A'_s) - \sigma_s A_s \sigma_{sc} A'_s}{\sigma_c \bar{b} + 2\sigma_{c,add} \bar{b}_{add} \gamma_{c,dis}^{add}} + \\
 & + \frac{\sigma_{c,add} (\bar{b} + 2\bar{b}_{add}) \bar{h}'_{add} \gamma_{c,dis}^{add} (\sigma_s A_s + \sigma_{s,add} A_{s,add} \gamma_{s,dis}^{add} - \sigma_{sc} A'_s)}{\sigma_c \bar{b} + 2\sigma_{c,add} \bar{b}_{add} \gamma_{c,dis}^{add}}. \quad (3)
 \end{aligned}$$

Математичне сподівання граничного згинального моменту \bar{M}_{ult} одержимо, підставивши в отриманий вище спрощений вираз (3) математичні сподівання випадкових аргументів.

Для знаходження стандарту граничного згинального моменту підсиленої балки \tilde{M}_{ult} визначаємо коефіцієнти D_{σ_c} , $D_{\sigma_{c,add}}$, D_{σ_s} , $D_{\sigma_{s,add}}$, $D_{\sigma_{sc}}$, $D_{\gamma_{c,dis}^{add}}$, $D_{\gamma_{s,dis}^{add}}$, D_b , $D_{b_{add}}$, $D_{d'_{red}}$, $D_{h'_{add}}$ – у вигляді часткових похідних функції $\bar{M}_{ult} = f(x_1, \dots, x_n)$ за змінними x_1, \dots, x_n :

$$\begin{aligned}
 D_{\sigma_c} &= \frac{\partial \bar{M}_{ult}}{\partial \sigma_c}; \quad D_{\sigma_{c,add}} = \frac{\partial \bar{M}_{ult}}{\partial \sigma_{c,add}}; \quad D_{\sigma_s} = \frac{\partial \bar{M}_{ult}}{\partial \sigma_s}; \quad D_{\sigma_{s,add}} = \frac{\partial \bar{M}_{ult}}{\partial \sigma_{s,add}}; \\
 D_{\sigma_{sc}} &= \frac{\partial \bar{M}_{ult}}{\partial \sigma_{sc}}; \quad D_{\gamma_{c,dis}^{add}} = \frac{\partial \bar{M}_{ult}}{\partial \gamma_{c,dis}^{add}}; \quad D_{\gamma_{s,dis}^{add}} = \frac{\partial \bar{M}_{ult}}{\partial \gamma_{s,dis}^{add}}; \quad D_b = \frac{\partial \bar{M}_{ult}}{\partial b}; \\
 D_{b_{add}} &= \frac{\partial \bar{M}_{ult}}{\partial b_{add}}; \quad D_{d'_{red}} = \frac{\partial \bar{M}_{ult}}{\partial d'_{red}}; \quad D_{h'_{add}} = \frac{\partial \bar{M}_{ult}}{\partial h'_{add}}, \quad (4)
 \end{aligned}$$

де σ_c , $\sigma_{c,add}$, σ_s , $\sigma_{s,add}$, σ_{sc} , $\gamma_{c,dis}^{add}$, $\gamma_{s,dis}^{add}$ – математичні сподівання параметрів міцності матеріалів й рівня навантаження; \bar{b} , \bar{b}_{add} , \bar{d}'_{red} , \bar{h}'_{add} – математичні сподівання параметрів геометрії перерізу після підсилення.



Далі запишемо вираз для знаходження стандарту граничного згинального моменту \hat{M}_{ult} :

$$\hat{M}_{ult} = \sqrt{D_{\sigma_c}^2 \sigma_c^2 + D_{\sigma_{c,add}}^2 \sigma_{c,add}^2 + D_{\sigma_s}^2 \sigma_s^2 + D_{\sigma_{s,add}}^2 \sigma_{s,add}^2 + D_{\sigma_{sc}}^2 \sigma_{sc}^2 + D_{\gamma_{c,dis}^{add}}^2 \gamma_{c,dis}^{add 2} + D_{\gamma_{s,dis}^{add}}^2 \gamma_{s,dis}^{add 2} + D_b^2 \hat{b}^2 + D_{b,add}^2 \hat{b}_{add}^2 + D_{d'_{red}}^2 \hat{d}'_{red}^2 + D_{h'_{add}}^2 \hat{h}'_{add}^2}, \quad (5)$$

де σ_c , $\sigma_{c,add}$, σ_s , $\sigma_{s,add}$, σ_{sc} , $\sigma_{\gamma_{c,dis}^{add}}$, $\sigma_{\gamma_{s,dis}^{add}}$, \hat{b} , \hat{b}_{add} , \hat{b}'_{red} , \hat{h}'_{add} – стандарти змінних x_1, \dots, x_n .

Для оцінки надійності балки після підсилення обчислюємо індекс надійності β :

$$\beta = \frac{\bar{M}_{ult} - M_{ult}}{\hat{M}_{ult}}, \quad (6)$$

де M_{ult} – розрахункова несуча здатність нормального перерізу підсиленої балки.

Насамкінець, на основі індексу надійності β , кількісну оцінку надійності конструкції – у вигляді показника ймовірності її безвідмовної роботи $P(\beta)$ – встановлюємо за допомогою функції помилок (функції Лапласа) $\Phi(\beta)$:

$$P(\beta) = 0,5 + \Phi(\beta). \quad (7)$$

Висновки. Розроблено принципову методику оцінки надійності прямокутних залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обоймою при дії навантаження. Дана методика дозволяє оперувати стохастичними міцнісними (бетон, арматурна сталь існуючої балки і обоями підсилення) й геометричними (основний, додатковий поперечний переріз) параметрами резерву несучої здатності, а також рівня навантаження таких конструкцій в момент підсилення (коефіцієнти використання перерізів арматури та бетону обоями підсилення).

1. Eurocode EN 1990:2002. Basis of structural design. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2002. 87 p.
2. Alsayed S. H., Siddiqui N. A. Reliability of shear-deficient RC beams strengthened with CFRP-strips // Construction and Building Materials. 2013. V. 42. P. 238–247.

3. Wang N. Y., Ellingwood B. R., Zureick A. H. Reliability-Based Evaluation of Flexural Members Strengthened with Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Composites // Journal of Structural Engineering-ASCE. 2010. V. 136. P. 1151–1160.

4. Trentin C., Casas J. R. Safety factors for CFRP strengthening in bending of reinforced concrete bridges // Composite Structures. 2015. V. 128. P. 188–198.

5. Lima J. L., Barros J. A. Reliability analysis of shear strengthening externally bonded FRP models // Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings. 2011. V. 164. P. 43–56.

6. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: Госстрой СССР, 1989. 80 с.

7. Пичугин С. Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий: монография. М.: Изд-во АСВ, 2011. 456 с.

8. Вентцель Е. С. Теория вероятностей / Высшая школа. М., 2001. 575 с.

9. Лычев, А. С. Надежность строительных конструкций: учеб. пособ. М.: Изд-во АСВ, 2008. 184 с.

1. Eurocode: Basis of structural design. EN 1990:2002 (2002). Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 87.

2. Alsayed, S. H., Siddiqui, N. A. (2013). Reliability of shear-deficient RC beams strengthened with CFRP-strips. Construction and Building Materials, 42, 238 – 247.

3. Wang, N. Y., Ellingwood, B. R., Zureick, A. H. (2010). Reliability-Based Evaluation of Flexural Members Strengthened with Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Composites. Journal of Structural Engineering-ASCE, 136, 1151–1160.

4. Trentin, C., Casas, J. R. (2015). Safety factors for CFRP strengthening in bending of reinforced concrete bridges. Composite Structures, 128, 188–198. 5. Lima, J. L., Barros, J. A. (2011). Reliability analysis of shear strengthening externally bonded FRP models. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings, 164, 43–56.

6. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции (1989). М.: Госстрой СССР, 80.

7. Пичугин, С. Ф. (2011). Надежность стальных конструкций производственных зданий: Монография. М.: Изд-во АСВ, 456.

8. Вентцель, Е. С. (2001). Теория вероятностей. М.: Высшая школа, 575.

9. Лычев, А. С. (2008). Надежность строительных конструкций: Учебное пособие. М.: Изд-во АСВ, 184.



УДК 624.01

Національний університет
водного господарства
та природокористування

ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗОВНІШНЬОЮ СТРИЖНЕВО – КОТКОВОЮ СИСТЕМОЮ

STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH AN EXTERNAL BAR-ROLL SYSTEM

Чеканович М.Г., к.т.н, проф., ORCID ID: 0000-0002-9110-4109, Журахівський В.П., викладач, Чеканович О.М., к.т.н, доц.(Херсонський державний аграрний університет)

Chekanovych M.G., candidate of technical sciences, professor, ORCID ID: 0000-0002-9110-4109, Zhurakhivskiy V.P., lecturer, Chekanovych O.M. candidate of technical sciences, assistant professor.

Розглянуто підсилення залізобетонних балок зовнішньою стрижнево – котковою системою. Проведено експериментальні дослідження. Визначено несучу здатність, прогини підсилених балок. Виконано порівняння характеристик підсилених балок з традиційними. Встановлено переваги методу підсилення балок зовнішньою стрижнево – котковою системою.

In the area of making reinforced concrete bending elements, the use of external strengthening systems, including steel rods and levers, is one of the directions for increasing rigidity, cracking strength and bearing capacity of beam constructions. They can be used to build and enhance the spans of buildings and structures.

The study presents the design of a system for strengthening reinforced concrete beams that provides adjustable longitudinal compression at the expense of the energy of external load and fuller use of strength properties of materials. The specific feature of the work of this structure is the possibility of unloading the upper compressed fiber of the beam through creating tensile force by external strengthening bars on the beam.

This structure of reinforced beams was made and experimentally investigated. The strengthening system included external steel reinforcement in the form of two flexible bars and guide elements, located symmetrically on the lateral surface at the ends of the beam. The class of concrete of experimental beams was C35 / 45. A-240C was accepted as the class of the working bars.

In the course of experimental studies of the proposed reinforcing system, which includes external flexible steel bars and guiding parts for creating regulated compression, was determined that the system allowed unloading the upper compressed fiber of the beam through the tensile force of external

strengthening bars on the beam. Along with a 4.42-time increase in strength compared with the conventional reference samples, it became possible to significantly reduce deformability.

Ключові слова:

Залізобетонна балка, підсилення, зовнішня гнучка сталевая арматура, прогини, деформації, міцність.

reinforced concrete beam, strengthening, external flexible steel bars, deflection, deformations, strength.

Вступ. В області створення обтиснених залізобетонних згинальних елементів застосування зовнішніх систем підсилення, що включають сталеві стрижні та важелі, є одним з напрямків підвищення жорсткості, тріщиностійкості та несучої здатності балкових конструкцій. Вони можуть застосовуватися при зведенні і підсиленні прольотів будівель та споруд.

Аналіз останніх досліджень. Як відомо, не завжди ефект від застосування затяжок є повністю позитивним. Наприклад, горизонтальні і шпренгельні затяжки можуть прискорити руйнування верхньої зони балкової конструкції. При навантаженні переармованого згинаного елемента можливе його руйнування по стисненій зоні бетону. Отже, важливою науковою проблемою є створення ефективної системи підсилення залізобетонних згинаних елементів, яка б могла регулювати зусилля в балковому елементі і компенсувати негативний вплив зовнішнього навантаження, при цьому в повній мірі використовуючи властивості бетону і сталі елемента, що підсилюється [1-5].

Постановка мети досліджень. Метою роботи є ефективно відновлення і підвищення несучої здатності залізобетонних балок новою зовнішньою стрижневою – котковою системою та дослідження деформованого стану таких згинальних елементів.

