

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Сучасні технології
та методи розрахунків у будівництві

Збірник наукових праць

Випуск 13

Луцьк – 2020

У збірнику висвітлюються результати наукових досліджень будівельних матеріалів і конструкцій; технологій зведення та експлуатації будівель, інженерних і транспортних систем; теорії опору елементів будівельних конструкцій зовнішнім впливам та методів розрахунку; сучасних тенденцій проектних рішень у будівництві; енергоефективних технологій у міському будівництві та господарстві.

Призначений для науковців, фахівців проектних установ і виробничих підприємств, докторантів, аспірантів, студентів закладів вищої освіти.

Редакційна колегія:

Головний редактор – **Шваб'юк В.І.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ)
Заступник редактора – **Пастернак Я.М.**, д.ф.-м.н., професор (Луцький НТУ)
Відповідальний секретар – **Ротко С.В.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ)

Азізов Т.Н., д.т.н., професор (УДПУ, Умань); **Андрійчук О.В.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Бабич Є.М.**, д.т.н., професор (НУВГП, Рівне); **Белятинський А.О.**, д.т.н., професор (НАУ, Київ); **Дробининець С.Я.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Жданюк В.К.**, д.т.н., професор (ХНАДУ, Харків); **Задорожнікова І.В.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Ільчук Н.І.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Карась Славомір**, доктор інженерії (Люблінська політехніка, Польща); **Кислюк Д.Я.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Клименко Є.В.**, д.т.н., професор (ОДАБА, Одеса); **Кочкар'єв Д.В.**, д.т.н., доцент (НУВГП, Рівне); **Мікулич О.А.**, д.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Москалькова Ю.Г.**, к.т.н., доцент (БРУ, Білорусь), **Максимович О.В.**, д.т.н., професор (НУ "ЛП"); **Наумов В.С.**, д.т.н., професор (Краківська політехніка, Польща); **Пасічник Р.В.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Пустюльга С.І.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Савенко В.Я.**, д.т.н., професор (НТУ, Київ); **Самчук В.П.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Семенюк С.Д.**, д.т.н., професор (БРУ, Білорусь), **Синій С.В.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Сунак П.О.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Трач В.М.**, д.т.н., професор (НУВГП, Рівне); **Ужегова О.А.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Ужегов С.О.**, к.т.н., (Луцький НТУ); **Чапюк О.С.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Шишкін О.О.**, д.т.н., професор (КНУ, Кривий Ріг).

Зареєстрований Державною реєстраційною службою України (свідоцтво про державну реєстрацію КВ № 20340-10140Р від 31.05.2013).

Включений Міністерством освіти і науки до переліку наукових фахових видань України (категорія Б) за спеціальностями 113 – Прикладна математика; 122 – Комп'ютерні науки (наказ МОН України, № 409 від 17.03.2020 р.); 192 – Будівництво та цивільна інженерія (наказ МОН України, № 886 від 02.07.2020 р.).

Матеріали збірника рекомендовані до друку на засіданні Вченої ради Луцького НТУ (протокол № 10 від 25 червня 2020 р.).

Адреса редакції: 43018, м. Луцьк, вул. Потебні, 56, Луцький НТУ, кафедра будівництва та цивільна інженерії, e-mail: Zbirnukfbd@gmail.com,
<http://eforum.lntu.edu.ua/index.php/construction>, телефон (0332) 26-24-60

**ІНЖЕНЕРНИЙ СПОСІБ ВИЗНАЧЕННЯ ЖОРСТКОСТІ ПРИ
КРУЧЕННІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ДВОТАВРОВОГО
ПЕРЕРІЗУ З НОРМАЛЬНИМИ ТРІЩИНАМИ**

**ENGINEERING METHOD FOR DETERMINATION OF STIFFNESS AT
TURNING OF REINFORCED CONCRETE I-BEAM ELEMENTS WITH
NORMAL CRACKS**

Азізов Т.Н., д.т.н., проф., Орлова О.М. (Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини, м. Умань)

Azizov T.N. Doctor of Engineering, Professor, Orlova O.M. (Pavlo Tychyna Uman State Pedagogical University, Uman)

Наведено інженерну методику визначення жорсткості при крученні двотаврових залізобетонних елементів з нормальними тріщинами. Методика ґрунтується на підборі середньої жорсткості перерізу подібно тому як це зроблено у нормах ЄКБ для визначення згинальної жорсткості залізобетонних елементів з тріщинами.

It is known that the load redistribution in statically indeterminate systems depends almost equally on the bending and torsional stiffness of individual elements. Despite this, most calculations in the calculation of reinforced concrete rod systems, including known powerful software packages, are made without taking into account changes in torsional stiffness as a result of the formation of normal cracks. The change in torsional stiffness is either ignored altogether or is taken into account only in the presence of spatial cracks. Existing methods for determining the torsional stiffness relate mainly to reinforced concrete I-beam elements with spiral cracks. This problem remains quite acute today. And it is mainly due to the lack of reliable methods for determining the torsional stiffness of reinforced concrete elements with normal cracks. The article proposes an engineering method for determining the torsional stiffness of reinforced concrete elements of the I-beam cross-section with normal cracks. The proposed engineering method allows solving the problem of torsion of reinforced concrete elements by introducing the average stiffness and its approximation by the coefficient of averaging stiffness. This approach is similar to the approach adopted in European Norms to determine the average stiffness of bending reinforced concrete I-beam elements with cracks. The averaging factor is obtained by modeling many problems using proven software packages using three-dimensional finite elements. The dependences of the ratio of crack height to full height are used; the moment of inertia in the crack to the moment of inertia of the full section; the ratio of the total height of the section to the distance between the cracks. Several variants of approximation of the coefficient k have been proposed. the coefficient k is used to determine the average cross section. This is an approximation in two, three and four unknowns. The choice of the most advantageous type of approximation is the subject

of further research. The proposed technique can significantly reduce the number of numerical experiment problems using three-dimensional finite elements.

Ключові слова: жорсткість при крученні, двотавровий переріз, нормальна тріщина, усереднена жорсткість, апроксимація, скінчені елементи.

Keywords: torsional rigidity, I-beam element, a normal crack, average stiffness, approximation, finite elements.

Аналіз досліджень і постановка задачі

Відомо, що жорсткості залізобетонних елементів залежать від наявності різних тріщин [1, 11, 12]. У роботах [3, 7, 8] показано, що перерозподіл локального навантаження в статично невизначених системах залежить практично однаково чиним як від згинальної, так і від крутильної жорсткостей окремих елементів. Незважаючи на це, більшість розрахунків при розрахунку залізобетонних стрижневих систем, включаючи і відомі потужні програмні комплекси, проводиться без урахування зміни жорсткості при крученні в результаті утворення нормальних тріщин. Зміна жорсткості при крученні або ігнорується взагалі, або враховується тільки при наявності просторових тріщин. Існуючі методики визначення жорсткості при крученні [4, 5] стосуються в основному залізобетонних елементів з просторовими (спіральними) тріщинами при дії кручення, хоча експериментальними дослідженнями встановлено істотний вплив нормальних тріщин на крутильну жорсткість залізобетонних елементів [7]. Ця проблема і на сьогодні залишається досить гострою. І пов'язана вона в основному з відсутністю достовірних методів визначення жорсткості при крученні залізобетонних елементів з нормальними тріщинами.

У роботах [1, 7, 10] розглянуто дослідження жорсткості при крученні залізобетонних елементів з нормальними тріщинами. Однак не розглянуті методи розрахунку крутильних жорсткостей елементів двотаврового перерізу. Крім того, для інженерних розрахунків бажано мати просту методику, що дозволяє на етапі варіантного проектування швидко і без застосування складних обчислювальних процесів визначити крутильну жорсткість залізобетонного елемента з нормальними тріщинами.

У зв'язку з вищесказаним **метою цієї статті** є розробка інженерного методу розрахунку жорсткості при крученні залізобетонних двотаврових елементів з нормальними тріщинами.

Виклад основного матеріалу

Розглянемо залізобетонний елемент двотаврового перетину з нормальними тріщинами (рис. 1). Зміщенню в тріщині блоку А відносно блоку В перешкоджають невідома нагельна сила в поздовжній арматурі та опір частини бетонного перерізу над тріщиною. Невідому нагельну силу

згідно [1, 11] неважко визначити з умови рівності переміщень в місці умовного розсічення поздовжньої арматури.

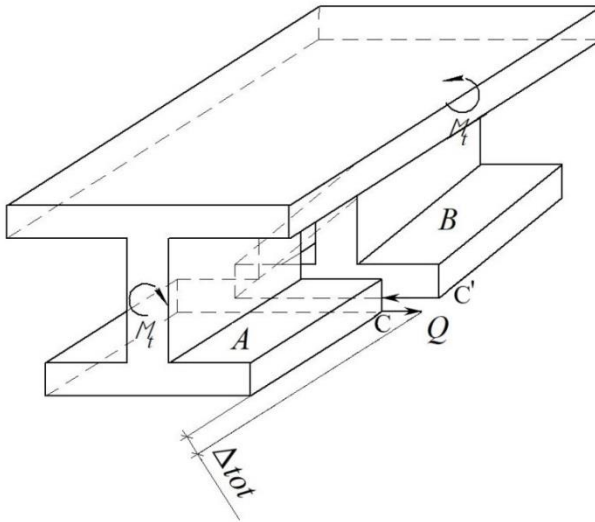


Рис. 1. Схема переміщення блоку А відносно блоку В і дії нагельної сили в поздовжній арматурі

Після розтину поздовжньої арматури головною і однією з найскладніших частин завдання стає визначення взаємного зсуву берегів нормальної тріщини. Складність завдання полягає в тому, що зміщення одного блоку відносно іншого відбувається в результаті місцевих деформацій над тріщинами. У цьому легко переконатися, змодельовавши стрижень з нормальним розрізом за допомогою об'ємних скінчених елементів (рис. 2). На рисунку 2 для спрощення показаний елемент прямокутного перерізу.

У більшості випадків зміщення між точками c і d буде більше переміщення точки c від крутіня суцільного блоку довжиною l . І чим більше висота тріщини, тим більшою буде ця різниця.

Ця обставина істотно ускладнює завдання. Зважаючи на малість довжини ділянки $c-d$ над тріщиною (ширини розкриття тріщини) спроба розрахувати переміщення елемента як стрижня зі змінним поперечним перерізом не призведе до правильних результатів.

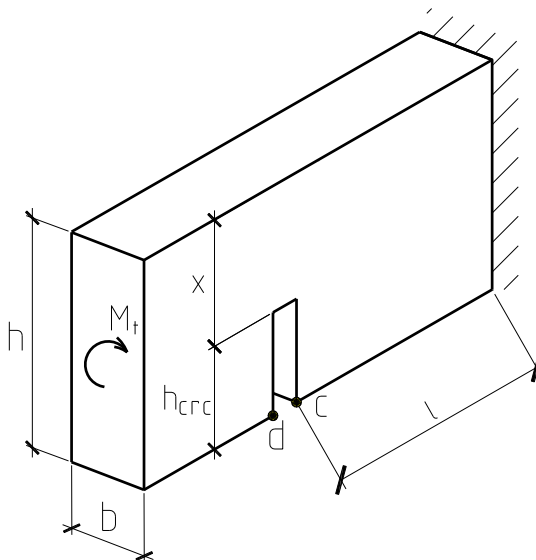


Рис. 2. Модель елемента з нормальним розрізом

Так, наприклад, якщо розглянути стрижень із ступінчастою зміною перерізу, то кут повороту його торця, до якого прикладений крутний момент M_t , визначиться за відомою формулою опору матеріалів:

$$\varphi = M_t \left(\frac{l_1}{GJ_1} + \frac{l_2}{GJ_2} + \frac{l_3}{GJ_3} \right), \quad (1)$$

де GJ_1 , GJ_2 , GJ_3 – відповідно крутильні жорсткості перші другої і третьої ділянок стрижня; l_1 , l_2 , l_3 – відповідно довжини ділянок.

Легко перевірити, що якщо змодельовати ступінчасту жорсткість елемента з тріщиною, то розрахунок за формулою (1) дасть мізерно малий приріст переміщення (повороту) в місці різкої зміни перерізу елемента зважаючи на його вельми малої довжини.

У роботах [2, 10] було запропоновано визначати взаємне переміщення берегів нормальної тріщини за допомогою апроксимації даних чисельного експерименту. Для цього слід створити базу даних функцій залежності переміщення в тріщині від геометричних параметрів елемента, висоти тріщини і відстані між тріщинами. Це досить надійний підхід, однак, на сьогоднішній день така база даних не створена через потребу проведення тисяч однотипних розрахунків.

Це завдання можна спростити за допомогою інженерних методів визначення зміщення в тріщині. Один з таких способів запропонований в

[1]. Згідно цього методу з серії розрахунків з використанням об'ємних скінчених елементів, в стандартних програмних комплексах, для балок з різним співвідношенням висоти стиснутої (від вигину) зони, довжини блоку між тріщинами, висоти перерізу блоку отримують залежності переміщень (поворотів) в розглянутих блоках. Потім, використовуючи схему стержня зі змінною висотою перерізу (рис. 3), слід підібрати функцію зміни його висоти по довжині блоку уздовж поздовжньої осі стержня y : $h_y=f(y)$ від початкової висоти, що дорівнює висоті стислій (від згину) зони X , до повної висоти h в кінці блоку довжиною l_0 .

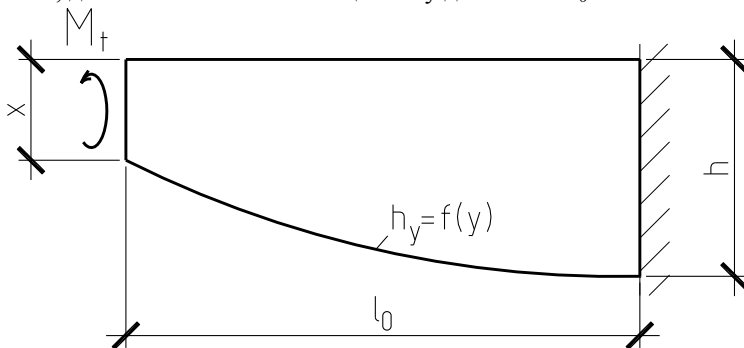


Рис. 3. Схема стержня зі змінною висотою поперечного перерізу

До лівого кінця такого еквівалентного стержня прикладається крутний момент M_t , правий кінець вважається жорстко затисненим. Задача вирішується елементарними методами опору матеріалів для закрученого стержня зі змінною висотою перерізу. Функцію зміни висоти $h_y=f(y)$ (вірніше, функцію зміни жорсткості при крученні), слід підбирати таким чином, щоб поворот лівого кінця еквівалентного стержня (рис. 3) дорівнював повороту верхньої частини об'ємного блоку, до частини поперечного перерізу, якого прикладений крутний момент. Задача має бути розрахована з використанням об'ємних скінчених елементів в стандартному програмному комплексі, в якому реалізований МСЕ.

Згідно цього ж методу слід побудувати (на ґрунті чисельного експерименту) криву, виду:

$$\varphi_{crc} / \varphi_{tot} = f(J_{crc} / J_{tot}) \quad (2)$$

У виразі (2) прийняті наступні позначення: φ_{crc} , φ_{tot} - відповідно кути повороту стержня висотою перерізу x (тобто висота перерізу дорівнює висоті стиснутої від вигину зони x) і стержня с повною висотою перерізу h (див. рис. 3); J_{crc} , J_{tot} - відповідно моменти інерції на кручення цих же стержнів. Вгляд цієї кривої показаний на рис. 4.

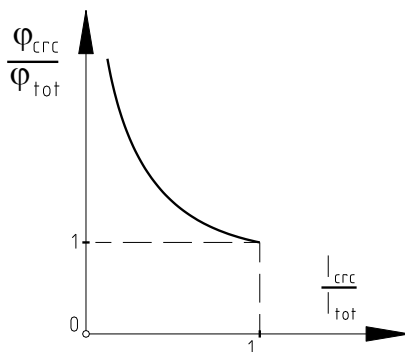


Рис. 4. Залежність відношення кутів закручування і відношення моментів інерції при крученні

Крива має в якості асимптоти вертикальну вісь координат, а праворуч обмежена координатами 1: 1, що цілком очевидно. Після побудови залежності (2) для даної довжини (вірніше, для даного відношення висоти перерізу до відстані між тріщинами) слід підібрати також емпіричну залежність зміни такої кривої зі зміною відстані між тріщинами.

Розглянемо тепер спосіб, що вимагає меншої кількості попередніх обчислень з об'ємними скінченими елементами в порівнянні зі способами, описаними вище. Цей спосіб ґрунтується на методі усереднення жорсткостей в перерізі, подібно до того, як це зроблено в європейських нормах при визначенні переміщень від згину залізобетонних елементів із тріщинами [12].

Розглянемо подібно [9] елемент з нормальними тріщинами, жорстко закріплений одним торцем, до іншого торця якого прикладений крутний момент M_t (рис. 5).

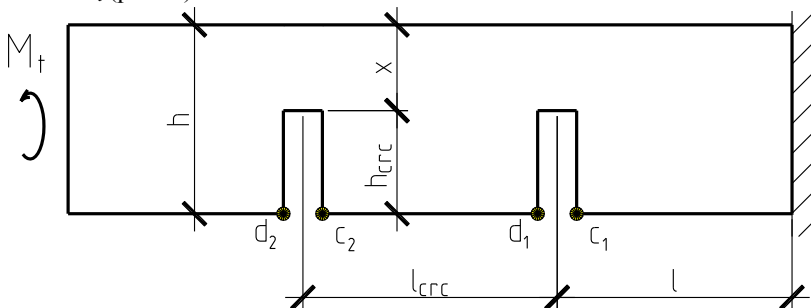


Рис. 5. Схема до визначення середньої жорсткості

Дотримуючись подібністю методиці [9, 12] для згину, в зв'язку з малою довжиною ділянки з різко зменшеною жорсткістю (ділянки в межах

нормальної тріщини), розглянемо ділянку, що включає одну тріщину і не тріснуту зону, і визначимо переміщення точки C_2 , виходячи з середньої жорсткості. Тоді кут повороту в точці C_2 відносно точки C_1 визначиться з формули опору матеріалів:

$$\varphi_{c2} = \frac{M_t l_{crc}}{G \cdot J_m} \quad (3)$$

де G – модуль зсуву матеріалу балки; J_m – середнє значення жорсткості на ділянці з нормальною тріщиною, яке також по аналогії з [12] визначиться з виразу:

$$J_m = J_{tot}k + J_{crc}(1 - k), \quad (4)$$

де J_{crc} , J_{tot} – відповідно момент інерції при крученні перетину з висотою, що дорівнює висоті x зони без тріщин (див. рис. 5) над нормальною тріщиною, і перетину з повною висотою h елемента; k – емпіричний коефіцієнт ($k < 1$). Значення величини J_m лежить між J_{crc} і J_{tot} . В випадку двотаврового перерізу J_{crc} – це момент інерції таврового перерізу висотою $x = x_{crc} = h - h_{crc}$; J_{tot} – момент інерції двотаврового перерізу.

Зупинимось окремо на коефіцієнті k . Подібно [12], де сказано, що будь-який дійсний результат можна змоделювати, підібравши коефіцієнт розподілу, виходячи з експериментальних досліджень, ми можемо стверджувати, що в нашому випадку цей коефіцієнт можна підібрати з чисельних експериментів. Суть його визначення полягає в тому, що, маючи чисельні значення кутів закручування, слід за допомогою апроксимації підібрати вираз для k , при якому кут φ_{c2} , який визначається за виразом (3) з урахуванням (4), буде дорівнювати куту повороту, визначеному з розрахунків з використанням об'ємних скінчених елементів. Емпіричний коефіцієнт k змінюється в межах від 0 до 1. При $k=0$ згідно з формулою (4) середня жорсткість матиме жорсткість, рівну жорсткості в тріщині. При $k=1$ середнє значення буде мати жорсткість повного перетину (без тріщин).

Для визначення нагельної сили в поздовжній арматурі нам необхідно знати переміщення точки d_1 відносно точки C_1 (див. рис. 5). Для цього від кута повороту φ_{c2} слід відняти кут повороту суцільного блоку між точками d_1 і C_2 (див. рис. 5). Іншими словами різниця кутів повороту $\Delta\varphi$ між точками C_1 і d_1 визначиться за виразом:

$$\Delta\varphi = \varphi_{d1} - \varphi_{c1} = \varphi_{c2} - \varphi_{cd} = \frac{M_t l_{crc}}{G \cdot J_m} - \frac{M_t l_{crc}}{G \cdot J_{tot}} \quad (5)$$

де φ_{d1} , φ_{c1} , φ_{c2} – кути повороту відповідно в перетинах d_1, c_1, c_2 ; φ_{cd} – кут повороту між перетинами c_2 і d_1 .

Правомірність застосування методики усередненого перерізу показана в [9] на прикладі балок прямокутного перерізу з різною шириною, висотою перерізу і висотою нормальної тріщини. При цьому коефіцієнт k в [9] отримано апроксимацією з варіюванням ширини і висоти перерізу b і h , висоти тріщини h_{crc} . Отримана в [9] апроксимаційна формула має вигляд:

$$k = 0.062 + 0.047 \frac{b}{h} + 0.776 \frac{h - h_{crc}}{h} - 0.238 \cdot \ln \left(\frac{h}{l_{crc}} \right) - 0.056 \frac{h_{crc}}{b} \quad (6)$$

У цій же роботі [9] показано гарний збіг даних за розрахунком за допомогою об'ємних скінчених елементів.

За аналогією можна бачити, що величина k буде залежати від декількох відносних параметрів. Тобто можна запропонувати величину k визначати за допомогою апроксимації як функцію двох, трьох або чотирьох змінних. Нижче представлені варіанти апроксимації k :

$$k = f \left(\frac{J_{crc}}{J_{tot}}; \frac{J_{crc}}{l_{crc}^4} \right) \quad (7)$$

$$k = f \left(\frac{J_{crc}}{J_{tot}}; \frac{x_{crc}}{h}; \frac{h}{l_{crc}} \right) \quad (8)$$

$$k = f \left(\frac{J_{crc}}{J_{tot}}; \frac{J_{crc}}{l_{crc}^4}; \frac{h}{l_{crc}} \right) \quad (9)$$

$$k = f \left(\frac{J_{crc}}{J_{tot}}; \frac{h}{l_{crc}}; \frac{J_{crc}}{l_{crc}^4}; \frac{x_{crc}}{h} \right) \quad (10)$$

Функції (7-10) запропоновані нами через те, що взаємне переміщення берегів тріщини залежить і від висоти тріщини h_{crc} , і від повної висоти перерізу h , і від відстані між тріщинами l_{crc} . Але в двотаврових елементах при одному і тому ж значенні h_{crc} співвідношення моментів інерції J_{crc} та J_{tot} може бути різним. Це пов'язано з можливою різницею товщин верхньої

та нижньої полиць двотавра, а також різницею ширин цих полиць. Тому в (7-10) пропонується окрім висоти тріщини h_{crc} врахувати ще й залежність J_{crc}/J_{tot} , а також залежність J_{crc}/l_{crc}^4 (при цьому четвертий ступінь прийнято для того, щоб всі величини були безрозмірними).