Методика досліджень. Авторами розроблено конструкцію підсилення залізобетонних балок, що передбачає регульований поздовжній обтиск за рахунок енергії зовнішнього навантаження та більш повного використання властивостей міцності матеріалів (Патент №109379 [6]). Особливістю роботи даної конструкції є можливість розвантаження верхньої стиснутої грані балки, шляхом створення зусилля розтягу дією зовнішньої арматури підсилення на балку.

Дана конструкція підсилення балок була виконана і експериментально досліджена. Система підсилення включала зовнішню сталеву арматуру у вигляді двох гілок та направляючих елементів, що розташовувалися симетрично на бічній поверхні по кінцях балки. Клас бетону експериментальних балок був С35/45. Клас робочої арматури був прийнятий А-240С. Розміри та деталі армування балок представлені на рис. 1.

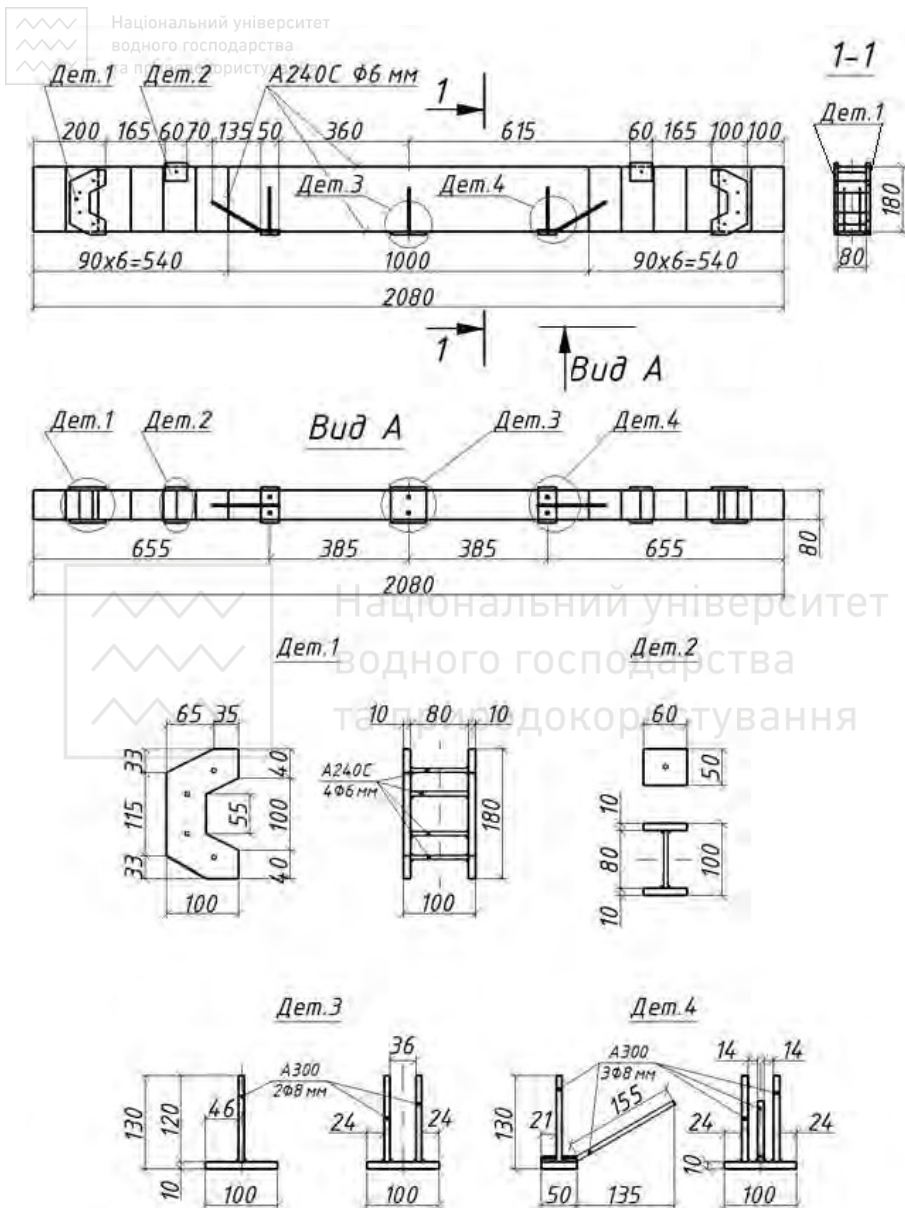


Рис. 1. Схема армування дослідних зразків балок, підсилених запропонованою конструкцією

Було випробувано серію еталонних балок без підсилення та дві серії підсиленних балок. Маркування балок було наступне: літери вказують на наявність чи відсутність конструкції підсилення, цифра – номер серії. Характеристики системи підсилення балок наведені у табл. 1. В таблиці відстань від опори до місця кріплення нижнього кінця гнучкого стрижня на балці позначено як k .

Таблиця 1.

Характеристики системи підсилення балок

№	Серія балок	Діаметр котка, d , мм	Кількість стрижнів підсилення, n	Характеристика направляючої деталі, c , мм	Вид підсилення	k , мм
1	БО	-	-	-	-	-
2	БП-VI	55	2	70	Стрижнево-коткове	620
3	БП-VII	55	2	70		185

Загальний вигляд системи підсилення з направляючими деталями та гнучкими сталевими стрижнями представлено на рис. 2.



Рис. 2. Загальний вигляд підсиленої серії балок під час випробування.



Рис. 3. Випробування залізобетонних балок, підсилені зовнішньою сталевую гнучкою арматурою, серії БП-VII

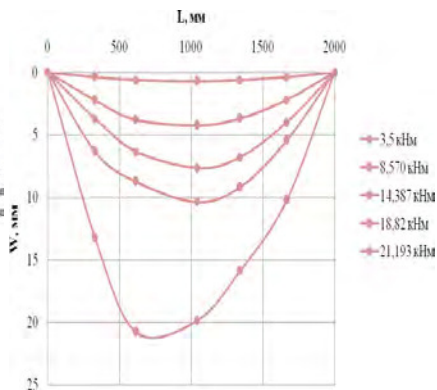
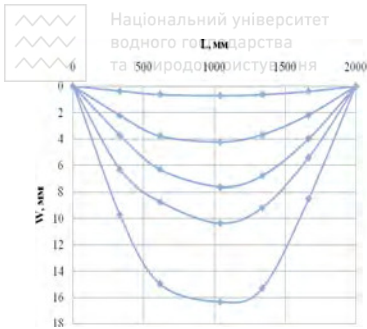
Результати досліджень. Результати випробування еталонної серії та двох серій підсилені балок представлені у табл.1.

Таблиця 2.
Несуча здатність підсилені серії балок та серії звичайних балок

Найменування балки	Максимальний згинальний момент, M , кНм	Відповідний прогин посередині прольоту w , мм
БО	4,79	14,29
БП-VI	15,69	15,04
БП-VII	21,193	19,85

З двох серій балок, підсилені зовнішньою сталевую гнучкою арматурою без важелів, найбільш ефективною - $M=21,193$ кНм виявилася серія БП-VII із закріпленням гілки арматури у вигляді двох паралельних стержнів $\varnothing 5$ мм на нижній грані балки на відстані 185 мм від опори і діаметром котка посередині прольоту $d_k=55$ мм.

В рамках експериментальних досліджень вивчався характер деформування підсилені балок серії (БП-VI та БП-VII) в ході збільшення зовнішнього навантаження. Прогини підсилені балок представлені графіками на рис. 4 і 5. Деформування серії еталонних балок БО наведено на рис. 5.



а) б)

Рис. 4. Епюри прогинів підсиленних балок серії БП-VI -а) і балок серії БП-VII -б) при фіксованих значеннях згинального моменту

Ефект від підсилення за прогинами представлений у таблиці 2 та на графіках прогинів балок серії БП-VI та БП-VII та БО при $M=4,791$ кНм (рис. 5). Вказана величина моменту відповідає несучій здатності балок серії БО.

Таблиця 2. Прогини підсиленних серій балок та серії звичайних балок

Найменування балки	Згинальний момент, M , кНм	Відповідний прогин посередині прольоту W , мм
БО	4,79	14,29
БП-VI	4,79	0,897
БП-VII	4,79	0,621

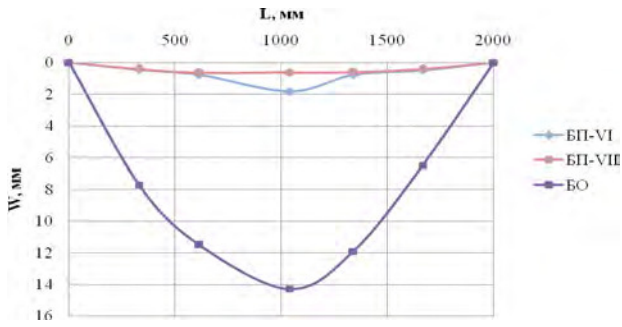


Рис. 5. Прогини балок серій БП-VI і БП-VII та еталонної БО при $M=4,791$ кН м

Як видно з рис. 5. найбільш жорсткою виявилася серія підсилених балок БП-VII. Так при досягненні моментами величини несучої здатності 4,791 кНм – для серії БО, максимальні прогини балок БП-VII були набагато меншими за прогини балок без підсилення.

Для порівняння жорсткості двох серій підсилених балок БП-VI та БП-VII побудовано залежності, представлені на рис. 6. Результати представлені у таблиці 3.

Таблиця 3.

Прогини підсилених серій балок

Найменування балки	Згинальний момент, M , кНм	Відповідний прогин посередині прольоту w , мм
БП-VI	15,693	14,407
БП-VII	15,693	7,403



Рис. 6. Прогини підсилених серій балок БП-VI та БП-VII при $M=15,695$ кНм

З двох серій підсилених балок більш жорсткою виявилася серія БП-VII. При величині моменту $M=15,695$ кНм, що відповідає серії БП-VI зменшення прогинів балок серії БП-VII склало 2,12 разів у порівнянні із серією БП-VI. Інтенсивність зростання прогинів збільшувалась із зростанням навантаження. Асиметричність графіків при високому рівні навантаження пояснюється характером тріщиноутворення. Так в балці серії БП-VII прогини більші зі сторони збільшеного за величиною розкриття тріщин в розтягнутій зоні.

Висновки. За результатами експериментальних досліджень запропонованої системи підсилення залізобетонних балок, що включає гнучку сталеву зовнішню арматуру та направляючі деталі для створення регульованого обтиску встановили, що система дозволила розвантажити верхню стиснуту грань балки, шляхом створення зусилля розтягу дією

зовнішньої арматури підсилення на балку. Разом із підвищенням міцності до 4,42 рази у порівнянні із звичайним еталонними зразками вдалося значно зменшити показники деформативності. Встановлено, що найбільш ефективною виявилася серія балок БП-VII із закріпленням гнучкої арматури на нижній грані балки на відстані 185 мм від опори.

1. Бабич В. С. Практичний метод розрахунку прогинів залізобетонних балок за ДСТУ В В.2.6-156: 2010 / Бабич В. С. // Комунальне господарство міст : наук.-техн. зб. – 2012. – № 101. – Харків : ХНУМГ, 2012.

2. Губій М.М. Проектування ремонту й підсилення будівель і споруд із застосуванням сучасних матеріалів і технологій: навчальний посібник, 2-ге видання, стереотипне/ М.М. Губій, Р.М. Ахмеднабієв. - Х.: Тимченко, 2009. –С.166-175.