Запропоновані залежності (7-20) подібні з апроксимаційним підходом, запропонованим в [10], але мають свої переваги. Переваги запропонованого у [10] методі визначення жорсткості при крученні за допомогою створення бази апроксимаційних даних полягають в тому, що створення бібліотеки апроксимаційних функцій дозволило б істотно спростити вирішення багатьох завдань визначення характеристик жорсткості параметрів залізобетонних елементів з тріщинами, які можуть увійти як окремий блок в існуючі програмні комплекси. Однак цей метод складно втілювати в практику, тому що для складних перетинів кількості варійованих параметрів буде великою. Так, наприклад, коли висота стиснутої зони знаходиться в межах ребра залізобетонного елемента двотаврового перерізу, переміщення берегів тріщини (кута взаємного повороту двох блоків, відокремлених нормальною тріщиною) буде функцією семи змінних: ширини верхньої полиці, її товщини, ширини нижньої полиці, її товщини, товщини ребра, повної висоти перетину і висоти нормальної тріщини. Цей метод, запропонований в роботах [2, 10] і який ґрунтується на створенні бази даних чисельного експерименту, є досить ефективним. Недоліком є факт дуже великої кількості розрахунків із застосуванням об'ємних скінчених елементів. Так, якщо для двотаврового елемента крім описаних вище варійованих факторів додати ще й відстань між тріщинами, то таких факторів буде вісім. Якщо взяти хоча б по п'ять варіантів розмірів кожного з варійованих параметрів, то вийде 32768 варіантів розрахунку.

А пропозиція апроксимації використання формули середнього перерізу з застосуванням апроксимації у вигляді (7-10) дозволяє суттєво скоротити потрібну кількість чисельних розрахунків. Так, для вищезгаданого двотаврового перерізу при варіюванні кожного з параметрів по п'ять разів, загальна кількість розрахунків складе: для функції двох змінних – 32; для функції трьох змінних – 243, для функції чотирьох змінних – 1024, що відповідно в 1024, 135 та 32 рази менше вищезгаданого підходу до апроксимації. Вибір найбільш прийняттого варіанту є предметом подальших досліджень.

Знаючи взаємне переміщення берегів нормальної тріщини (яке визначається наведеним вище способом) неважко визначити взаємне переміщення точок у місцях розтину всіх поздовжніх стрижнів арматури з умови плоского повороту перетину. Далі складанням умови спільності деформацій в місцях розтину арматурних стержнів неважко отримати систему рівнянь для визначення нагельних сил у всіх стрижнях поздовжньої арматури. Так, якщо в перетині є два симетрично

розташованих стержні поздовжньої арматури, то система рівнянь для визначення складових нагельної сили Q (Q_x – в горизонтальному напрямку; Q_z – у вертикальному напрямку) в цих стрижнях матиме вигляд:

$$\begin{cases} \Delta_x^{Mt} - Q_x \delta_{xx} - Q_z \delta_{xz} - 2\Delta_{loc}^x = 0 \\ \Delta_z^{Mt} - Q_x \delta_{zx} - Q_z \delta_{zz} - 2\Delta_{loc}^z = 0 \end{cases} \quad (11)$$

У системі (11) прийняті позначення: δ_{xx} – взаємне зміщення берегів тріщини в напрямку дії сили Q_x від крутіння одиничними силами $Q_x=1$; δ_{xz} – взаємне зміщення берегів тріщини в напрямку дії сили Q_x від крутіння одиничними силами $Q_z=1$; δ_{zx} – взаємне зміщення берегів тріщини в напрямку дії сили Q_z від крутіння одиничними силами $Q_x=1$; δ_{zz} – взаємне зміщення берегів тріщини в напрямку дії сили Q_z від крутіння одиничними силами $Q_z=1$; Δ_x^{Mt} , Δ_z^{Mt} – взаємне зміщення берегів тріщини від крутіння зовнішнім моментом M_t в напрямку дії відповідно сили Q_x і Q_z ; Δ_{loc}^x , Δ_{loc}^z – переміщення від місцевої деформації в місці розташування арматури відповідно від сил Q_x і Q_z .

Величину Δ_{loc} краще визначати за емпіричними даними, наведеними в нормативних документах, наприклад за [6].

Величини δ_{xx} , δ_{zz} , δ_{zx} , δ_{xz} , Δ_x^{Mt} , Δ_z^{Mt} визначаються із задачі взаємного зміщення берегів тріщини з розсіченою арматурою, яка вирішується способом, описаним вище.

Після визначення нагельних сил жорсткість залізобетонного елемента з нормальною тріщиною визначиться з виразу:

$$B_{crc} = \frac{\Delta_{bl}}{\Delta_{bl} + \Delta} B_t, \quad (12)$$

де Δ_{bl} – переміщення грані цілого (без тріщин) блоку стрижня, відокремленого нормальної тріщиною від крутіння. Воно визначається за відомими формулами опору матеріалів; B_t – крутильна жорсткість суцільного стержня без тріщин; Δ – повне переміщення в тріщині, яке дорівнює:

$$\Delta = 2 \cdot \Delta_{loc} \quad (13)$$

У формулі (13) величина Δ_{loc} помножена на 2, тому що переміщення в тріщині складаються з двох сторін нормальної тріщини.

Висновки і перспективи досліджень. Запропонована інженерна методика визначення крутильних жорсткостей залізобетонних елементів двотаврового перерізу з нормальними тріщинами. Пропонований

інженерний спосіб дозволяє вирішувати задачі кручення залізобетонних елементів шляхом введення середньої жорсткості та її апроксимації за допомогою коефіцієнта, отриманого з моделювання деякої кількості задач із застосуванням апробованих програмних комплексів з використанням об'ємних скінчених елементів. Запропонована методика дозволяє суттєво скоротити кількість задач чисельного експерименту з використанням об'ємних скінчених елементів.

У перспективі передбачається поширення створення бази даних чисельного експерименту для отримання апроксимаційних залежностей коефіцієнта k , а також поширення запропонованого підходу на розрахунок з урахуванням нелінійних властивостей залізобетону.

References

1. Azizov T.N. Zhestkost zhelezobetonnykh elementov pri kruchenii i ee vliianie na prostranstvennuiu rabotu mostov // Mekhanika i fizika ruiniuvannia budivelnikh materialiv ta konstruktсии. Zbirnik naukovikh prats. NAN Ukraїni. Fiziko-mekh.institut im.. V.G. Karpenka. – Lviv, 2009. – S. 576-590. 2. Azizov, T.N. Ispolzovanie approksimatsionnykh konechnykh elementov v raschetakh konstruktсии // Visnik Odeskoї derzhavnoї akademiiı budivnitstva ta arkhitekturi. – 2010. – № 39, chastina 1. – S. 4-9. 3. Drozdov P.F. Konstruirovaniie i raschet nesushchikh sistem mnogoetazhnykh zdaniı i ikh elementov. – M.: Stroiizdat, 1977. –223s. 4. Karpenko, N.I. Teoriia deformirovaniia zhelezobetona s treshchinami. / N.I. Karpenko; – M.: Stroiizdat, 1976. – 208 s. 5. Kouen, G.Dzh. Kruchenie v obychnom i predvaritelno napriazhennom zhelezobetone: Per. s angl. – M.: Izd-vo literatury po stroitelstvu, 1972. – 104 s. 6. Rekomendatsii po proektirovaniu stalnykh zakladnykh detalei dlia zhelezobetonnykh konstruktсии/ [razrabot. NIIZhB Gosstroia SSSR].– M.: Stroiizdat, 1984. – 73 s. 7. Sribniak, N.M. Krutilna zhorstkist zalizobetonnykh elementiv perekrittiv z normalnimi trishchinami: avtoref. dis. kand. tekhn. nauk 05.23.01. Odeska derzhavna akademiia budivnitstva ta arkhitekturi. – O., 2009. – 23 s. 8. Ulitskii B.E., Potapkin A.A, Rudenko V.I., Sakharova I.D., Egorushkin Iu.M. Prostranstvennye raschety mostov. – M.: Transport, 1967. – 404 s. 9. Azizov T., Kochkarev D. Rigidity and Torsional Strength of Reinforced Concrete Bars wis Normal Cracks // Sciences of Europe. – 2020. – Vol 1, № 47. – S. 27-36. 10. Azizov T., Melnik O. and others Calculation of reinforced concrete ceilings with normal cracks accounting the Chebyshev approximation / 6 th International Scientific Conference “Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings” Transbud-2017. – Kharkiv, April 19-21, 2017/ - S. 1-7. 11. Azizov T., Jurkowska N., Kochkarev D. Basis of calculation on torsion for reinforced concrete structures with normal cracks // Concrete Innovations In Materials, Design And Structures. Fib Symposium 2019. Cracow 27-29 May 2019. Book of Abstracts. S. 489-490. 12. Narayanan R.S. (2009) Designers Guide to Eurocode 2: Design of Concrete Structures, London, Thomas Telford

Список використаної літератури

1. Азизов Т.Н. Жесткость железобетонных элементов при кручении и ее влияние на пространственную работу мостов // *Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. Збірник наукових праць. НАН України. Фізико-мех.інститут ім. В.Г. Карпенка.* – Львів, 2009. – С. 576-590.
2. Азизов, Т.Н. Использование аппроксимационных конечных элементов в расчетах конструкций // *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.* – 2010. – № 39, частина 1. – С. 4-9.
3. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчёт несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. – М.: Стройиздат, 1977. –223с.
4. Карпенко, Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.
5. Коуэн, Г.Дж. Кручение в обычном и предварительно напряженном железобетоне: Пер. с англ. – М.: Изд-во литературы по строительству, 1972. – 104 с.
6. Рекомендации по проектированию стальных закладных деталей для железобетонных конструкций/ [разработ. НИИЖБ Госстроя СССР].– М.: Стройиздат, 1984. – 73 с.
7. Срібняк, Н.М. Крутильна жорсткість залізобетонних елементів перекриттів з нормальними тріщинами: автореф. дис. канд. техн. наук 05.23.01. Одеська державна академія будівництва та архітектури. – О., 2009. – 23 с.
8. Улицкий Б.Е., Потапкин А.А, Руденко В.И., Сахарова И.Д., Егорушкин Ю.М. Пространственные расчёты мостов. – М.: Транспорт, 1967. 404 с.
9. Azizov T., Kochkarev D. Rigidity and Torsional Strength of Reinforced Concrete Bars with Normal Cracks // *Sciences of Europe.* – 2020. – Vol 1, № 47. – S. 27-36.
10. Azizov T., Melnik O. and others Calculation of reinforced concrete ceilings with normal cracks accounting the Chebyshev approximation / 6 th International Scientific Conference “Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings” Transbud-2017. – Kharkiv, April 19-21, 2017/ - S. 1-7.
11. Azizov T., Jurkowska N., Kochkarev D. Basis of calculation on torsion for reinforced concrete structures with normal cracks // *Concrete Innovations In Materials, Design And Structures. Fib Symposium 2019. Cracow 27-29 May 2019. Book of Abstracts.* S. 489-490.
12. Narayanan R.S. (2009) *Designers Guide to Eurocode 2: Design of Concrete Structures*, London, Thomas Telford.

**ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ
КОМБІНОВАНО-АРМОВАНИХ СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ
ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

**CALCULATION OF BEARING CAPACITY OF NORMAL CROSS-
SECTIONS OF COMBINED-REINFORCED SFRC BENDING
ELEMENTS**

**Андрійчук О.В., к.т.н., доц., Кислюк Д.Я., к.т.н., доц., Нінічук М.В.,
аспірант (Луцький національний технічний університет, м Луцьк)**

**Andriiuchuk O.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Kysliuk
D.Y., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Ninichuk M.V.,
postgraduate student, (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

***Анотація.** Удосконалено методику розрахунку несучої здатності комбіновано-армованих сталевібробетонних елементів за допомогою врахування спрощених діаграм деформування сталевібробетону на стиск і на розтяг.*

***Summary.** In recent years, the scope of application of reinforced concrete and combined-reinforced structures in load-bearing structures is expanding. Studies by many authors indicate the significant advantages of reinforced concrete and combined-reinforced bending elements over the classic reinforced concrete. Current state regulations do not take into account all the properties of reinforced concrete, and therefore the load-bearing capacity of structures can in many cases be underestimated. Therefore, it is advisable to take into account, when calculating, all the properties of this material.*

The current state standards for the calculation and design of reinforced concrete structures are based on the fact that reinforced concrete is considered as one of the types of disperse-reinforced material. However, with this approach, many factors are taken into account, the value of which, in real conditions, can be in a wide range of values, so they are taken into account with a margin.

The article proposes a simplified force method for calculating the bearing capacity of combined-reinforced reinforced concrete bending elements. Simplified diagrams of deformation of reinforced concrete under compression and tensile obtained on the basis of experimental tests are taken into account. The tensile diagram is proposed to be three-line. To evaluate the effectiveness of the method and study a number of other characteristics, two series of experimental studies of inseparable combined – reinforced concrete beams were performed. Research methods and the nature of the beams in the test process, described in [8-10]. For comparison with the obtained experimental data, the article presents the calculation of experimental beams, performed according to state standards and a simplified force method.

The results show that when determining the load-bearing capacity of the section, the results determined by a simplified force model show the best agreement with the

experimental ones. It is obvious that taking into account the full operation of reinforced concrete in compression and tension, increases the accuracy of the calculation. The average error is 3... 5%.

Ключові слова: бетон, сталева фібра, СФБ, розрахунок, деформації, несуча здатність.

Keywords: concrete, steel fiber, SFRC, calculation, strain, bearing capacity.

Постановка проблеми. Останніми роками розширюється сфера застосування сталевібробетонних і комбіновано-армованих конструкцій у цивільному та промисловому будівництві. Найчастіше сталевібробетон використовують у конструкціях підлог, доріг, елементах водовідвідних інженерних мереж, а також розширюється його застосування в несучих елементах будівель і споруд. Однак, незважаючи на накопичений значний експериментальний досвід і велику кількість досліджень елементів із сталевібробетону, до розрахунку таких конструкцій підходять із деякою обережністю. Чинні державні будівельні норми не враховують усіх властивостей сталевібробетону, а тому несуча здатність конструкцій у багатьох випадках може бути недооцінена.

Аналіз відомих досліджень і публікацій. Дослідження роботи сталевібробетонних конструкцій та особливостей їх напружено-деформованого стану проводились багатьма вченими. Бабичем Є.М. із Дробишинцем С.Я. було встановлено напружено-деформований стан сталевібробетонних і комбіновано-армованих балок при одноразових і повторних малоциклових навантаженнях [1]. Ними досліджувався вплив відсотка армування сталевібробетоном на характеристики НДС балок, була запропонована деформаційна методика розрахунку такого типу елементів. Вченим Білозіром В.В. [2] досліджувалися утворення та розкриття нормальних тріщин згинальних сталевібробетонних і комбіновано-армованих елементів із армуванням фіброю з листа. Дослідження міцності, деформативності та тріщиностійкості СФБ елементів кільцевого перерізу при одноразовому та повторному навантаженні, а також напружено-деформаційний стан цих елементів представлено в роботі [3]. Ці дослідження, а також дослідження інших авторів, вказують на суттєві переваги сталевібробетонних і комбіновано-армованих згинальних елементів над класичними залізобетонними. Тому під час розрахунку доцільним є врахування всіх властивостей цього матеріалу.

Мета статті – вдосконалити методику розрахунку комбіновано-армованих сталевібробетонних згинальних елементів із врахуванням повної роботи сталевібробетону на стиск і на розтяг.

Чинні державні норми розрахунку та проектування сталевібробетонних конструкцій [4] базуються на тому, що сталевібробетон розглядається, як один із видів дисперсно-армованого матеріалу. Сталеві фібри приводяться до дисперсної арматури і міцність

матеріалу на розтяг визначають, як добуток міцності фібри та коефіцієнтів зчеплення фібри з бетоном, орієнтації, типу і кількості фібр, що попадають в розрахунковий переріз. Однак, при такому підході, в розрахунку приймається багато факторів, величина яких у реальних умовах може знаходитися в широкому діапазоні значень, тому враховуються вони із запасом.

Несучу здатність фібробетонних і комбіновано-армованих згинальних елементів визначають, виходячи із наступних передумов:

- для перерізів вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті;
- у стиснутій зоні зв'язок між напруженнями та деформаціями приймається у вигляді діаграм із ДБН В.2.6-98:2009 [5];
- у розтягнутому сталевіробетоні зв'язок між напруженнями та деформаціями описується діаграмою, що представлена на рис. 1.

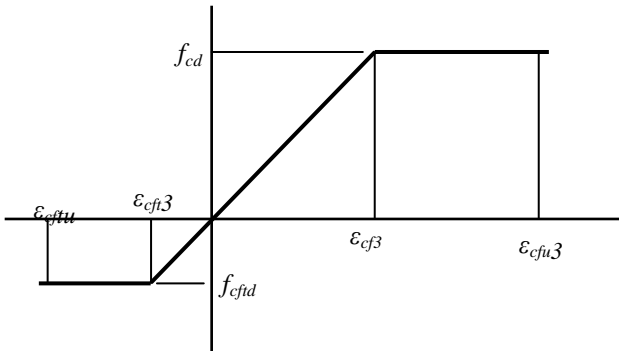


Рис. 1. Діаграма деформування сталевіробетону при розтягу, що пропонується ДСТУ-Н Б В.2.6-218:2016

Граничні деформації сталевіробетону при розтягу пропонується приймати рівними:

$$\varepsilon_{cfu} = \frac{1,8 f_{cftd}}{E_{cd}}, \quad (1.1)$$

Розрахунковий опір сталевіробетону на стиск f_{cd} приймають таким, що дорівнює розрахунковому опору цементно-піщаної матриці, на базі якої виготовляється сталевіробетон.

Значення граничного згинального моменту для перерізів сталевіробетонних згинальних елементів визначають рішенням наступної системи рівнянь:

$$\frac{b f_{cd}}{S} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \gamma^{k+1} - b f_{cftd} \left(h - x_l - \frac{x_l f_{cftd}}{2 E_{cd} \varepsilon_{cf(1)}} \right) - N = 0, \quad (1.2)$$

$$\frac{bf_{cd}}{\aleph^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2} - \frac{1}{2}bf_{cftd}(h-x_l)^2 + \frac{1}{3}bx_l^2 \frac{f_{cftd}^3}{E_{cd}\epsilon_{cf}(1)} - M = 0, \quad (1.3)$$

де $\gamma = \epsilon_{c(1)} / \epsilon_{c1}$;

$x_l = \epsilon_{c(1)} / \aleph$ – висота стиснутої зони;

$\aleph = \aleph / \epsilon_{c1}$ – відносна кривина.

Розв'язування цієї системи нелінійних; рівнянь виконується методом підбору за критерієм вичерпання несучої здатності, з контролем на кожному кроці розрахунку.

Визначення граничних деформацій сталевібробетону при розтягу за формулою (1.1), при підстановці експериментально отриманих значень f_{cfd} та E_{cd} , дає результат приблизно рівний, а то й менший, ніж середня гранична розтягваність бетону. Однак чисельні дослідження роботи сталевібробетонних згинальних елементів вказують на значно більший діапазон роботи сталевібробетону за розтягу при згині. Особливо у комбіновано-армованих сталевібробетонних елементах, де основні зусилля розтягу сприймає стержнева арматура.

Для європейських норм, асоціацією RILEM пропонується ідеалізовану діаграму при розтягу прийняти трилінійною [6]. Висхідна вітка цієї діаграми продовжується горизонтально прямою до значень, що рівні $\epsilon_{fct} = 3,5 \cdot 10^{-5}$, а низхідна вітка закінчується при деформаціях $\epsilon_{fct,u} = 2,5 \cdot 10^{-3}$ (рис. 2). Тут граничні деформації сталевібробетону вважаються рівними граничним деформаціям стержневої арматури для комбіновано армованих сталевібробетонних елементів.

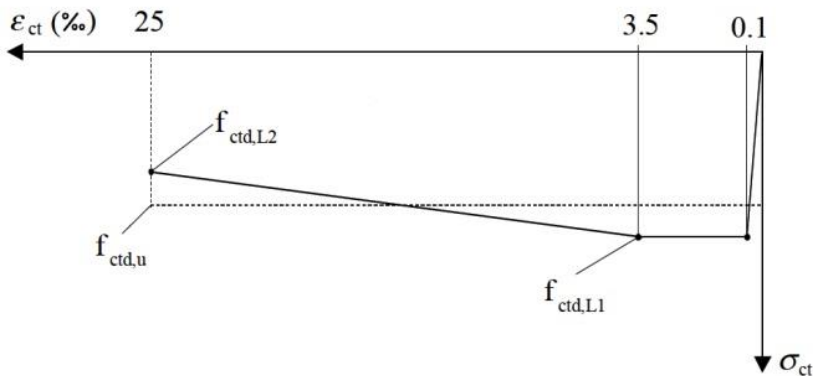


Рис. 2. Ідеалізована діаграма деформування сталевібробетону при розтягу, що пропонується для європейських норм асоціацією RILEM

Сучасна методика розрахунку залізобетонних конструкцій, із урахуванням нелінійного деформування матеріалів, у тому числі при розтягу, дозволяє доволі точно описувати роботу згинальних елементів на всіх етапах навантаження. Однак основна складність у застосуванні деформаційних моделей до розрахунку сталевіробетонних конструкцій полягає в описанні самих діаграм деформування. Повне їх описання вимагає значної кількості обчислень і, як правило, використання комп'ютерної техніки. У більшості випадків розрахунок потребує лише визначення несучої здатності елемента, без необхідності контролю напружено-деформованого стану перерізу на всіх етапах навантаження. Тому, як підтверджують дослідження, діаграму деформування бетону можна приймати трилінійною. Також, без суттєвої втрати у точності, такі діаграми можна приймати прямокутними з відповідними коефіцієнтами.

У статті пропонується силова методика розрахунку комбіновано-армованих сталевіробетонних елементів за спрощених діаграм деформування стиснутої та розтягнутої зон (рис. 3). В даній методиці пропонується міцність на стиск приймати рівною міцності сталевіробетону, а не матриці. Також враховується повна робота сталевіробетону на розтяг, яка описується діаграмою на рис. 4.