3. Лаххам Х. Рациональные схемы локального предварительного напряжения изгибаемых элементов/ Х. Лаххам, М. Рифаи, Г.Ш. Салия // Материалы конф.: Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях. - Сумы: Мрия, 1994. - С.69-70.

4. Салия Г.Ш. Локально предварительно напряженные элементы с арматурой А-III/ Г.Ш. Салия// Збірник наукових статей: Проблеми теорії і практики залізобетону. - Полтава, 1997. - С. 410-413.

5. Шагин А.Л. Конструкции с локальным предварительным напряжением/ А.Л. Шагин// Материалы конф.: Научно-практичные проблемы современного железобетона. – К., 1996.- С. 193-196.

6. Пат. №109379 Україна, МПК Е 04С 3/20. Конструкція балкова/ Чеканович М.Г., Журахівський В.П., Чеканович О.М.; заявник і патентовласник: ЧекановичМ.Г. - №а 201410316; заявл.22.09.2014; опубл. 25.02.2015, Бюл. № 4.

1. Babych V. Ye. Praktychnyi metod rozrakhunku prohyniv zalizobetonnykh balok za DSTU В В.2.6-156: 2010 / Babych V. Ye. // Komunalne hospodarstvo mist : nauk.-tekh. zb. – 2012. – № 101. – Kharkiv : KhNUMH, 2012.

2. Hubii M.M. Proektuvannia remontu y pidsylennia budivel i sporud iz zastosuvanniam suchasnykh materialiv i tekhnolohii: navchalnyi posibnyk, 2-he vydannia, stereotypne/ М.М. Hubii, R.M. Akhmednabiiiev. - Kh.: Tymchenko, 2009. –S.166-175.

3. Lakhkham X. Ratsyonalnye skhemy lokalnoho predvartelnoho napriazheniya yzghybaemykh elementov/ X. Lakhkham, M. Ryfay, H.Sh. Salyia // Materyaly konf.: Sovershenstvovanye stroytelnykh materialov, tekhnolohiy y metodov rascheta konstruksiy v novykh ekonomycheskykh uslovyiakh. - Sумы: Mryia, 1994. - S.69-70.

4. Salyia H.Sh. Lokalno predvartelno napriazhennyye elementy s armaturoi А-III/ H.Sh. Salyia// Zbirnyk naukovykh statei: Problemy teorii i praktyky zalizobetonu. - Poltava, 1997. - S. 410-413.

5. Shahyn A.L. Konstruksyy s lokalnym predvartelnym napriazheniyem/ А.Л. Shahyn// Materyaly konf.: Naukovo-praktychni problemy suchasnoho zalizobetonu. – К., 1996.- S. 193-196.

6. Pat. №109379 Ukraina, MPK E 04S 3/20. Konstruktssiia balkova/ Chekanovych M.H., Zhurakhivskiy V.P., Chekanovych O.M.; zaiavnyk i patentovlasnyk: ChekanovychM.H. - №a 201410316; zaiavl.22.09.2014; opubl. 25.02.2015, Biul. № 4.



УДК 624.01

Національний університет
будівництва та господарства
та природокористування

НАВАНТАЖЕННЯ І ДЕФОРМАЦІЇ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ГНУЧКОЮ ЗОВНІШНЬОЮ АРМАТУРОЮ

LOADING AND DEFORMATIONS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED WITH FLEXIBLE EXTERNAL BARS

Чеканович М.Г., к.т.н, проф., ORCID ID: 0000-0002-9110-4109, Романенко С.М., ст. викладач, ORCID ID: 0000-0002-0443-3896, Андрієвська Я.П. аспірант, ORCID ID: 0000-0003-3052-2515 (Херсонський державний аграрний університет)

Chekanovich M.G., candidate of technical sciences, professor, ORCID ID: 0000-0002-9110-4109, Romanenko S.M. senior lecturer, ORCID ID: 0000-0002-0443-3896, Andrievska Y.P. post-graduate student, ORCID ID: 0000-0003-3052-2515

В статті наведено результати експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених новою конструктивною системою, що включає зовнішню сталеву арматуру. Конструкція розтягує безпосередньо верхню стиснуту під навантаженням зону балки і забезпечує високу її несучу здатність та знижує деформації, прогин.

Strengthening of reinforce-concrete structures is one of the most promising directions in the practice of reconstruction and building which allows getting a considerable technical and economic effect. A new system of strengthening of reinforced concrete beams has been developed. The system of strengthening includes a tie and external transversal bars. Transversal bars have a broken contour. Such a contour reduces stress in transversal bars and increases the efficiency of the system of strengthening.

Two series of twin beams have been experimentally studied. These beams had an identical reinforcement framework and were made from one and the same batch of concrete. The beams of the reinforced series are strengthened with external bars. Laboratory research on the loading – deformations dependence in beams was also conducted. The loading pattern envisaged load application at the third-points of beam span. Fibre deformations and beam deflection were determined. Crack initiation and crack width were registered in the concrete of beams.

Loading was increased until beam failure. As a result of measurements there were built load – deflection - fibre deformations plots. The effect of strengthening system was evaluated. The application of the proposed system

of strengthening allowed increasing the bearing capacity of beams up to four times. Beam deflection was significantly reduced. Crack resistance of beams has been enhanced.

The proposed system of strengthening reinforced concrete beams can be effectively used in the process of reconstruction and building.

Ключові слова: Затяжка, напруження, деформації, міцність, залізобетонна балка, підсилення, зовнішня сталева арматура, несуча здатність, tie, stress, deformations, strength, reinforced concrete beam, strengthening, external steel bars, bearing capacity.

Вступ. Реконструкція та капітальний ремонт – це основні види будівництва, де застосовується посилення несучих конструкцій в зв'язку надбудовою, перебудовою, розширенням, а також з заміною та (або) відновленням несучих будівельних конструкцій. Посилення конструкцій виконується також через втрату несучої здатності, що знизилася від фізичного зносу в процесі експлуатації, перевантаження, нерівномірного осідання фундаментів, пожежі і т.п. Зазвичай посиленню підлягають несучі конструкції, які розташовані в торгових, складських і виробничих приміщеннях у зв'язку з технічним переозброєнням чи модернізацією виробництва.

На виробництвах з часто змінюваним технологічним обладнанням проектування конструкцій підсилення здійснюють з урахуванням можливості подальшого збільшення навантажень. При новому будівництві посиленню підлягають конструкції в зв'язку зі змінами проектних рішень або ж через порушення стандартів якості використаних будівельних матеріалів.

Аналіз останніх досліджень. Підсилення залізобетонних конструкцій є одним з найбільш перспективних напрямків в практиці реконструкції і дозволяє одержати значний техніко-економічний ефект. На сьогоднішній день існує значна кількість традиційних методів підсилення залізобетонних конструкцій.

В працях Голишева О.Б., Ткаченко І.Н., Хило Е.Р., Поповича Б.С., Шагина О.Л., Гвоздева О.О., Онуфрієва Н.М., Стороженка Л.М. приділялась увага збільшенню поперечного перерізу конструктивних елементів, що характеризується збільшенням власної ваги конструкції [1-4].

Влаштування допоміжних конструкцій у вигляді зовнішніх тяжів, поясів, підпірних стійок, шпренгелів призводить до змін архітектурного виду будівлі та значним витратам матеріальних ресурсів та часу. Це досліджували і запропонували нові методи підсилення Єгоров В.В., Алексашкін Є.Н., Божко В.А., Білозір В.В., Yoshida, E., Murakoshi, J., Tanaka Y., Okamura H., Higai T., Baluch, M. H., Ziraba, Y. N., Azad A. K., Sharif A. M., Irwin C.F., Roberts T. M., Wörner R., Schäfer H.G. [5-6].

Підсилення конструкцій полімербетоном, фібробетоном, шляхом приклеювання до розтягнутої або стиснутої зони конструкції таких

ефективних матеріалів як вуглеволокно займались вітчизняні та, зокрема, німецькі вчені: Климпуш М. Д., Кваша В. Г., Мельник І. В., Мурин А.Я. [6], Конончук О.П., Борисюк О.П., Eberline D.K., Klaiber F.W., Dunker K., Basler M., Labossière P., Scherer H.G., Curbach M., Jesse F. [8], Offermann P., Hausding J., Köckritz U. [7].

Постановка мети і задач досліджень. Метою роботи є ефективне зміцнення залізобетонних згинаних елементів новою системою розтяжок та дослідження напружено - деформованого стану таких згинальних елементів.

Для досягнення зазначеної мети сформульовані задачі дослідження:

1. Удосконалити нову систему підсилення залізобетонних елементів шляхом раціонального розташування зтяжок (стрижнів) і встановлення обґрунтованого їх перерізу;
2. Провести експериментальні дослідження несучої здатності і деформативності залізобетонних елементів з пропонованою системою підсилення з сталевими зтяжками і поперечними стрижнями.
3. Оцінити ефект від застосування залізобетонних балок, підсилених поздовжньо-поперечною зовнішньою системою з поперечними стрижнями ламаного контуру.

Методика досліджень. Проведенні експериментальні дослідження. З одного складу бетонної суміші було виготовлено дві серії дослідних зразків залізобетонних балок, куби з ребром завдовжки 100 мм та 150 мм, призми. Усі зразки-куби і призми були випробувані у розрахунковому віці на стиск. Згідно ДСТУ Б В.2.7-214:2009 визначали міцність бетону на стиск, як статистично обґрунтоване значення за результатами випробування серії з трьох зразків. Міцність бетону на стиск складала – 35 МПа. Результати визначення міцності бетону оцінювались згідно з ДСТУ Б В.2.7-224. Клас бетону за міцністю на стиск - С20/25.

Випробувалось дві серії основних дослідних зразків балок. Серія звичайних залізобетонних балок позначалася маркуванням – БО-II-1 (2). Серія підсилених зовнішньою системою залізобетонних балок маркувалася як БП-IV-1 (2). Зовнішня система підсилення була виготовлена згідно патенту [8].

Залізобетонні балки виготовлялися у лабораторії «ЛБМіК» довжиною 2100 мм з розмірами поперечного перерізу 200×100 мм. Просторовий каркас залізобетонної балки виготовлений з гладкої арматури діаметром Ø6A240С. Довжина каркасу 2080 мм, ширина 80 мм, висота 180 мм. Поперечне армування каркасу виконано з арматури діаметром Ø6 A240С з кроком 110 мм на чверть довжини балки. До арматурного каркасу до початку бетонування були приварені закладні деталі.

Залізобетонні балки серії БП-IV були посилені шляхом встановлення зовнішньої системи, яка містить зтяжку, закріплену по кінцях на балці, взаємодіючу посередині з натяжним елементом, що опирається на нижню грань балки, і поперечну зовнішню арматуру, взаємодіючу у приопорних

зонах балки з верхньою і нижньою її гранями, а в середній частині взаємодіючу з затяжкою.⁸ Поперечні стрижні підсилення та затяжка виконані з арматури періодичного профілю Ø8 А400С. Діаметр котка посередині прольоту прийнято $d_k=55\text{мм}$. Схема підсилення залізобетонної балки БП-IV-2 представлена на рис. 1.1. Тут верхня частина поперечних стрижнів ламаного профілю розташована під кутом 65° , а нижня - 15° до горизонталі.

Зразки випробовувалися після досягнення бетоном проектної міцності, але не раніше, ніж через 28 діб після бетонування. Балки завантажували за допомогою гвинтового домкрату та розподільчої траверси двома зосередженими силами, які були прикладені до верхньої грані балки в третинах прольоту.

Значення зусиль визначали за допомогою тарованих кільцевих динамометрів. Розрахунковий проліт балки склав 2000 мм. Прогини балок фіксували за допомогою індикаторів годинникового типу, які кріпилися на спеціальну металеву рамку.