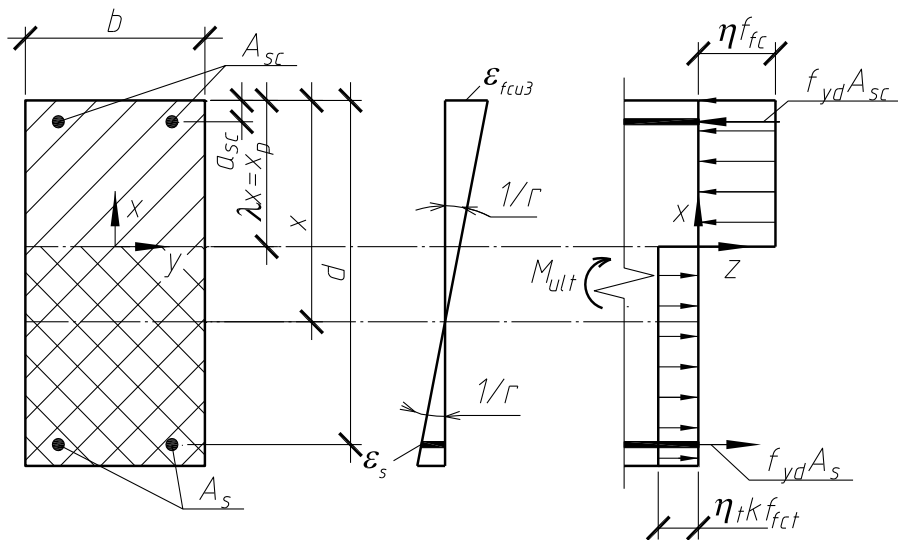


Рис. 3. Схема зусиль та епюри напружень у нормальному перерізі комбіновано-армованого сталевіробетонного елемента

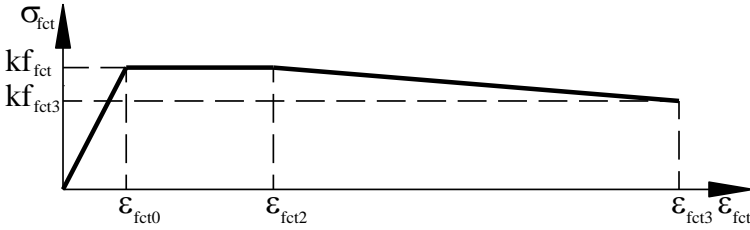


Рис. 4. Діаграма деформування СФБ при розтягу, прийнята в методиці

Значення несучої здатності згинальних фібробетонних елементів прямокутного перерізу з поздовжнім армуванням при $\xi = x_p / d \leq \xi_R$ визначається за виразом:

$$M_{ult} = \eta f_{fc} b x_p (d - 0,5 \lambda x_p) + \eta_t k f_{fct} b (h - x_p) \left(\frac{h - x}{2} - a \right) + f_{yd} A_{sc} (d - a_{sc}), \quad (1.4)$$

де $a = h - d$, для дрібнозернистого бетону $\lambda = 0,7$; x_p – висота стиснутої зони перерізу за спрощеної прямокутної епюри напружень, яка для комбіновано-армованих елементів визначається за формулою:

$$x_p = \frac{f_{yd} A_s - f_{yd} A_{sc} + \eta_t k f_{fct} b h}{(\eta_t k f_{fct} h + \eta f_{fc}) b}. \quad (1.5)$$

$k = 0,56$ – коефіцієнт приведення прямокутної епюри напружень у розтягнутій зоні перерізу до дійсної криволінійної; $\eta = 1$, для класів бетону до С60; η_t – коефіцієнт повноти епюри напружень у розтягнутій зоні в перерізі сталевібробетонного елемента, приймається залежно від відношення опору фібробетону на розтяг при згині, до залишкової міцності фібробетону на розтяг при згині [7]:

$$\eta_t = \begin{cases} 0,75 \text{ при } 0,5 \leq \frac{f_{fct3}}{f_{fct}} < 0,7; \\ 0,85 \text{ при } 0,7 \leq \frac{f_{fct3}}{f_{fct}} < 0,9; \\ 0,95 \text{ при } 0,9 \leq \frac{f_{fct3}}{f_{fct}} < 1,1; \\ 1,05 \text{ при } 1,1 \leq \frac{f_{fct3}}{f_{fct}} < 1,3; \\ 1,15 \text{ при } 1,3 \leq \frac{f_{fct3}}{f_{fct}}. \end{cases} \quad (1.6)$$

Фактична висота стиснутої зони x , визначається як $x = x_p / \lambda$.

Граничне значення висоти стиснутої зони визначаємо за умови:

$$\xi_R = \frac{\varpi \mathcal{E}_{fcu,3}}{\mathcal{E}_{fcu,3} + \varepsilon_{s0}}, \quad (1.7)$$

де $\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ – розрахункове значення граничних відносних

деформацій арматури; $\mathcal{E}_{fcu,3}$ – граничні значення деформацій стиснутого сталевібробетону при використанні спрощеної діаграми деформування (рис. 3); ϖ – характеристика стиснутої зони фібробетону, яка приймається для дрібнозернистого бетону рівною 0,7.

Для оцінки ефективності методики та дослідження ряду інших характеристик, було виконано дві серії експериментальних досліджень нерозрізних комбіновано-армованих сталевібробетонних балок. Методика дослідження та характер роботи балок у процесі випробувань, описані в роботах [8-10]. Для порівняння виконаємо розрахунки за методикою, що наведена в ДСТУ -Н Б В.2.6 - 218:2016 [4], та спрощеною силовою методикою.

Для застосування наведених методик використовуємо експериментально встановлені механічні характеристики матеріалів для балок другої серії: міцність сталевібробетону на стиск $f_{ck} = 24,5$ МПа; міцність на розтяг $f_{ct} = 2,35$ МПа; $\varepsilon_{c1} = 180,6 \times 10^{-5}$. Значення a_i визначалися згідно методики НДІБК і відповідно склали: $a_1 = 2,534$; $a_2 = -2,226$; $a_3 = 0,865$; $a_4 = -0,189$; $a_5 = 0,016$. Розміри перерізу $b \times h = 10 \times 16$ см.

Армування для балок 2Б1-1,2 приймаємо двома стержнями Ø10A500С, для балок 2Б1-3 – двома стержнями Ø12A500С. Характеристики арматури: $E_s = 195000$ МПа; $\sigma_y = 508$ МПа; $\varepsilon_{s0} = 0,00314$.

Вищезгаданою особливістю методики розрахунку СФБ елементів згідно з ДСТУ -Н Б В.2.6 - 218:2016 є те, що розрахунковий опір фібробетону на стиск f_{cd} приймається рівним розрахунковому опору бетону матриці, який використовується для його отримання. Для дрібнозернистого бетону міцність матриці на стиск зазвичай значно менша, ніж сталевібробетону, що суттєво впливає на несучу здатність перерізу. У нашому випадку міцність матриці становила $f_{ck} = 20,6$ МПа. Результати розрахунку балок представлено в таблиці 1.

Таблиця 1

Порівняння результатів розрахунку несучої здатності балок другої серії

Марка зразка	M_u^{exp} кН*м	M_u^{DCTV} , кН*м	$M_u^{сил.}$ кН*м	M_u^{DCTV} / M_u^{exp}	$M_u^{сил.} / M_u^{exp}$
2Б1-1	12,9	10,9	12,64	0,84	0,98
2Б1-2	13,1			0,83	0,96
2Б1-3	17,2	15,1	16,2	0,87	0,94

Висновки

Як видно з представлених результатів, при визначенні несучої здатності перерізу, на краяху збіжність із експериментальними показують результати, визначені за допомогою спрощеної силової моделі. Очевидно, що врахування повної роботи сталевібробетону на стиск і на розтяг сприяє збільшенню точності розрахунку. Середня величина похибки не перевищує 3...5 %.

References

1. Droboshynets S.Ia., Vplyv povtornykh malotsyklovykh navantazhen na mekhanichni kharakterystyky stalefibrobetonu ta robotu zghynalnykh elementiv na yoho osnovi: dyss. kand. tekhn. nauk. Lutsk: LNTU, 2006.
2. Bilozir V.V. Vplyv nyzkhidnoi vitky diahramy deformuvannya stalefibrobetonu za roztyahu na nesuchu zdatsnist balok. Visnyk Lvivskoho natsionalnoho ahrarnoho universytetu. – Dubliany: LNAU, 2015. Vyp. № 16. S. 60-64.
3. Andriichuk O. The influence of repeated loading on work of the steel fiber concrete drainage trays and pipes on the roads / Andriichuk O., Babich V., Yasyuk I., Uzhehov S. MATEC Web of Conferences, N 116, p 02001 (2017), 1-9.
4. DSTU-N B V.2.6-218:2016 Nastanova z proektuvannya ta vyhotovlennia konstrukttsii iz dyspersno-armovanoho betonu. K: DP «UkrNDNC». 2017.
5. DBN V.2.6-98:2009 Konstrukttsii budynkiv ta sporud. Betonni ta zalizobetonni konstrukttsii. Osnovni polozhennia proektuvannya. K: Minrehionbud Ukrainy. 2009.
6. RILEM TC 162-TDF. "Design of steel fibre reinforced concrete using the σ -w method – principles and applications (Chairlady L. Vandewalle)." Materials and Structures, Vol. 35, No., June 2002, pp. 262-278.
7. Rekomendatsii z proektuvannya zalizobetonnykh konstrukttsii fortyfikatsiinykh sporud: rekomendatsii. Ye.M. Babych, L.I. Dvorkin, V.V. Zhytkovskyi. Rivne: NUVHP, 2018.
8. Ninichuk M.V., Vplyv sposobu armuvannya stalevymy fibramy nerozriznykh zalizobetonnykh balok na yikh napruzhenno deformovanyi stan/ Resursoekonomni materialy, konstrukttsii, budivli ta sporudy: Zbirnyk naukovykh prats. - Rivne: NUVHP, 2015. Vyp. 31. S. 459-466.

9. Ninichuk M.V., Vplyv kombinovanoho armuvannya na prohyny nerozriznykh zalizobetonnykh balok. Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy: Zbirnyk naukovykh prats. Rivne: NUVHP, 2016. Vyp. 32. S. 220-225.

10. Andriichuk O.V. Eksperymentalni doslidzhennia roboty sterzhnevoi armatury v pererizakh kombinovano-armovanykh nerozriznykh zalizobetonnykh balok/ O.V. Andriichuk, M.V. Ninichuk // Suchasni tekhnolohii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi: zbirnyk naukovykh prats. Lutsk, 2019. Vyp. 12. S. 3-12.

Список використаної літератури

1. Дробошинець С.Я., Вплив повторних малоциклових навантажень на механічні характеристики сталевібробетону та роботу згинальних елементів на його основі: дисс. канд. тех. наук. Луцьк: ЛНТУ, 2006.

2. Білозір В.В. Вплив низхідної вітки діаграми деформування сталевібробетону за розтягу на несучу здатність балок. Вісник Львівського національного аграрного університету. Дубляни: ЛНАУ, 2015. Випуск № 16. С. 60-64.

3. Andriichuk O. The influence of repeated loading on work of the steel fiber concrete drainage trays and pipes on the roads / Andriichuk O., Babich V., Yasyuk I., Uzhehov S. // MATEC Web of Conferences, N 116, p 02001 (2017), 1-9.

4. ДСТУ-Н Б В.2.6-218:2016. Настанова з проектування та виготовлення конструкцій із дисперсно-армованого бетону. К: ДП «УкрНДНЦ». 2017.

5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – К: Мінрегіонбуд України. – 2009.

6. RILEM TC 162-TDF. "Design of steel fibre reinforced concrete using the σ - w method – principles and applications (Chairlady L. Vandewalle)." Materials and Structures, Vol. 35, No., June 2002, pp. 262-278.

7. Рекомендації з проектування залізобетонних конструкцій фортифікаційних споруд: рекомендації. С.М. Бабич, Л.Й. Дворкін, В.В. Житковський. Рівне: НУВГП, 2018.

8. Нінічук М.В., Вплив способу армування сталевими фібрами нерозрізних залізобетонних балок на їх напружено деформований стан/ Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне: НУВГП, 2015. Випуск 31. С. 459-466.

9. Нінічук М.В., Вплив комбінованого армування на прогини нерозрізних залізобетонних балок. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне: НУВГП, 2016. Випуск 32. С. 220-225.

10. Андрійчук О.В., Експериментальні дослідження роботи стержневої арматури в перерізах комбіновано-армованих нерозрізних залізобетонних балок/ О.В. Андрійчук, М.В. Нінічук. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: збірник наукових праць. Луцьк, 2019. Випуск 12. С. 3-12.

**MODELING OF MECHENICAL BEHAVIOR OF REINFORCED
CONCRETE BEAM REINFORCED BY THE SHAPE MEMORY ALLOY
INSERTION USING FINITE ELEMENTS METHOD**

**МОДЕЛЮВАННЯ МЕТОДОМ СКІНЧЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ
МЕХАНІЧНОЇ ПОВЕДІНКИ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ,
ПІДСИЛЕНОЇ ВСТАВКАМИ ЗІ СПЛАВУ ПАМ'ЯТІ ФОРМИ**

**Bykiv N.Z., student, Yasniy P.V., T.Sc.D., professor, rector,
Iasnii V.P., Ph.D., Associate Professor at the Department of Structural
Mechanics (Ternopil Ivan Puluj National Technical University, Ternopil)**

**Биків Н.З., студент, Ясній П.В., д.т.н., професор, ректор, Ясній
В.П., д.ф., доцент кафедри будівельної механіки (Тернопільський
національний технічний університет імені Івана Пулюя, Тернопіль)**

One of the methods for improving the bearing capacity of the construction structures and engineering constructions is the application of construction materials with the improved strength and flexibility characteristics as well as the ability to disperse the vibration energy. It is of particular importance for the construction structures being in the seismic regions, which are under dynamic loading during their operation. The shape Memory Alloys (SMA) are promising materials, which can recover their original shape after unloading (the effect of superelasticity) or being under the temperature influence (the effect of shape memory) during many cycles of loading – unloading.