Протягом проведення експерименту спостерігали за тріщиноутворенням. Утворення тріщин виявляли візуально і за допомогою мікроскопа МПБ-2, за допомогою якого також визначали ширину розкриття тріщин. Відліки за індикаторами, динамометрами та фіксацію тріщин проводили після кожного ступеня навантаження після витримки до 15 хв..

Схема випробування балок серії БО-II традиційна з симетричним навантаженням у третинах прольоту балки. Вага балки БО-II-1 з обладнанням складала 117,3 кг. При проведенні експерименту появу перших тріщин в нижній розтягнутій зоні балки зафіксовано при навантаженні 5,03 кН. При навантаженні 5,12 кН в балці значення розкриття тріщин було близьким до 0,5 мм. Перед руйнуванням ширина розкриття тріщини, що знаходилася по середині балок, досягала - 4,0 мм. Руйнування балки відбулося по арматурі розтягнутої зони в зоні чистого згину при навантаженні 5,35 кН.

Схема випробування та загальний вигляд випробування балки БП-IV-2 показані на рис. 1.1 і на рис. 1.2 у вигляді фотографії. Поперечні стрижні використані у системі підсилення ламаного контуру.

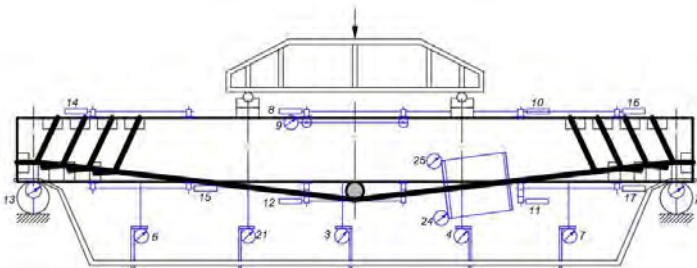


Рис. 1.1. Схема підсилення і випробування балки БП-IV-2



Рис. 1.2. Загальний вигляд випробування балки БП-IV-2

Після кожного ступеня навантаження визначалася ширина розкриття тріщин з визначенням тріщини з максимальним розкриттям. Утворення перших тріщин в нижній розтягнутій зоні балки зафіксовано при навантаженні 8,3 кН. При збільшенні навантаження виникали нові тріщини і зростала ширини розкриття існуючих тріщин. Перед руйнуванням ширина розкриття максимальної тріщини складала 1,2 мм. При значенні максимального розкриття тріщини 0,5 мм навантаження складо 14,25 кН. В результаті подальшого навантаження руйнування відбулося через вичерпання несучої спроможності системи підсилення балки. Максимальне зафіксоване навантаження, що витримала підсилена балка складо 21,5 кН.

Результати досліджень. На основі даних експериментальних досліджень були побудовані загальні діаграми фібрових деформацій бетону і прогинів по середині прольоту дослідних балок (рис. 1.3 і рис. 1.4).

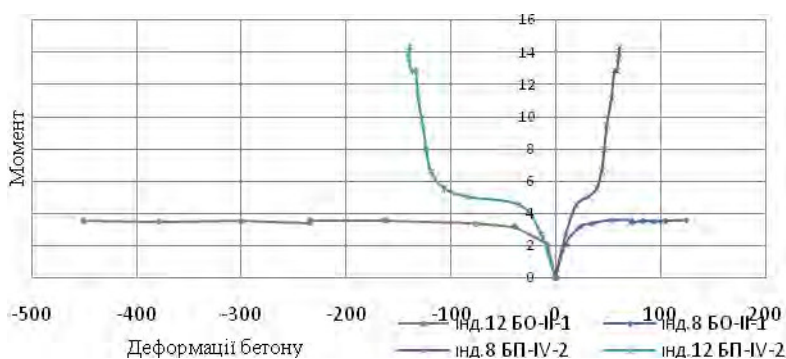


Рис. 1.3 Діаграми фібрових деформацій бетону по середині прольоту балок

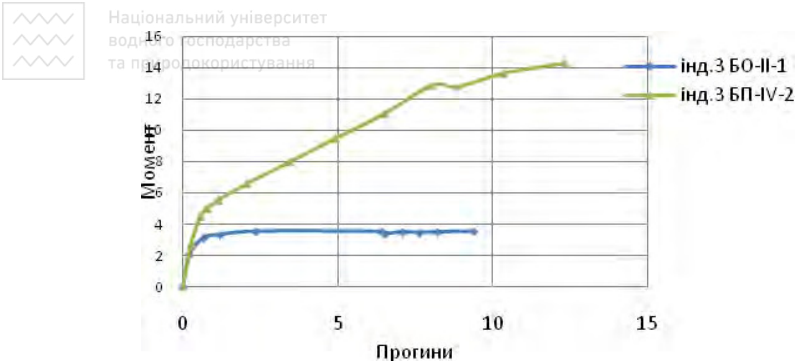


Рис. 1.4. Діаграма залежності «прогин – згинальний момент» для звичайної та підсиленої балок

Під час випробовування підсиленої балки серії БП-IV на поздовжній арматурі було встановлено два індикатори годинникового типу на спеціальних тримачах. Після обробки результатів, отриманих у ході експерименту, було побудовано графік залежності деформацій арматури від прикладеного згинального моменту до балки. Графік представлений на рис. 1.5.

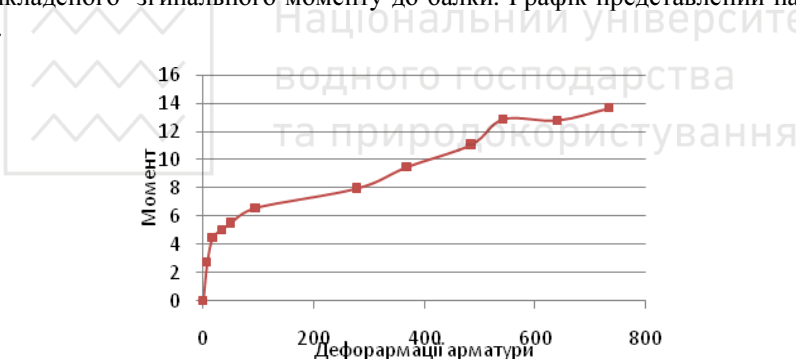


Рис. 1.5. Графік деформацій арматури за результатами вимірювань балки БП-IV-2

Висновки. Отримані експериментальні дані залежності навантаження і деформацій залізобетонних балок, підсилених зовнішньою системою з поперечними стрижнями ламаного контуру. Їх несуча здатність характеризується максимальним згинальним моментом, що склав: для звичайних балок - $M = 3,57 \text{ кН}\cdot\text{м}$, а для підсилених - $M = 14,33 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

За результатами випробування підсилених і звичайних балок встановлено, що залізобетонні балки підсиленої серії БП-IV витримали навантаження близько чотирьох разів більше, ніж звичайні балки серії БО-II. Деформативність підсилених балок була значно меншою порівняно з еталонними звичайними балками.

Таким чином, підсилення поздовжньо-поперечною зовнішньою системою є ефективним засобом, у результаті якого значно підвищується несуча здатність балок та зменшується їх деформативність.

1. Гольшев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. - К.: Логос, 2001.- 172 с.
2. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. – Ленинград, 1965. - 342 с.
3. Шагин, А.Л. Локальное предварительное напряжение железобетонных и сталежелезобетонных конструкций / А.Л. Шагин // Юбилейные научные чтения по проблемам теории железобетона. Наука, технологии, производство: сб.тр. – М.: МИКХиС, 2009. – С. 107 – 116.
4. Клименко С.В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: навчальний посібник/ С.В. Клименко. - К.: Центр навчальної літератури, 2004. - С. 171
5. Пат. 85533 Україна, МПК E04C 3/02 (2006.01). Залізобетонна балка. / Білозір В.В.; Львівський національний аграрний університет – № у 2013 05757, заявл. 07.05.2013; опубл. 25.11.2013.
6. Мурин А. Я. Міцність, жорсткість і тріщиностійкість залізобетонних балок, підсиленних зовнішньою композитною арматурою: дис. канд. техн. наук: 05. 23. 01 / А. Я. Мурин. – Львів, 2011. – 163 с.
7. Curbach M.; Jesse F.: Verstärken mit Textilbeton. In: Betonkalender 99 (2010), T. 1, Berlin : Ernst & Sohn, S. 457-565
8. Патент № 87047 Україна, МПК E04C3/00. Регульованообтиснена залізобетонна балка/ Чеканович М.Г.; заявник і патентовласник: Чеканович М.Г - №а 200710856; заявл. 01.10.2007; опубл. 10.06.2009, Бюл. № 11

1. Golishev A.B, Tkachenko IN Design of reinforcement of bearing structures of reinforced concrete industrial buildings and sooruzheniy.-K.: Logos, 2001.- S. 172
2. Onufriev N.M Strengthening of reinforced concrete structures of industrial buildings and structures. - Leningrad, 1965. - S. 342
3. Shahin, A.L Local prestressed concrete and composite structures / AL Shahin // Jubilee Scientific Conference on the issues of reinforced concrete theory. Science, technology, and production: sb.tr. - M.: МИКХиС 2009. - S. 107 - 116.
4. Klimenko S.V. Tehnichna ekspluatatsiya that rekonstruktsiya budivel i sporud: The Teaching posibnik / S.V. Klimenko. - K.: Center navchalnoї literaturi, 2004. - S. 171
5. Pat. 85533 Ukraine, MPK E04C 3/02 (2006.01). Zalizobetonna balka. / Bilozir V.V.; Lvivskiy natsionalnyi ahrarniy universytet – № u 2013 05757, zaiavl. 07.05.2013; opubl. 25.11.2013.
6. Muryn A. Ya. Mitsnist, zhorstkist i trishchynostiikist zalizobetonnykh balok, pidsylenykh zovnishnoiu kompozytnoiu armaturoiu: dys. kand. tekhn. nauk: 05. 23. 01 / A. Ya. Muryn. – Lviv, 2011. – 163 s.
7. Curbach M.; Jesse F.: Verstärken mit Textilbeton. In: Betonkalender 99 (2010), T. 1, Berlin : Ernst & Sohn, S. 457-565
8. Patent number 87047 UKRAINE, IPC E04S3 / 00. Regulovanoobtисnena zalizobetonna bar / Chekanovich MG .; zayavnik i patentovlasnik: Chekanovich MG - Wa 200710856; appl. 01.10.2007; publ. 10.06.2009, Bull. Number 11.

**СИСТЕМА ЗОВНІШНЬОГО ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ І МОДЕЛЮВАННЯ ЇЇ РОБОТИ****THE SYSTEM OF EXTERNAL REINFORCEMENT OF REINFORCED
CONCRETE BENDING ELEMENTS AND MODELINGT HER WORK**

**Чеканович М. Г., к. т. н, проф., ORCID ID: 0000-0002-9110-4109,
Романенко С. М., ст. викладач, ORCID ID: 0000-0002-0443-3896
Андрієвська Я. П. асистент, ORCID ID: 0000-0003-3052-2515 (Херсонський
державний аграрний університет)**

**Chekanovich M.G., candidate of technical science, professor, Romanenko
S.M. senior lecturer, Andrievska Ya.P. assistant**

Підсилення залізобетонних елементів, таких як балки та плити широко застосовуються у будівельній практиці. В останні роки обсяги застосування підсилення високі, що обумовлено значним зростанням питомої ваги реконструкції в будівництві. Будівельні конструкції потребують підсилення, яке забезпечить достатню роботоздатність та надійність в умовах нормальної експлуатації. Приведені результати аналізу поведінки під навантаженням згинальних залізобетонних елементів підсилені саморегульованою затяжкою і звичайною балкою та розглянуто математичну модель розрахунку системи підсилення.