The mechanical behavior of a reinforced concrete beam with classical reinforcement and a reinforced concrete beam reinforced with inserts of superelastic Nitinol (Ni-Ti) is simulated by the finite element method. Beam dimensions: $h=140$ mm; $b=80$ mm; $L=1200$ mm. The beam is made of concrete of the C20/25 class, armature A400C 2Ø12mm $L=1080$ mm; mountings armature A240C 2Ø6mm $L=1200$ mm, reinforcing insert Ni-Ti 2Ø12 mm $L=120$ mm. Behavior simulation took place in the ANSYS Workbench 19 R2 PC environment. Reinforced concrete beam is divided into finite elements. Size of the Solid 186 elements for the armature 12,5 mm, for the mountings armature 40 mm. The size of the Solid 186 elements for the body of the beam was automatically selected by the software – 200 mm. In total, the reinforced concrete beam consisted of 22872 finite elements and 4730 nodes. Reinforced concrete beam with armature A400C is subjected to evenly distributed load on the plane 120×80 mm ($P = 20$ MPa). It is revealed that the transition of the yield strength in the simulated beam with armature A 400C occurs at a load of $P = 9$ MPa. Therefore, the study of the behavior of the reinforced concrete beam with classical reinforcement (armature A 400C) and the reinforced concrete beam reinforced with inserts of superelastic Nitinol (Ni-Ti) occurred when loading beams to the value of $P = 9$ MPa and their complete unloading. The insert of nickel-titanium (Ni-Ti) alloy replaced the plastically deformed section of the working reinforcement A400C, where the stresses exceeded the yield strength ($\sigma_{1,0.2} = 365$ MPa).

The values of displacements, maximum stresses and residual stresses of the beams by compared. It was concluded that the inserts made of superelastic Ni-Ti alloy 16,9 times reduced the ϵ_{res} of the working reinforcement, increased the maximum displacement of the beam by 9,7%, increased the ϵ_{max} by 47,8% compared to the working reinforcement A400C.

Методом скінчених елементів змодельовано механічні поведінки залізобетонної балки із класичним армуванням та залізобетонної балки, підсиленої вставками із нікель-титанового сплаву (Ni-Ti) з ефектом надпружності. Розміри балки: $h=140$ мм; $b=80$ мм; $L=1200$ мм. Балка виконана із бетону класу C20/25, арматури 2Ø12 A400C $L=1080$ мм; монтажної арматури 2Ø6 A240C $L=1200$ мм, підсилюючої вставки Ni-Ti 2Ø12мм $L=120$ мм. Моделювання поведінки відбувалося у середовищі ПК ANSYS Workbench 19 R2. Залізобетонну балку розділено на скінченні елементи. Розмір 3D елементів Solid 186 для робочої арматури рівні 12,5 мм, для монтажної арматури Solid 186 – 40 мм. Розмір елементів Solid 186 для тіла балки програмне забезпечення підібрало автоматично – 200 мм. В загальному, залізобетонна балка складалася із 22872 скінченних елементів та 4730 вузлів. Залізобетонну балку із робочою арматурою A400C піддано рівномірно розподіленому навантаженню площиною 120×80 мм ($P = 20$ МПа). Виявлено, що перехід межі текучості у змодельованій балці із робочою арматурою A400C відбувається при навантаженні $P = 9$ МПа. Тому дослідження поведінки залізобетонної балки із робочою арматурою A400C та залізобетонної балки із вставками із нікель-титанового сплаву (Ni-Ti) з ефектом надпружності відбувалися при навантаженні балок до значення $P = 9$ МПа та повному їх розвантаженні. Вставкою із нікель-титанового (Ni-Ti) сплаву замінено пластично деформовану ділянку робочої арматури A400C, де напруження перейшли значення межі текучості (σ , $0.2 = 365$ МПа). Порівняно отримані максимальні та залишкові напруження та відносні видовження балок. Зроблено висновок, що вставки із надпружного Ni-Ti сплаву у 16,9 разів зменшили ϵ_{res} робочої арматури, на 9,7% збільшили максимальний прогин балки, на 47,8% збільшили ϵ_{max} порівняно із робочою арматурою A400C.

*Ключові слова: сплав пам'яті форми, надпружність, підсилення конструкції.
Keywords: shape memory alloy, superelastic, reinforcement of the structure.*

Statement of the problem. One of the methods for improving the bearing capacity of the construction structures and engineering constructions is the application of construction materials with the improved strength and flexibility characteristics as well as the ability to disperse the vibration energy. It is of particular importance for the construction structures being in the seismic regions, which are under dynamic loading during their operation. The shape Memory Alloys (SMA) are promising materials, which can recover their original shape after uploading (the effect of superelasticity) or being under the temperature influence (the effect of shape memory) during many cycles of loading – unloading.

Analysis of the available results of investigation. The shape memory alloys (SMA) were discovered in late 60-s of the last century. One-sided and two-sided shape memory effects (SME), superelastic behavior (SE) were investigated. Due to high damping properties SMA are used as the main elements in the devices to decrease the dynamic loadings of the constructions structures [1-5] and engineering constructions, bridges in particular [6,7]. Besides, in the construction SMA are considered to be the alternative strengthening of the structures or their elements being in operation in the seismic regions. Thanks to the SE these alloys can recover after sufficient deformations (in some cases up to 10%) under unloading, which results in the stable residual deformations during the steel alloying [8], [9–12].

Small reinforced concrete beams with the NiTi insertions were tested under the monotonic loading by the three-point displacement before fracture [13]. The behavior of conventional supporting reinforced beams with the hybrid reinforcement (steel reinforcement with NiTi insertions) and the control beam were tested experimentally. It was found, that the beam with SMA insertion being combined with the high-strength steel demonstrates improved crack recovery and deformation properties. That is why the application of the hybrid NiTi with steel can sufficiently decrease the risk of fracture under earthquakes as well as decrease the loses caused by it.

Taking into account sufficient material and labour expenditures to carry out similar full-scale experiments in order to optimize the reinforced structures the finite – elements method is worth being used for the modeling of the stress-strain state [14].

Objective of the work is to model and investigate the stress-strain state of the reinforced beam with the nickel-titanium alloy insertion with the superelasticity effect under monotonic loading and unloading from the loading distributed on the square 120×80 mm using the finite elements method.

Statement of the task. The reinforced C25/30 concrete beam was chosen for the investigation (Fig. 1). The characteristics of the structure are: reinforced beam $b = 80$ mm, $h = 140$ mm, $L = 1200$ mm; reinforcement A400C $2\text{Ø}12$ mm; assembly reinforcement A240C $2\text{Ø}6$ mm.

Basic characteristics of mechanical properties of beam elements used for the modeling are presented on Table 1.

Elements	$\sigma_{t0.2}$, MPa	$\sigma_{t\max}$, MPa	E, GPa
A 400C	365	460	210
NiTi	450*	1200*	52,7*
Concrete C20/25	–	2,2	23

*Characteristics of the nitinol mechanical properties were found under the tensile strain at the temperature 18°C [15].

Here $\sigma_{t\ 0,2}$ – is the material yield limit under tension (for the Ni-Ti; alloy – starting stress value for the forward phase transformation) $\sigma_{t\ max}$ – is the material tension strength limit; E – is the material 1-st level modulus of elasticity (the Young's modulus), (for the Ni-Ti alloy – austenite elasticity modulus).

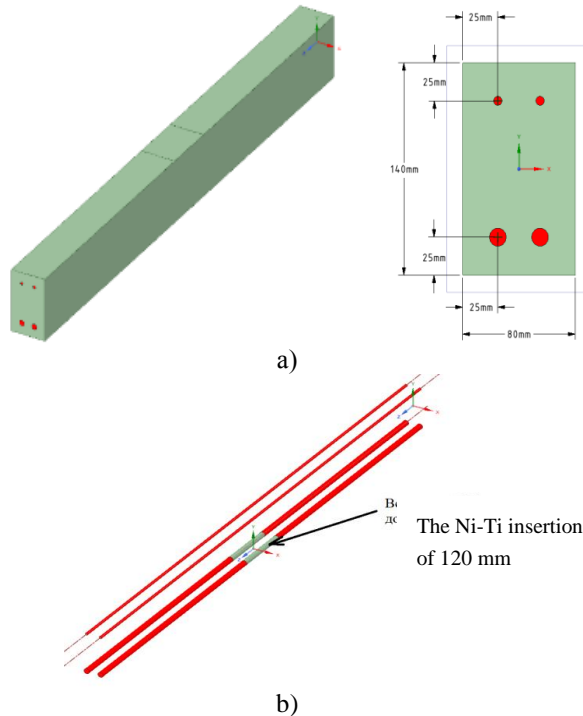


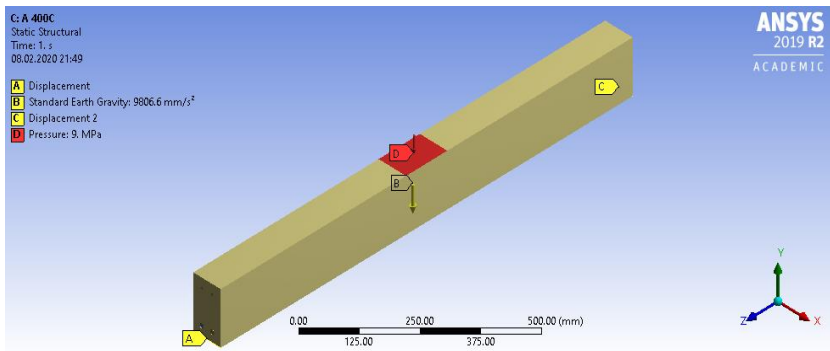
Figure 1. The spatial model of reinforced concrete beam: a) the main view; b) the location of Ni-Ti insertion

It should be noted, that the values of the conditional yield limit and the nitinol strength exceed sufficiently the corresponding characteristics of strength of the steel reinforcement A400C (Table 1).

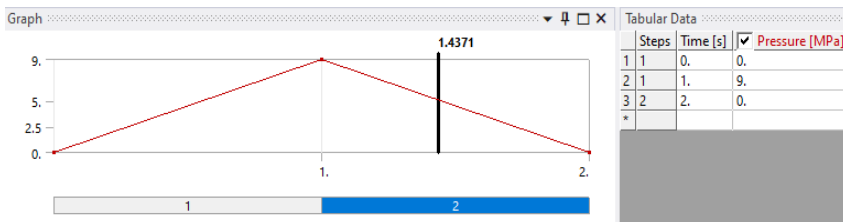
The concrete strength data and that of the reinforcement meet the standards of ДБН В.2.6-98:2009 [16] and ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [17].