Strengthening of reinforced concrete elements such as beams and slabs is widely used in construction practice. In recent years, reinforcement application has increased due to a significant increase in the share of reconstruction in construction. This is the result of changes in stress, physical deterioration of existing buildings because of their poor maintenance and other factors, which leads to bearing capacity loss; that is why structures need to be strengthened to ensure sufficient performance under normal maintenance and reliability.

The variety of methods mentioned can be divided into 3 groups: strengthening with a change in the constructive and design scheme of a reinforced concrete member; strengthening without changing the work pattern of structures by building up their cross-sections with additional external reinforcement; strengthening by prestressing beams with horizontal ties.

Tie bars can be of three types - horizontal, sprengel and combined ones. When applying prestressed tie bars, the strengthened elements change their original constructive scheme because they turn into a combined system. Due to this, conventional bending elements are compressed noncentrally, and at their supports additional bending moments are created, which in turn influence the initial span moments. In this case, in all the variants of reinforcing beams with

tie bars there are still significant reserves of increasing their carrying capacity.

The results of analysis behavior under the load of bended reinforced concrete elements reinforced by a self-regulating tightening with a conventional beam are given and the mathematical model of the amplification system calculation is considered.

Ключові слова: зтяжка, переріз, напруження, деформації, міцність
tendons, cross-section, stress, strain, strength.

Вступ. Підсилення залізобетонних елементів, таких як балки та плити (ребристі, багатопустотні та ін.) широко застосовуються у будівельній практиці. В останні роки обсяги застосування підсилення зросли, що обумовлено значним зростанням питомої ваги реконструкції в будівництві. Це відбувається внаслідок зміни навантажень, фізичного зносу існуючих будівель і споруд, внаслідок незадовільної їх експлуатації та іншого, що призводить до втрат несучої здатності, тому будівельні конструкції потребують підсилення, яке забезпечить достатню роботоздатність та надійність в умовах нормальної експлуатації. [1].

Аналіз останніх досліджень. Відомі доволі різноманітні методи підсилення залізобетонних елементів, що згинаються [2-13]. Науковою та конструкторсько-технологічною основою застосування таких підсилених конструкцій у будівництві є дослідження вітчизняних та зарубіжних авторів: Є.М. Бабіча, А.М. Бамбури, Б.Г. Демчини, З.Я. Бліхарський, Г.І. Бердичівського, В.О. Воблих, А.А. Гвоздева, А.Б. Голишева, Є.О. Гриневича, О.Л. Шагіна, Ф.С. Замалєвим, М.Ю. Избаша, В.Г. Кваші, Ф.Є. Клименка, Ф. Леонгардта, Є.О. Лучковського, В.В. Михайлова, Н.М. Онуфрієва, С.Ф. Пічугіна, Е.Г. Ратца, Л.І. Стороженка, Е. Фрейсіне, Цзян Де, Richard W. Plavidal, Thomas Keller та ін. Розроблені методи можна розділити на 3 великі групи: підсилення зі зміною конструктивної та розрахункової схеми залізобетонного елемента; підсилення без зміни схем роботи конструкцій нарощуванням їх перерізів, додатковим зовнішнім армуванням; підсилення балки горизонтальними зтяжками.

Постановка мети і задач досліджень. Система підсилення має на меті відновлення і збільшення несучої здатності залізобетонних згинаних елементів, зменшення їх деформативності та вигинів.

Методика досліджень. Натяжна конструкція підсилення має вигляд дзеркально симетрично розташованої зтяжки в приопорних зонах балки з нахилом поздовжньої осі балки. Поперечна арматура балки, закріплена одним кінцем на верхній грані балки ближче до її середини з обмеженням зміщення до середини, а іншим кінцем на нижній грані балки ближче до її опор з обмеженням зміщення до опор і з можливістю поздовжнього розтягу верхньої грані балки і обтиску нижньої її грані та поперечного стиску приопорних зон. У якості зовнішньої арматури використовувалась арматура Ø8 мм класу А400С, необхідно визначити переміщення вузлів 1, 2, 3 стержневої системи, зображеної на рисунку 1, площа поперечного перерізу

$A_s = 0,503 \text{ см}^2$. Довжини стержнів: $l_{11}=6\text{см}$; $l_{21}=6\text{см}$; $l_{31}=6,26\text{см}$; $l_{12}=18\text{см}$; $l_{22}=15,5\text{см}$; $l_{32}=14\text{см}$.

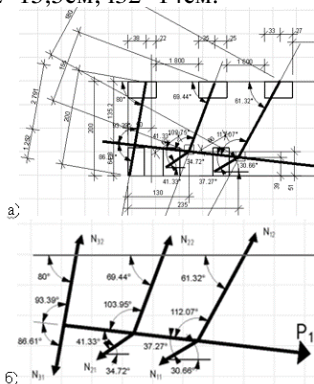


Рис. 1. Схема стержневої системи:
 а) розміри; б) напрямлення дії сил

Виходячи з умов рівноваги вузлів 1, 2, 3 під дією навантажень P_1, P_2, P_3 відповідно і зусиль в стержнях $N_{11}, N_{12}, N_{21}, N_{22}, N_{31}, N_{32}$, які необхідно знайти, було побудовано силовий трикутник для кожного вузла. За теоремою синусів знаходимо:

$$N = \frac{P \cdot \sin \alpha^0}{\sin \beta^0} \approx xP \quad (1)$$

$$N_{11} = \frac{P_1 \cdot \sin 112^0}{\sin 61,32^0} \approx 1,0568 \cdot P_1 \quad N_{12} = \frac{P_1 \cdot \sin 37,27^0}{\sin 61,32^0} \approx 0,6902 \cdot P_1$$

$$N_{21} = \frac{P_2 \cdot \sin 105^0}{\sin 69,44^0} \approx 1,0316 \cdot P_2 \quad N_{22} = \frac{P_2 \cdot \sin 41,33^0}{\sin 69,44^0} \approx 0,7053 \cdot P_2$$

$$N_{31} = \frac{P_3 \cdot \sin 93,39^0}{\sin 80^0} \approx 1,0136 \cdot P_3 \quad N_{32} = \frac{P_3 \cdot \sin 86,61^0}{\sin 80^0} \approx 1,0136 \cdot P_3$$

Абсолютні видовження стержнів визначаються залежністю:

$$\Delta l_{i1} = \frac{N_{i1} \cdot l_{i1}}{E_{cm} \cdot A_{s1}} \quad \Delta l_{i2} = \frac{N_{i2} \cdot l_{i2}}{E_{cm} \cdot A_{s2}} \quad (2)$$

Якщо $A_{s1} = A_{s2} = 0,503 \text{ см}^2$ – площа поперечного перерізу стержнів, то при заданому значенні P знаходимо величини абсолютних видовжень кожного стержня.

$$\Delta l_{11} = 6,892 \cdot 10^{-3} \quad \Delta l_{12} = 13,584 \cdot 10^{-3} \quad \Delta l_{21} = 6,767 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta l_{22} = 11,953 \cdot 10^{-3} \quad \Delta l_{31} = 6,937 \cdot 10^{-3} \quad \Delta l_{32} = 15,516 \cdot 10^{-3}$$

Так як значення абсолютних видовжень стержнів малі величини по відношенню до довжини стержнів, то для знаходження положення шарнірів

1, 2, 3 після деформації (точки 1', 2', 3') можна відкласти на продовженні кожного стержня величину його видовження і провести із отриманої точки перпендикуляр у напрямку стержня. Отримана таким чином геометрична побудова є діаграмою переміщень. Абсолютне видовження будь-якого стержня заданої стержневої системи дорівнює алгебраїчній сумі проекцій горизонтального Δx і вертикального Δy переміщень шарніра за напрямком стержня, дивись рисунок 2.

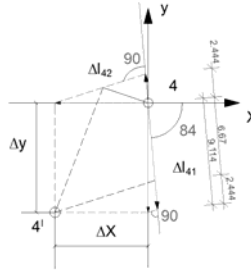


Рис. 2 - Діаграма переміщень 3-го вузла з визначенням проекцій Δx і Δy переміщень шарніра на напрямки 1-го стержня

Виразимо абсолютне видовження Δl_{31} та Δl_{32} через проекції Δx та Δy :

$$\Delta l_{31} = \Delta y \cdot \sin 84^\circ - \Delta x \cdot \cos 84^\circ; \quad \Delta l_{32} = \Delta x \cdot \cos 19^\circ - \Delta y \cdot \sin 19^\circ \quad (3)$$

Маємо систему рівнянь з двома невідомими. Звідси знаходимо:

$$\Delta x = 7,42 \cdot 10^{-3} \text{ (см)} \quad \Delta y = 9,93 \cdot 10^{-3} \text{ (см)}$$

Переміщення Δx та Δy для 1-го, 2-го та 3-го вузлів знаходимо аналогічно.

Отже, маємо:

для 1-го вузла: $\Delta x = 4,06 \cdot 10^{-3} \text{ см}$, $\Delta y = 6,37 \cdot 10^{-3} \text{ см}$;

для 2-го вузла: $\Delta x = 5,31 \cdot 10^{-3} \text{ см}$, $\Delta y = 7,15 \cdot 10^{-3} \text{ см}$;

для 3-го вузла: $\Delta x = 7,42 \cdot 10^{-3} \text{ см}$, $\Delta y = 9,93 \cdot 10^{-3} \text{ см}$.

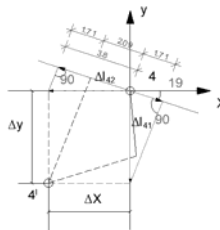


Рис. 3 - Діаграма переміщень 3-го вузла з визначенням проекцій Δx і Δy переміщень шарніра на напрямки 2-го стержня



Знаходимо для кожного вузла загальну величину переміщення Δ за залежністю:

$$\Delta = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad (4)$$

Щоб визначити як розподіляється сила P між вузлами 1, 2, 3 застосуємо гіпотезу, згідно якої перепад сил між поперечною арматурою обернено пропорційний видовженню вздовж напрямку дії сили P при одній і тій же величині P .

$$k_1 = \frac{1}{\Delta_1} = \frac{1}{0,007} = 142,85 \quad k_3 = \frac{1}{\Delta_4} = \frac{1}{0,012} = 83,33 \quad k_2 = \frac{1}{\Delta_2} = \frac{1}{0,0085} = 117,64$$

Коефіцієнт пропорційності розподілення сили P буде дорівнювати:

$$n_i = \frac{k_i}{k_1 + k_2 + k_3} \quad (5)$$

$$k_1 + k_2 + k_3 = 142,85 + 117,64 + 83,33 = 343,82$$

$$n_1 = \frac{142,85}{343,82} = 0,415 \quad ; \quad n_2 = \frac{117,64}{343,82} = 0,343 \quad ; \quad n_3 = \frac{83,33}{343,82} = 0,242$$

Тут $n_1 + n_2 + n_3 = 1$

Результати досліджень. Для підсиленої балки розраховано значення сили P по 3 стадіям навантаження, результати занесені до таблиці 1:

Таблиця 1

Стадії навантаження та зусилля в арматурі

№	\mathcal{E}	$P_{теор}$, кН
1	7,5	0,774
2	54,5	5,6388
3	177,5	18,377

Розподілимо прийняті сили P між вузлами 1-3 з урахуванням визначених коефіцієнтів та знаходимо сили N . Результати представлені у таблиці 2,3:

Таблиця 2

Зведена таблиця сил P у кН з урахуванням визначених коефіцієнтів

Сила P	P_1	P_2	P_3
0,774	0,774	0,452	0,5085
5,6388	5,6388	3,298	3,704
18,377	18,377	10,750	12,073

Зведена таблиця сил N у кН з урахуванням визначених коефіцієнтів

Сила P	N_{11}	N_{21}	N_{31}	N_{12}	N_{22}	N_{32}
0,774	0,817	0,466	0,515	0,534	0,318	0,515
5,6388	5,959	3,402	3,821	3,891	2,326	3,754
18,377	19,42	11,08	12,237	12,683	7,581	12,237

Після проведених розрахунків епюру моментів від системи підсилення та прикладеного зовнішнього навантаження у третилах балки, показана на рисунку 4.

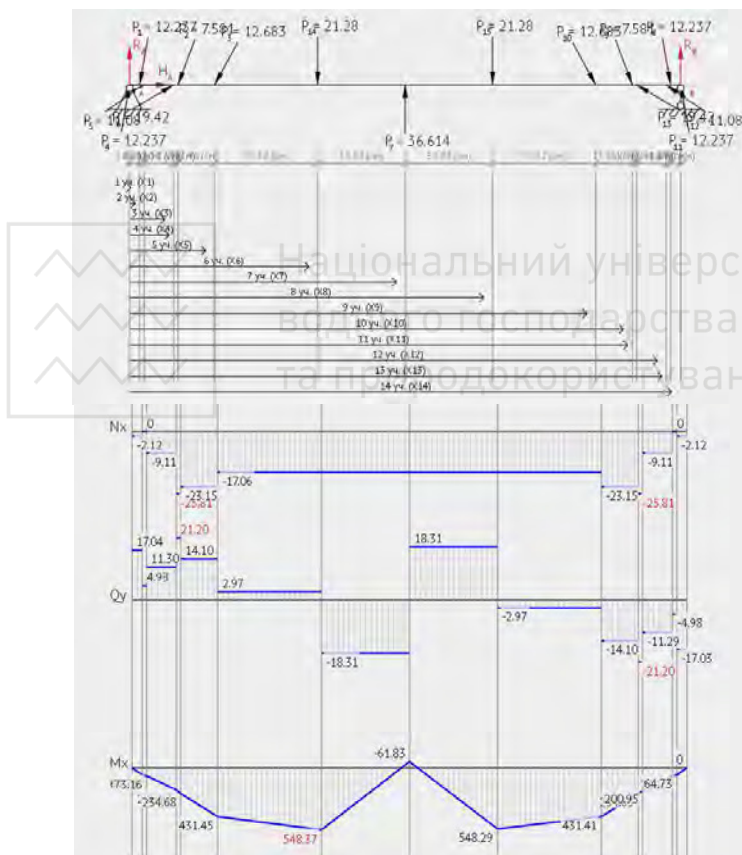


Рис. 4. Епюра від дії системи підсилення та прикладеного зовнішнього навантаження

Висновки. Система підсилення дозволяє відновити і збільшити несучу здатність згинаних елементів та підвищити їх жорсткість. Підсилення

поздовжньо-поперечною зовнішньою системою згинаних елементів є перспективним і ефективним заходом у будівництві.

1. Барашиков А.Я., Малышев А.Н. Оценка технического состояния строительных конструкций, зданий и сооружений.-К.: НМЦ Держнаглядохоронпраці, 1998.-232 с.
2. Бабич В. Є., Полянська О. Є., Борејчук Л. М. Аналіз розрахунку деформацій залізобетонних згинальних елементів за різними методиками./ Бабич В. Є., Полянська О. Є., Борејчук Л. М. // наукових праць «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди». випуск 32 – Рівне, Національний університет водного господарства та природокористування, 2016 – с. 121-129. ISSN 2218-1873
3. Бліхарський З.Я., Пелешко І.Д., Балук І.М. Формування розрахункових схем і визначення напружено деформованого стану стрижневих металевих конструкцій у процесі реконструкції й підсилення/ Бліхарський З.Я., Пелешко І.Д., Балук І.М.// Збірник металеві конструкції, Том 19, Вип. 1, 2013, с. 37-47.
4. Стороженко Л.І, Тимошенко В.М. Стелезалізобетонні структурні плити для пролітних будо мостів / Стороженко Л.І, Тимошенко В.М.// Збірник наукових праць «Дороги і мости», вип. 9-Київ, 2008. - 254-260с.
5. Шагин, А.Л. Локальное предварительное напряжение железобетонных и сталежелезобетонных конструкций / А.Л. Шагин // Юбилейные научные чтения по проблемам теории железобетона. Наука, технологии, производство: сб.тр. – М.: МИКХиС,2009. – С. 107 – 116.
6. Гольшев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений.-К.:Логос, 2001.- 172с.
7. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. – Ленинград, 1965. - 342 с.
8. Чеканович М.Г., Романенко С.М., Андрієвська Я.П. An effective structure strengthening reinforced concrete baems./ Чеканович М.Г., Романенко С.М., Андрієвська Я.П.// Збірник наукових праць Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. - Issue 1 (48)' 2017 – Полтава, Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, 2017 – с. 81-90. ISSN 2409-9074, 2017.
9. Клименко С.В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: навчальний посібник/ С.В. Клименко. - К.: Центр навчальної літератури, 2004. - С. 171
10. Patent No.: CN 102936965 A Jiang De «Method for strengthening reinforced concrete beam through distributed external prestressing cables» 2013.02.20
11. Patent No.: US 7,748,180 B1 Richard W. Plavidal «Joist stiffening system» Jul. 6, 2010
12. Patent No.: US 7,056,463 B2 Toshiaki Ohta, Fukuoka (JP) Japan Science and Technology Agency, Saltama (JP) «Method of manufacturing prestressed Concrete» Jun. 6, 2006
13. Патент України № 99090 U, МПК E04C3/20 Регульовано напружена балка Чекановича/ а2014 14006; опубл25.05.2015 бюл. №10

1. Barashikov A.Ya., Malyshev A.N. Ocenka tekhnicheskogo sostoyaniya stroitel'nykh konstrukcij, zdaniy i sooruzhenij.-K.: NMC Derzhnaglyadokhoronpraci, 1998.-232 s.

2. Babich V. Є., Polyanov'ska O. Є., Borejchuk L. M. Analiz rozrahunku deformacij zalizobetonnih zginal'nih elementiv za rizmimi metodikami./ Babich V. Є., Polyanov'ska O. Є., Borejchuk L. M. // naukovih prac' «Resursoekonomni materialy, konstrukcii, budivli ta

споруди».. випуск 32. — Rivne, Nacional'nij universitet vodnogo gospodarstva ta prirodokoristuvannya, 2016 — s. 121-129. ISSN 2218-1873

3. Bliars'kij Z.Ya., Peleshko I.D., Baluk I.M. Formuvannya rozrahunkovih skhem i viznachennya napruzhenno deformovanogo stanu strizhnevih metalevih konstrukcij u procesi rekonstrukcii j pidsilennya/ Bliars'kij Z.YA., Peleshko I.D., Baluk I.M.// Zbirnik metalevi konstrukcii, Tom 19, Vip. 1, 2013, s. 37-47.

4. Storozhenko L.I, Timoshenko V.M. Stelezalizobetonni strukturni pliti dlya prolitnih budo mostiv / Storozhenko L.I, Timoshenko V.M.// Zbirnik naukovih prac' «Dorogi i mosti», vip. 9-Kiiv, 2008. - 254-260s.

5. SHagin, A.L. Lokal'noe predvaritel'noe napryazhenie zhelezobetonnyh i stalezhelezobetonnyh konstrukcij / A.L. SHagin // YUbilejnye nauchnye chteniya po problemam teorii zhelezobetona. Nauka, tekhnologii, proizvodstvo: sb.tr. – M.: MIKHHIS,2009. – S. 107 – 116.

6. Golyshv A.B., Tkachenko I.N. Proektirovanie usilenij nesushchih zhelezobetonnyh konstrukcij proizvodstvennyh zdaniy i sooruzhenij.-K.:Logos, 2001.- 172s.

7. Onufriev N.M. Usilenie zhelezobetonnyh konstrukcij promyshlennyh zdaniy i sooruzhenij. – Leningrad, 1965. - 342 s.

8. CHEkanovich M.G., Romanenko S.M., Andrievs'ka YA.P. An effective structure strengthening reinforced concrete beams./ CHEkanovich M.G., Romanenko S.M., Andrievs'ka YA.P.// Zbirnik naukovih prac' Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. - Issue 1 (48)' 2017 – Poltava, Poltavs'kij nacional'nij tekhnichnij universitet imeni YUriya Kondratyuka, 2017 – s. 81-90. ISSN 2409-9074, 2017.

9. Klimenko C.V. Tekhnichna ekspluatatsiya ta rekonstrukciya budivel' i sporud: navchal'nij posibnik/ C.V. Klimenko. - K.: Centr navchal'noï literaturi, 2004. - S. 171

10. Patent No.: CN 102936965 A Jiang De «Method for strengthening reinforced concrete beam through distributed external prestressing cables» 2013.02.20

11. Patent No.: US 7,748,180 B1 Richard W. Plavidal «Joist stiffening system» Jul. 6, 2010

12. Patent No.: US 7,056,463 B2 Toshiaki Ohta, Fukuoka (JP) Japan Science and Technology Agency, Saltama (JP) «Method of manufacturing prestressed Concrete» Jun. 6, 2006

13. Patent Ukraïni № 99090 U, MPK E04S3/20 Regul'ovano napruzheni balka Chekanovicha/ a2014 14006; opubl25.05.2015 byul. №10



СУЧАСНІ МЕТОДИ ПІДСИЛЕННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

METHODS OF STRENGTHENING OF COMPOSITE AND REINFORCED CONCRETE COLUMNS BUILDINGS AND STRUCTURES UNDER RECONSTRUCTION

Шевченко О.В., аспірант (Національний авіаційний університет, м. Київ)

Shevchenko O.V., advanced student (National Aviation University, Kyiv)

В статті приведений аналіз сучасних методів підсилення сталезалізобетонних та залізобетонних колон, що застосовуються при реконструкції будівель та споруд. Метод підстлення конструкцій за допомогою приклеювання додаткових ефективних елементів представляє великий інтерес для будівництва та інших сфер техніки.

The given article deals with experimental research of composite and reinforced concrete columns strengthened by external steel reinforcement. To evaluate the load-carrying capacity of reinforced concrete beams with externally bonded steel plate, the influence of the bonded steel plates to the soffit on the shear strength of the beams, and the effect of shear strengthening using wing-type side steel plates for stocky concrete beams (broad and low web) have been examined. From the results, it was found that the shear strength is properly evaluated by shear capacity equations for non-plated reinforced concrete beams unless a crack develops at the edge of the steel plate, and that the side plate bonding is likely to have a potential to be effective in strengthening for the stocky beams without stirrup. Additionally, loading tests using two 75-year-old deteriorated reinforced concrete beams with adhesively bonded steel plates to the soffit were carried out. The bonded steel plates no longer contributed to the load carrying capacity after the joints between the steel plates failed due to debonding.

Using the handlay-up technique, successive layers of a woven fiberglass fabric were bonded along the shear span to increase the shear capacity and to avoid catastrophic premature failure modes. The strengthened beams were fabricated with no web reinforcement to explore the efficiency of the proposed strengthening technique using the results of control beams with closed stirrups as a web reinforcement.

Ключові слова:

Сталезалізобетон, підсилення, міцність, зовнішнє армування.



Постановка проблеми. Збільшення обсягів виробництва продукції для задоволення потреб громадськості може бути досягнуте тільки на основі інтенсифікації, тобто внесення таких якісних змін до матеріально-технічного базису виробництва, які дозволять повніше використати виробничі потужності, усі види сировини та палива, полегшити працю робітників, зробити його привабливішим та продуктивнішим. У цьому є кінцеве завдання технічного переозброєння і реконструкції виробництва.