All calculations of the free-support beam on two supports (Fig. 2,a) are performed for the force $P = 9\ MPa$ being uniformly distributed in the area D of the $120 \times 80\ mm$. The values of the force are chosen in such a way, that the stress on the operating reinforcement A 400C has exceeded the yield stress of the operating reinforcement A400C ($\sigma_{t\ 0,2} = 365\ MPa$). With this purpose the reinforced beam with the operating reinforcement A400C is loaded gradually up to the value $P = 20\ MPa$ (Fig.3). The force distributed in the area D is

symmetric relatively the geometric center of the upper side and is directed to – Y. Besides, the force of gravity acting on the beam and directed to -Y is taken into account.



a)



b)

Figure 2. The design scheme of the beam: a) freely supported state, where A and C are the locations of the beam support; B - application of gravity $g = 9.8066 \text{ m/s}^2$ to the center of mass of the structure; D - the area of application of force $P = 9 \text{ MPa}$; b) beam loading-unloading scheme

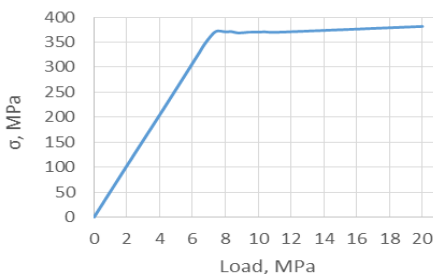


Figure 3. Dependence of stresses in the armature A 400C on the applied distributed loading

The stress-strain state is modeled in the medium ANSYS 2019 R2. To calculate it all bodies of the reinforced beam are divided into finite elements. The size 3D of the Solid 186 elements for the operating reinforcement is equal to 12,5 mm, for the mounting reinforcement Solid 186 – 40mm. The Solid 186 elements size for the beam body were selected automatically by the software being of 200 mm. In general, the reinforced beam consisted of 22872 finite elements and 4730 units.

Analysis of data. In Fig. 4 the distribution of displacement (bending) fields in the beam with the operating reinforcement A400C (a) and with the SMA insertion (b) under the maximum loading, taking into account the beam weight, are presented.

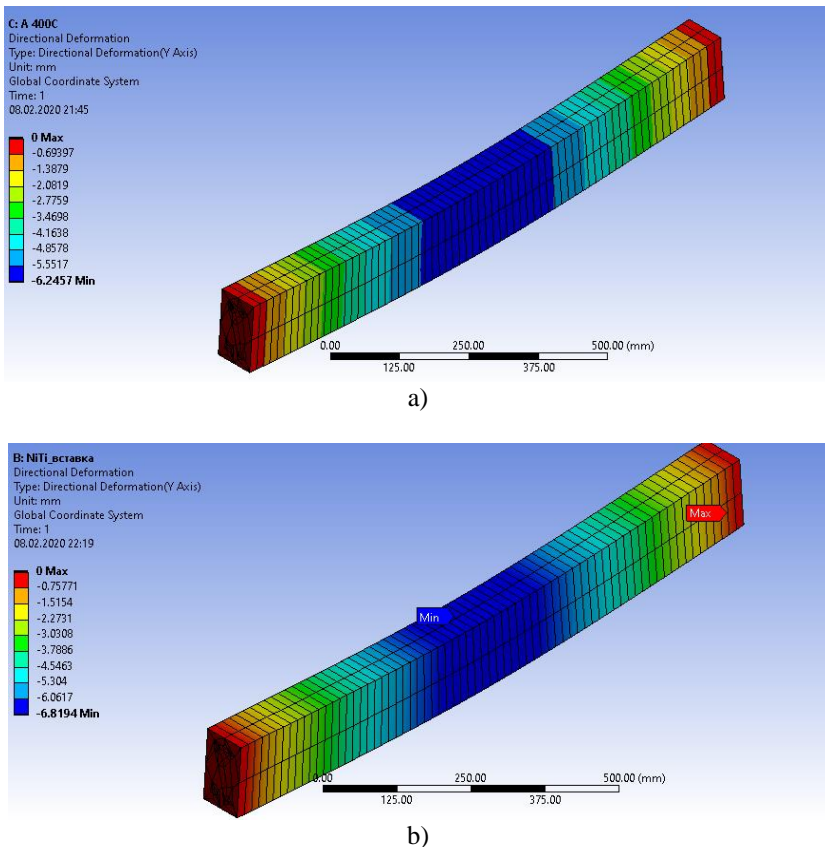


Figure 4. The maximum displacement of beam: a) – with operating reinforcement bar A 400C; b) – with SMA insertion

As it follows from the results analysis, the beam with the SMA insertion has been displaced by 9,2% more than that with the operating reinforcement 400C. It is caused by the less value of the NiTi modulus of elasticity in the area of deformation of austenite and in the area of austenite- martensite transformation as compared with that of the steel reinforcement and the superelastic behavior effect.

But after unloading the residual displacements of the beams with the operating reinforcement 400C (a) and that with the SMA insertion (b) are, in fact, the same.

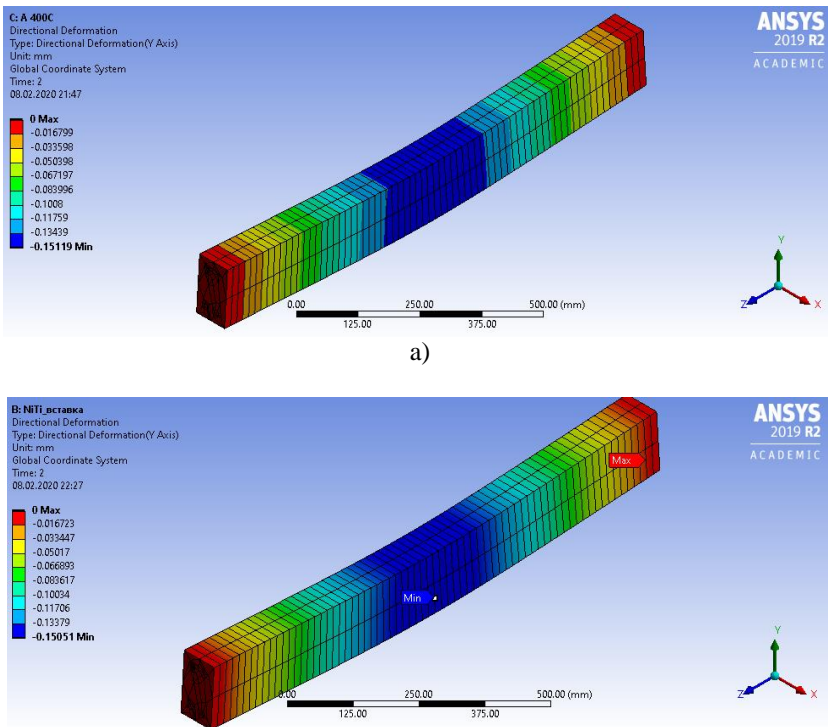


Figure 5. Residual displacement of beam after unloading: a) – with the operating armature bar A 400C; b) – with SMA insertion

The stresses and relative elongation along the axis of the operating reinforcement are presented in Fig. 6 and 7 correspondingly. In Fig. 6 it is seen, that the stress state in the SE insertion Ni-Ti alloy is sufficiently smaller (by 69,3%) than that of the reinforcement A 400C. It is caused by the fact, that the reinforcement A 400C is of greater stiffness than that of the Ni-Ti alloy. Besides, it is seen, that when SMA insertion is used, the residual stress in the

operating reinforcement after unloading decreases in 12,5 times as compared with that of the operating reinforcement A 400C.

It is seen in Fig. 7, that deformations in the operating reinforcement with the SE Ni-Ti alloy insertions are greater by 18,2% than those in the conventional operating reinforcement A 400C. This behavior is caused by the fact, that the reinforcement A 400C is of greater stiffness than that of the Ni-Ti alloy. The residual deformations in the operating reinforcement with the SE insertions, in fact, are not available. Due to it the crack "treatment" in the reinforced beam with the SE insertions takes place [13].

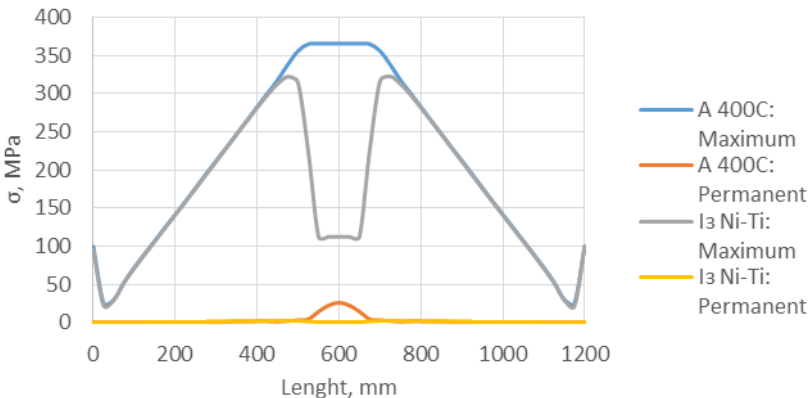


Figure 6. Stress distribution along reinforcement axis at P = 9 MPa

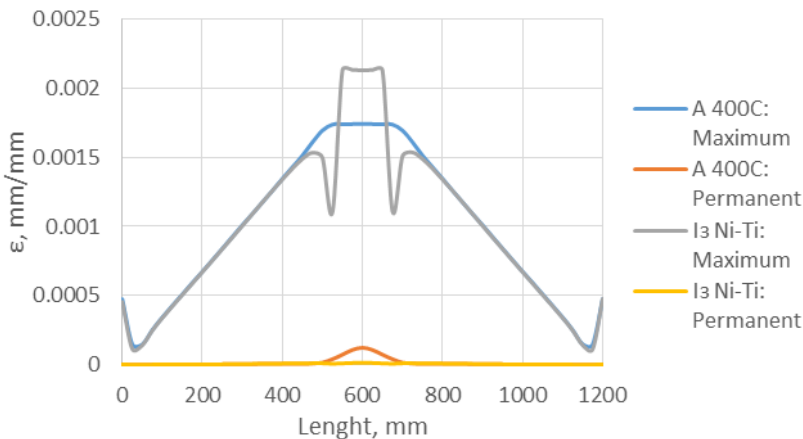


Figure 7. Strain distribution along the reinforcement axis after unloading

The obtained results of the digital modeling of the stress-stain state are presented on Table 2 and in Fig. 8.

Table 2

The values of displacements, maximum stresses and residual stresses obtained by FEM

The main reinforcement bars	Maximum displacement, mm	ϵ_{max} , mm/mm	σ_{max} , MPa	ϵ_{res} , m/m	σ_{res} , MPa
A 400C	6,25	1,76e-3	370,25	3,66e-4	76,80
The insertion of SMA	6,82	2,61e-3	377,63	2,16e-5	3,64

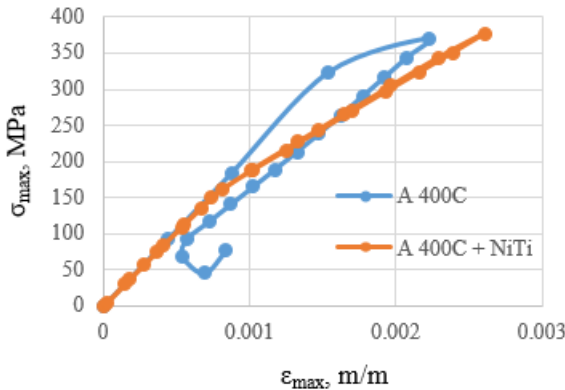


Figure 8. Stress-strain response for reinforced reinforcement

Having analyzed the obtained data it can be concluded:

Displacement of the beam with the SMA insertion under the maximum loading exceeds by 9,2% that with the operating reinforcement 400C. The maximum relative elongation of the sample with the SMA insertion is by 47,8% greater than that of the sample without insertion. It is caused by the smaller SMA stiffness as compared with that of the conventional reinforcement.

The value of the maximum similar stress in the beam with the SMA insertion equals the stress in the beam without insertion. But the SMA insertion in the reinforcement decreases the maximum residual stresses by 4,7% as compared with those conventional ones.

Conclusions. The stress-strain stress of the conventional reinforced beam and that on two supports with the SMA superelastic alloy bar insertions of 120 mm length and the displacement, the loading being uniformly distributed in the central area, has been modeled using the finite-elements method and the ANSYS complex. The efficiency of the method for the decrease of stresses in the operating reinforcement and the replacement of the area, where the stresses exceed the material yield limit on the SMA SE insertion, has been interpreted. The SMA SE insertions of 12 mm diameter decrease in 16,9 times the

maximum residual relative elongation of the operating reinforcement as compared with that of the operating reinforcement 400C.