В основі реконструкції такі поняття, як: заміна старої техніки на нову, модернізація устаткування, комплексна механізація та автоматизація виробництва, вдосконалення технологічних процесів, поліпшення організації виробництва і особливо розвиток спеціалізації та кооперації, застосування ефективніших видів сировини, підвищення якості продукції, що випускається, вдосконалення організації праці.

При реконструкції діючих підприємств можуть здійснюватися розширення окремих будівель та споруд основного, підсобного та обслуговуючого призначення у випадках, коли нове високопродуктивне і більш ефективне за технічними показниками устаткування не може бути розміщене в існуючих будівлях; будівництво нових і розширення існуючих цехів і об'єктів; будівництво нових будівель і споруд, натомість ліквідація на території діючих підприємств, та подальша експлуатація яких за технічними і економічними умовами недоцільна.

При реконструкції, найчастіше доводиться виконувати також підсилення існуючих конструктивних елементів таких, як: фундаменти, колони, балки.

Традиційно, при підсиленні колони, використовуються додаткові елементи: обойми (залізобетонні або сталеві), двосторонні або односторонні розпірки, розвантажують елементи (стійки або опори), а також попередньо-напружені конструкції – пояси і хомути.

Використання всіх цих елементів володіє кількома вагомими недоліками: їх обсяг значно впливає на внутрішню геометрію будівлі, вага істотно ускладнює конструкцію, а самі роботи є досить дорогими, так як потребують розширеної бригади фахівців та додаткового обладнання [1].

Огляд останніх джерел і публікацій. Питання з вивчення причин та способів підсилення будівельних конструкцій були проаналізовані в роботах багатьох вчених: Барашикова А.Я [2], Кривошеєва П.І, Бондаренко С.В [3], Голишева А.Б [4], Онуфрієва Н.М [5], Клименка Є.В [6], Лазовського Д.Н [7], Мальганова А.И [8]. та інших.

Більшість вчених у своїх роботах підкреслюють, що для вирішення питання прогнозованої оцінки напруженого стану згинальних та стискуючих елементів після підсилення, необхідно визначати напружений стан елементів до підсилення та забезпечення сумісної роботи двох складових елементів – елементу, що підсилюється та елемент підсилення.

Постановка завдання. Метою роботи є проведення аналізу існуючих методів та способів підсилення сталезалізобетонних та залізобетонних колон та визначення найбільш ефективного методу підсилення колон, на основі порівняння різних матеріалів, таких, як (вуглеволокно та сталеві елементи).

Викладення основного матеріалу. Колона – це одна з несучих конструкцій будівлі, яка сприймає на себе навантаження від поперечних елементів споруди, таких як балки, перекриття, ригелі. Від стану колон і їхньої здатності справлятися зі своїми функціями залежить стійкість усього будинку. Так як будь-який будівельний об'єкт схильний до зносу, деформації або руйнування, іноді колони потребують посилення. Найчастіше причинами такої необхідності стають:

- Видимі дефекти колон – тріщини, крени, різного роду деформації, які можуть з'явитися внаслідок природних факторів і механічного впливу на колони;
- При необхідності підвищити сейсмічну стійкість будівлі;
- При надбудові нових поверхів (тобто при необхідності підвищити несучу здатність будівлі);
- При реконструкції або капітальному ремонті споруди.

Традиційно, щоб посилити колони, використовуються додаткові елементи: обойми (залізобетонні або сталеві), двосторонні або односторонні розпірки, розвантажують елементи (стійки або опори), а також попередньо напружені конструкції – пояси і хомути.

Одним з найбільш ефективних способів посилення залізобетонних колон є облаштування залізобетонних або металевих обойм. Посилення обоймами особливо раціонально для колон з невеликою гнучкістю. У елементах, що згинаються, обойми рекомендуються у виняткових випадках (наприклад, при значній корозії арматури), оскільки посилення по усьому периметру елемента, що згинається, нераціонально з конструктивної точки зору і є досить трудомістким при виконанні робіт.

Найбільш простим типом залізобетонних обойм є обойми із звичайною подовжньою і поперечною арматурою без, зв'язки арматури обойми з арматурою посилюваної колони. При такому способі підсилення важливо забезпечити спільну роботу "старого" і "нового" бетону, що досягається ретельним очищенням поверхні бетону посилюваної конструкції, насичкою або обробкою металевими щітками, а також промиванням під тиском безпосередньо перед бетонуванням. Для поліпшення адгезії і захисту бетону і арматури при агресивних умовах експлуатації рекомендується застосування полімерних бетонів.

При неможливості збільшення перерізу колон при стислих термінах виконання робіт з підсилення, рекомендуються використовувати в якості підсилення металеві обойми з металевих кутиків, що встановлюються по гранях колон, і сполучних планок між ними. Ефективність сумісної роботи

колоні та металевій обійми залежить від щільності прилягання кутиків до тіла колони і від попередньо-напружених поперечних планок.

Для щільного прилягання кутиків поверхня бетону по гранях колон ретельно вирівнюється сколюванням нерівностей і зачеканкою цементним розчином. Попереднє напруження сполучних планок виконується термічним способом.

Для цього планки приварюють однією стороною до куточків обійми, потім розігрівають газовим пальником до 100...120°С і в розігрітому стані приварюють другий кінець планок. Замикання планок здійснюють симетрично від середнього по висоті колони поясу. Під час охолодження планок відбувається обтискання поперечних перерізів колони, що суттєво підвищує несучу здатність колони.

Ефективним засобом підсилення навантажених колон є влаштування задалегідь напружених металевих розпірок. Одно- або дво-сторонні розпірки є металевими обіймами з попередньо-напруженими стійками, розташованими з однієї або двох сторін колон.

Перші застосовують для збільшення несучої здатності позациентрово стиснутих колон, з великими і малими ексцентриситетами, другі - для центрально стиснутих колон з двозначною епурою моментів.

Задалегідь напружені односторонні розпірки влаштовуються з двох кутиків, сполучених між собою металевими планками. У верхній і нижній зонах розпірок приварюють спеціальні планки завтовшки не менше 15мм, які передають навантаження на металеві кутики і мають площу поперечного перерізу, рівну перерізу розпірок.

Планки встановлюють так, щоб вони виступали за торці куточків розпірок на 100... 120 мм, і забезпечують двома отворами для стяжних болтів.

Металеві кутики мають бути встановлені так, щоб їх внутрішні грані співпадали з зовнішньою гранню колон. Для цього захисний шар бетону у верхній і нижній зонах колони сколюють і влаштовують кутики на цементному розчині суворо горизонтально рис.1.



Рис 1. Схема підсилення колон сталевими кутиками



Одним з інноваційний метод підсилення колон – це підсилення колон за допомогою вуглеволокна.

Цей композитний матеріал володіє безліччю переваг перед своїми застарілими «конкурентами»:

- Пластини вуглеволокна в товщину складають всього кілька міліметрів, завдяки чому внутрішні розміри приміщення залишаються практично незмінними;
- Вуглеволокно настільки легке, що не дає ніякого додаткового навантаження на будівельну конструкцію;
- Міцність вуглепластика на розтяг не менше ніж у 6 разів вище в порівнянні з класичною арматурою залізобетонної – а це значить, що даний матеріал здатний справлятися з неймовірними навантаженнями;
- Вуглеволокно легко і швидко монтується, не вимагаючи додаткового обладнання і розширеного складу робітників;
- Вуглепластик володіє високою корозійною стійкістю;
- Консервація об'єкта під час посилення колон вуглеволокном не потрібно.

Суть методу полягає в тому, що перпендикулярно до осі колони наклеюються волокна вуглепластика, завдяки чому поперечний деформування елемента обмежується. Крім того, колони, посилені даними композитом, будуть добре сприймати не тільки центральну навантаження, але і згинальний момент. Щоб домогтися цього, необхідно наклеїти платини вуглепластика вздовж площини дії моменту.

Для приклеювання стрічки використовують спеціальний клей, який, маючи значну міцність (до 60-80 МПа) і добру адгезію з усіма будівельними матеріалами, забезпечує високу надійність кріплення з підсилюваною конструкцією.

При цьому поверхня конструкції має бути рівною (плоскою). За значних відхилень від площинності поверхню необхідно вирівняти (репрофілювати). Для цього передбачено відповідну високоміцну композитну суміш. Після її затвердіння поверхню зачищують, знежирюють та готують до наклеювання стрічки або полотна рис.2.



Рис 2. Схема підсилення колон вуглеволокном

Висновки. Існуючі способи підсилення будівельних конструкцій добре вивчені та ефективно використовуються на практиці. На сьогоднішній для підсилення сталезалізобетонних та залізобетонних конструкцій, найбільшої популярності набули способи нарощування стиснутої або розтягнутої зон, як вискоефективні та зручні в умовах реконструкції.

Використання сталевих обойм (елементів) володіє кількома вагомими недоліками: їх обсяг значно впливає на внутрішню геометрію будівлі, вага істотно ускладнює конструкцію, а самі роботи є досить дорогими, так як потребують розширеної бригади фахівців та додаткового обладнання.

При використанні вуглеволокна як зовнішнього підсилення конструкції можливо отримати таку переваги: корозійна стійкість; в 10 разів більша міцність; легкість (в 5 разів легша ніж сталь), простота використання; низька вартість робочої сили; зручність транспортування; робота без рихтувань (з автомобільних підйомників з кошиком); відсутність розмірних обмежень і стиків за довжиною до 250м; висока втомна міцність; можливість використання в конструкціях з різних матеріалів (бетон, сталь, дерево, цегляна кладка); з'єднання з конструкцією лише за допомогою клею. Недоліки – відносно висока вартість матеріалу; низька міцність у поперечному до волокон напрямі.

1. О.І. Валовой. Эффективные методы реконструкции промышленных зданий та инженерных сооружений. Кривий Ріг 2003. ст.5.
2. Барашиков А.Я. Расчет железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок. – К.: Будівельник, 1977.– 156 с.
3. Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. М.: Стройиздат, 1990. 352с.
4. Гольшев А.Б., Бачинский В.Я. К разработке прикладной теории расчета железобетонных конструкций // Бетон и железобетон.- 1985.- № 6. -С. 16-18.
5. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. М.-Л.: Стройиздат, 1965.-342с.
6. Клименко Ф.Е. Сталезалізобетонные конструкции с внешним полосовым армированием. – К.: Будівельник, 1984. – 88 с.
7. Лазовский Д. Н.. Проектирование реконструкции зданий и сооружений: учеб.-метод. комплекс/ Д.Н. Лазовский // Оценка состояния и усиление строительных конструкций.- Новополюк: ПГУ, 2008.- Вып. 3, Ч. 2.- с. 24.
8. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук В.С. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. -Томск: Изд-во Т. Ун-та, 1992. 456 с.

1. O.I. Valovoy. Efectuvni metody reconstrucii promuslovuch budivel та ingenernuch sporud. Krivy Rіg 2003 y.st.5.

2. Barashikov A.Y. Raschet gelezobetonuh konstrukciy pod deystviem dliyelnyh peremennyh nagruzok. – K.: Budivelnik, 1977.– 156 st.

3. Bondarenko S.V, Sangarovskiy R.S. Usilenie gelezobetonuh konstrukciy pri reconstrucii zdaniy. M.: Stroyizdat, 1990. 352st.



4. Golushev A.B., Bachunskiy V.Y. K razrabotke prikladnoy teorii rascheta gelezobetonuh konstrukcii // Beton I gelezobeton.- 1985.- № 6. -st. 16-18.
5. Onufriev N.M. Usilenie gelezobetonuh konstrukcii promushlenuh zdaniy I soorugeniy. M.-L.: Stroyizdat, 1965.-342st.
6. Klimenko F.E. Stalegelezobetonue konstrukcii s vneshnim polosovim armirovaniem. – K.: Budivelnik, 1984. – 88 st.
7. Lazovskiy D.N. Proektirovanie rekonstrukcii zdaniy i soorugeniy: ucheb.-metod. kompleks/ Lazovskiy D.N. // Ocenka sostoyaniya I usilenie stroitelnuh konstrukciy: PGY, 2008.- VUP. 3, P. 2.- st. 24.
8. Malganov A.I. Plevkov V.S., Polishuk V.S. Vosstanovlenie I usilenie stroitelnuh konstrukciy avariynih i rekonstruirovanuh zdaniy. -Tomsk: Izd-vo. Un-ta, 1992. 456 st.





**РЕСУРСОЗБЕРІГАЮЧІ ВЯЖУЧІ МАТЕРІАЛИ І БЕТОНИ
ТА ЕФЕКТИВНІ ТЕХНОЛОГІЇ ЇХ ВИГОТОВЛЕННЯ**

Бордюженко О.М., Дворкін Л.Й., Ковальчук Т.В.	Розрахунок складів фібробетонів за критерієм мінімальної вартості.....	3
Дворкин Л.Й., Житковский В.В.	Композиционные вяжущие с использованием пыли клинкерообжигательных печей.....	11
Дворкін Л.Й., Марчук В.В., Тунчик А.О., Гадайчук Д.Р.	Ефективність полікарбоксилатних суперпластифікаторів в золонмісних бетонах...	20
Дворкін Л.Й., Степасюк Ю.О., Семчишин Д.С.	Комплексна активізація малоклінкерного шлакопортландцементу.....	28
Ковалик І.В., Безусяк О.В., Мельник Д.О.	Розрахунок складів поризованих будівельних сумішей на прикладі піногіпсу.....	39
Кравченко С.А., Постернак О.О.	Основні деформативні властивості керамзитобетонів.....	47
Кривяков С.О., Мішутін А.В.	Рецептурно-технологічні методи підвищення довговічності бетонів на легких заповнювачах для тонкостінних гідротехнічних і транспортних споруд.....	55
Шишкіна О.О., Шишкін О.О.	Вплив реакційного порошку на міцність порошкового бетону.....	64

**ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРОЕКТУВАННЯ ТА ЗАПРОВАДЖЕННЯ
РЕСУРСОЕКОНОМНИХ КОНСТРУКЦІЙ, БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД**

Бабич Є.М., Кочарьов Д.В., Філіпчук С.В.	Основні положення розрахунку захисних фортифікаційних споруд.....	72
Гомон С.С.	Методика експериментальних досліджень модифікованої силором деревини з стимуляцією просочення ультразвуком за роботи на стиск вздовж волокон.....	81



Гомон С.С., Експериментально-статистичні дослідження
Поліщук М.В. січного модуля пружності деревини залежно від
тривалості її насичення водою..... 96

Зінчук М.С. Уточнений метод розрахунку міцності нормаль-
них перерізів згинальних залізобетонних елемен-
тів, що зазнають впливу підвищених температур за
дії малоциклових навантажень..... 102

Карпюк В.М., Совершенствование деформационной модели
Петров Н.Н., расчета изгибаемых внецентренно растянутых
Целикова А.С. железобетонных балок..... 108

Клюка О.М. Розрахунок міцності просторових перерізів
попередньо напружених залізобетонних
елементів таврового профілю з одиночним
армуванням при згині з крученням на основі
деформаційної моделі..... 114

Коробко О.О., Підвищення стійкості будівельних виробів при
Вировой В.М., малоцикловій утомі бетону..... 124
Уразманова Н.Ф.,
Непомнящий О.М.

Масюк Г.Х., Особливості побудови діаграми «момент-
Ющук О.В., кривизна» нерозрізних згинальних елементів за
Масюк В.Г., дії малоциклових знакозмінних навантажень..... 132
Федюк М.А.

Мельник І.В., Техніко-економічна ефективність монолітних
Сорохтей В.М., залізобетонних перекриттів з вставками..... 142
Приставський Т.В.,
Партуга В.П.

Павліков А.М., Розрахунок міцності на косе згинання
Гарькава О.В., залізобетонних елементів таврового профілю за
Барияляк Б.А., спрощеною деформаційною моделлю..... 151
Приходько Ю.О.

Панчук Ю.М. Деформування дрібнозернистого та
крупнозернистого бетонів за малоциклових
навантажень середнього та високого рівнів..... 158

Панчук Ю.М. Методика досліджень та робота згинальних залізо- 165




	бетонних елементів зі змішаним армуванням за малоциклових навантажень високих рівнів.....	
Романюк В.В., Супрунюк В.В.	Вузлова жорсткість болтових з'єднань елементів металевих конструкцій.....	172
Семенюк С.Д., Козунова О.В., Кумашов Р.В.	Статический анализ плиты на упругом основании при моделировании в ПК «ЛИРА» и при расчете вариационно-разностным методом...	180
Семенюк С.Д., Москалькова Ю.Г.	Учет малоциклового нагружения при поверочном расчете плиты пустотного настила, усиленной набетонкой.....	189
Філіпчук С.В.	Експериментальні дослідження опору захисних стін фортифікаційних споруд динамічним впливам.....	197
Чорнолоз В.С., Налепа О.І.	Ефективні металеві конструкції виробничих будівель з використанням перфорованих двотаврів змінної жорсткості та одинарних профілів.....	203
БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ		
Bilokurov P.S.	Finite element analysis simulation of assembly using ANSYS.....	212
Гук Я.С., Томашко М.М., Василина В.І.	Методика обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву в гірських районах Львівської області та на прилеглий території Польщі за спрощеними формулами.....	218
Дворник А.М., Безсалова С.П.	Чисельне моделювання споруд огороження котлованів	228
Дорофеев В.С., Пушкар Н.В.	Підвищення сейсмостійкості громадських будівель старої забудови.....	240
Dohojda M., Witkowska – Dobrev J., Osiński P.	Wybrane zagadnienia budynków głęboko posadowionych w dużych aglomeracjach miejskich.....	246
Дяченко Є.В., Дрижирук Ю.В., Щербінін Л.Г.	Використання методу підйому перекриттів для зведення будівель із збірно-монолітним каркасом системи «КУБ» та споріднених систем....	254
Ігнатов С.В.	Досвід закріплення зсувного схилу і рішення містобудівних завдань.....	263



Ковальчук В.А.	Впровадження сучасних споруд для очистки стічних вод підприємств харчової промисловості.....	271
Павліков А.М., Пінчук Н.М., Гарькава О.В.	Безконсольно-безкапітельно-безбалкові каркаси в будівництві котеджів.....	279
Трач Р.В.	Переваги застосування концепції інформаційного моделювання в будівництві....	288
Трач В.М., Подворний А.В.	Використання 3D методики до розрахунку на стійкість товстих анізотропних оболонок під дією кручення.....	295
Трач В.М., Хоружий М.М.	Стійкість нетонких анізотропних конічних оболонок під дією осьового стиску.....	302
Chalecki M., Jaworski J., Szlachetka O., Bagdasaryan V.	Drgania własne prętów wspornikowych o kształcie pełnych i drażonych brył obrotowych.....	313
Szlachetka O., Bagdasaryan V., Wągrowaska M., Dohojda M.	Analiza teoretyczna i doświadczalna rozkładu temperatury w wielowarstwowej strukturze.....	321
Шумінський В.Д., Степанчук С.В., Слободянік І.Ю., Степанчук Н.В., Костецька С. М.	Оцінка стійкості схилу на стадії проектування адміністративно-громадського комплексу по вул. І. Мазепи, 1 в м. Києві.....	329

ТЕХНІЧНИЙ СТАН, РЕКОНСТРУКЦІЯ ТА ПІДСИЛЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ, БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Borisyuk A.P., Ziatiuk Y.Y., Lysyuk M.O., Yevtushenko V.S.	Strengthening and calculation analysis of bending reinforced concrete elements.....	341
Бурчєня С. П., Фамуляк Ю.Є.	Порівняння несучої здатності та деформативності комплексних легкобетонних елементів, посиленіх та непосиленіх композитною арматурою.....	349

<p>  Дohoждa. M., Witkowska – Dobrev. J. </p>	<p> Wybrane zagadnienia analizy uszkodzeń wielkopowieszchniowych obiektów budowlanych.. </p>	356
<p> Караван В.В., Борисюк О.П. </p>	<p> Аварійний стан 9-ти поверхового житлового будинку у м. Винники Львівської області..... </p>	365
<p> Клименко Є.В., Гілодо О.Ю., Арсірій А.М. </p>	<p> Забезпечення просторової стійкості при реконструкції житлових будинків минулих років забудови..... </p>	372
<p> Клименко Є. В., Фроліна К. Л. </p>	<p> Підвищення інвестиційної привабливості будівель шляхом впровадження оптимальної стратегії експлуатації..... </p>	380
<p> Лободанов М. М., Вегера П.І., Бліхарський З. Я. </p>	<p> Аналіз основних методів дослідження впливу пошкоджень на несучу здатність в залізобетонних елементах..... </p>	389
<p> Рябенко О.А., Сунічук С.В., Алексієвець В.І., Іванюк А.М., Алексієвець І.І. </p>	<p> Обстеження технічного стану греблі Мигіївської ГЕС на р. Південний Буг..... </p>	397
<p> Титаренко Р.Ю., Хміль Р.Є. </p>	<p> Методика оцінки надійності залізобетонних балок, підсилених залізобетонною обіймою..... </p>	406
<p> Чеканович М.Г., Журахівський В.П., Чеканович О.М. </p>	<p> Підсилення залізобетонних балок зовнішньою стрижнево-котковою системою..... </p>	413
<p> Чеканович М.Г., Романенко С.М., Андрієвська Я.П. </p>	<p> Навантаження і деформації залізобетонних балок, підсилених гнучкою зовнішньою арматурою..... </p>	421
<p> Чеканович М.Г., Романенко С.М., Андрієвська Я.П. </p>	<p> Система зовнішнього підсилення залізобетон- них згинальних елементів і моделювання її роботи..... </p>	428
<p> Шевченко О.В. </p>	<p> Сучасні методи підсилення сталезалізобетонних колон при реконструкції будівель та споруд..... </p>	436



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Наукове видання

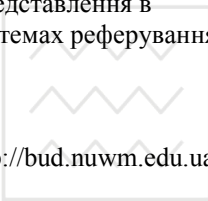
РЕСУРСОЕКОНОМНІ МАТЕРІАЛИ, КОНСТРУКЦІЇ,
БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ

Збірник наукових праць

Випуск 36

Відповідальний редактор Є. М. Бабич

Представлення в
системах реферування:



<http://bud.nuwm.edu.ua/>

Національний університет
водного господарства
та природокористування

видання відображається в
реферативній базі даних
«Україніка наукова»

Підписано до друку 04.10.2018 р. Формат 60x84 1/16. Папір офсет.
Гарнітура «Times New Roman Cyr». Друк офсет. Ум. друк. арк. 26,04.

Наклад 100 пр. Зам. 70.

Видавництво «Волинські обереги».

33028 м. Рівне, вул. 16 Липня, 38; тел./факс: (0362) 62-03-97;

e-mail: oberegi97@ukr.net

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру суб'єкта
видавничої справи ДК № 270 від 07.12.2000 р.

Надруковано згідно наданого оригінал-макета
в друкарні видавництва «Волинські обереги».