According to the results of the stress-strain state modeling the increase of displacement by 9,2% of the beam with the SMA SE insertions was revealed as compared with that of the operating reinforcement 400C, as well as the increase by 47,8% of the maximum relative elongation of the SMA SE reinforcement under the maximum loading.

References

1. Menna C., Auricchio F., Asprone D. Applications of shape memory alloys in structural engineering // *Shape Memory Alloy Engineering*. 2015. 369–403 p.
2. Isalgue A. et al. SMA for Dampers in Civil Engineering // *Mater. Trans*. 2006. Vol. 47, № 3. P. 682–690.
3. Silva P., Almeida J., Guerreiro L. Semi-active Damping Device Based on Superelastic Shape Memory Alloys // *Structures*. Elsevier B.V., 2015. Vol. 3. P. 1–12.
4. Ozbulut O.E., Hurlbaeus S. Re-centering variable friction device for vibration control of structures subjected to near-field earthquakes // *Mech. Syst. Signal Process*. 2011.
5. Torra V. et al. The SMA: An Effective Damper in Civil Engineering that Smooths Oscillations // *Mater. Sci. Forum*. 2012. Vol. 706–709, № July 2015. P. 2020–2025.
6. Fang C. et al. Superelastic NiTi SMA cables: Thermal-mechanical behavior, hysteretic modelling and seismic application // *Eng. Struct*. 2019. Vol. 183. P. 533–549.
7. Ai-Rong L. et al. A Method of Reinforcement and Vibration Reduction of Girder Bridges Using Shape Memory Alloy Cables // *Int. J. Struct. Stab. Dyn*. 2017. Vol. 17, № 7. P. 6–23.
8. Song G., Ma N., Li H.-N. Applications of shape memory alloys in civil structures // *Eng. Struct*. 2006. Vol. 28. P. 1266–1274.
9. Alam M.S., Youssef M.A., Nehdi M. Utilizing shape memory alloys to enhance the performance and safety of civil infrastructure: a review // *Can. J. Civ. Eng*. 2007. Vol. 34, № 9. P. 1075–1086.
10. Kolisnyk M.B. Sobashek L. Yasnii V.P. Obhruntuvannia vykorystannia SPF splaviv u dempfuiuchykh prystroiakh // *Zbirnyk Tez Dopovidei VII Mizhnarodnoi Naukovo-tekhnichnoi Konferentsii Molodykh Uchenykh Ta Studentiv „Aktualni Zadachi Suchasnykh Tekhnolohii“*. 2018. Vol. 1. P. 35.
11. Van Humbeeck J. Non-medical applications of shape memory alloys // *Mater. Sci. Eng. A*. Elsevier, 1999. Vol. 273–275. P. 134–148.
12. Song G., Ma N., Li H.-N. Applications of shape memory alloys in civil structures // *Eng. Struct*. 2006. Vol. 28, № 9. P. 1266–1274.
13. Hamid N.A. et al. Behaviour of smart reinforced concrete beam with super elastic shape memory alloy subjected to monotonic loading // *AIP Conf. Proc*. 2018. Vol. 1958.
14. Hamid N.A. et al. Finite element analysis of smart reinforced concrete beam with super elastic shape memory alloy subjected to static loading for seismic mitigation. 1958. P. 20033.
15. Iasnii V. et al. Experimental study of pseudoelastic NiTi alloy under cyclic loading // *Sci. J. TNTU*. 2018. Vol. 92, № 4. P. 7–12.

16. DBN V.2.6-98:2009. Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia. 2011.

17. DSTU B V.2.6-156:2010. Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii z vazhkohto betonu. Pravyla proektuvannia. 2010.

Список використаної літератури

1. Menna C., Auricchio F., Asprone D. Applications of shape memory alloys in structural engineering // *Shape Memory Alloy Engineering*. 2015. 369–403 p.

2. Isalgue A. et al. SMA for Dampers in Civil Engineering // *Mater. Trans.* 2006. Vol. 47, № 3. P. 682–690.

3. Silva P., Almeida J., Guerreiro L. Semi-active Damping Device Based on Superelastic Shape Memory Alloys // *Structures*. Elsevier B.V., 2015. Vol. 3. P. 1–12.

4. Ozbulut O.E., Hurlbauss S. Re-centering variable friction device for vibration control of structures subjected to near-field earthquakes // *Mech. Syst. Signal Process.* 2011.

5. Torra V. et al. The SMA: An Effective Damper in Civil Engineering that Smoothes Oscillations // *Mater. Sci. Forum*. 2012. Vol. 706–709, № July 2015. P. 2020–2025.

6. Fang C. et al. Superelastic NiTi SMA cables: Thermal-mechanical behavior, hysteretic modelling and seismic application // *Eng. Struct.* 2019. Vol. 183. P. 533–549.

7. Ai-Rong L. et al. A Method of Reinforcement and Vibration Reduction of Girder Bridges Using Shape Memory Alloy Cables // *Int. J. Struct. Stab. Dyn.* 2017. Vol. 17, № 7. P. 6–23.

8. Song G., Ma N., Li H.-N. Applications of shape memory alloys in civil structures // *Eng. Struct.* 2006. Vol. 28. P. 1266–1274.

9. Alam M.S., Youssef M.A., Nehdi M. Utilizing shape memory alloys to enhance the performance and safety of civil infrastructure: a review // *Can. J. Civ. Eng.* 2007. Vol. 34, № 9. P. 1075–1086.

10. Колісник М.Б., Собашек Л., Ясній В.П. Обґрунтування використання СПФ сплавів у демпфуючих пристроях // *Збірник тез доповідей VII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*. 2018. Vol. 1. P. 35.

11. Van Humbeeck J. Non-medical applications of shape memory alloys // *Mater. Sci. Eng. A*. Elsevier, 1999. Vol. 273–275. P. 134–148.

12. Song G., Ma N., Li H.-N. Applications of shape memory alloys in civil structures // *Eng. Struct.* 2006. Vol. 28, № 9. P. 1266–1274.

13. Hamid N.A. et al. Behaviour of smart reinforced concrete beam with super elastic shape memory alloy subjected to monotonic loading // *AIP Conf. Proc.* 2018. Vol. 1958.

14. Hamid N.A. et al. Finite element analysis of smart reinforced concrete beam with super elastic shape memory alloy subjected to static loading for seismic mitigation. 1958. P. 20033.

15. Iasnii V. et al. Experimental study of pseudoelastic NiTi alloy under cyclic loading // *Sci. J. TNTU*. 2018. Vol. 92, № 4. P. 7–12.

16. ДБН, В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. 2011

17. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. 2010.

**FLUENCE OF AGE FACTOR ON MAIN STRENGTH AND
DEFORMATIVE PROPERTIES OF TIMBER**

**ВПЛИВ ФАКТОРА ВІКУ НА ОСНОВНІ МІЦНІСНІ ТА
ДЕФОРМАЦІЙНІ ВЛАСТИВОСТІ ДЕРЕВИНИ**

Gomon S.S., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (National University of Water and Environmental Engineering, Rivne)

Гомон С.С., к.т.н., доц. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

The analysis of literature sources on this topic is carried out. It was found that the influence of age on the main strength and deformation parameters has not been studied. The method of experimental researches of coniferous and deciduous species of solid wood of different age at one-time short-term loading along fibers is resulted. To solve the problems, a series of samples of 1 sort of solid wood in the form of prisms with a cross section of 30x30x120 mm were made. The following species of wood were tested: coniferous species - larch, pine, spruce; deciduous - birch, alder, ash. The age of wood was 20, 40, 60 years. At the time of testing, the moisture was 12%. The humidity of the wood was controlled using a moisture meter MD-814. Experimental studies were performed on a servo-hydraulic test machine STM-100 under a rigid load regime (by increasing the displacements of the press plate of the test machine). Based on the obtained results, complete diagrams of deformation of deciduous (birch, alder, ash) and coniferous (larch, pine, spruce) species of solid wood at different ages (60, 40, 20 years) were constructed. The number of twin samples that were tested was 126 pieces. The main strength and deformation parameters were determined experimentally, in particular the average critical deformations of all studied wood species and the corresponding average maximum stresses. It is established that in the case of a rigid test regime, the deformation diagram of solid wood necessarily has two branches - ascending and descending. That is, the samples work in the so-called supercritical stage of work. It was found that the age of wood directly affects the strength and deformability of solid wood. In particular, with increasing age from 20 to 60 years, the strength and deformability of deciduous and coniferous species of solid wood increases significantly. Based on the test results, conclusions were drawn. Further research on this topic is highlighted.

Проведено аналіз літературних джерел за даною проблематикою. Виявлено, що вплив віку на основні міцнісні та деформативні параметри практично не вивчався. Наведено методіку експериментальних досліджень хвойних та листяних порід суцільної деревини різного віку за одноразового короткочасного навантаження вздовж волокон. Експериментальні дослідження було проведено на сервогидравлічній випробувальній машині STM-100 за жорсткого режиму навантажень (за приростом переміщень плити пресу випробувальної машини). На основі отриманих результатів побудовано повні діаграми деформування листяних (берези, вільхи, ясеня) та хвойних (модрини, сосни, ялини) порід суцільної деревини

за різного віку (60, 40, 20 років). Кількість зразків-близнюків, які піддавалися випробуванню, становила 126 шт. Експериментальним шляхом визначено основні міцнісні та деформативні параметри, зокрема середні критичні деформації всіх досліджуваних порід деревини та відповідні середні максимальні напруження. Встановлено, що за жорсткого режиму випробувань діаграма деформування суцільної деревини обов'язково має дві вітки – висхідну та спадну. Тобто зразки працюють в так званій закритичній стадії роботи. Виявлено, що вік деревини безпосередньо впливає на міцність та деформівність суцільної деревини. Зокрема, при збільшенні віку від 20 до 60 років міцність та деформівність листяних та хвойних порід суцільної деревини суттєво зростає.

Keywords: solid timber, strength, deformability, age of timber, complete deformation diagrams, hard load mode.

Ключові слова: суцільна деревина, міцність, деформівність, вік деревини, повні діаграми деформування, жорсткий режим навантажень.

Introduction. Over the past decades, the popularity of wood products, materials and structures is constantly growing. As a result of such rapid growth in the world, stocks of industrial timber are declining, as is the age of the trees themselves in the forests. Therefore, in many cases, humanity has begun to use wood of a younger age.

Therefore, in my opinion, it is necessary to conduct experimental studies of coniferous and deciduous species of solid wood of different ages on modern testing machines. And also to establish the influence of the age factor on the main strength and deformation parameters.

Analysis of known studies. Most experimental studies on the effects of age on the basic properties of wood were conducted at the beginning and middle of the last century. And those studies are very limited. Such studies are mentioned only in reference books on wood [1], and only on the strength of pine and birch.

In our previous works, complete deformation diagrams of some coniferous and deciduous species of solid wood aged 60 years have already been constructed and the main parameters have been determined [2, 3, 4, 5].

The purpose of research. Identify the influence of age on the main strength and deformable properties of coniferous and deciduous species of wood.

Methods of experimental research. To solve the problems, a series of samples of 1 sort of solid wood in the form of prisms with a cross section of 30x30x120 mm were made. The following species of wood were tested: coniferous species - larch, pine, spruce; deciduous - birch, alder, ash. The age of wood was 20, 40, 60 years. At the time of testing, the moisture was 12%. The age of the wood is 60 years. Drying of wood blanks was carried out in special drying chambers. The humidity of the wood was controlled using a moisture meter MD-814. Samples were cut from prepared long bars. The total number of tested samples is 126 pieces.

Experimental studies were performed on a servo-hydraulic test machine STM-100 [6]. Load mode - rigid (by increasing the movement of the press of the test machine).

Test results. The samples were tested with a single short-term compressive load along the fibers.

After conducting experimental research and processing the obtained results, complete diagrams of wood deformation " σ - u " of all studied wood species were constructed (Fig. 1, 2, 3).

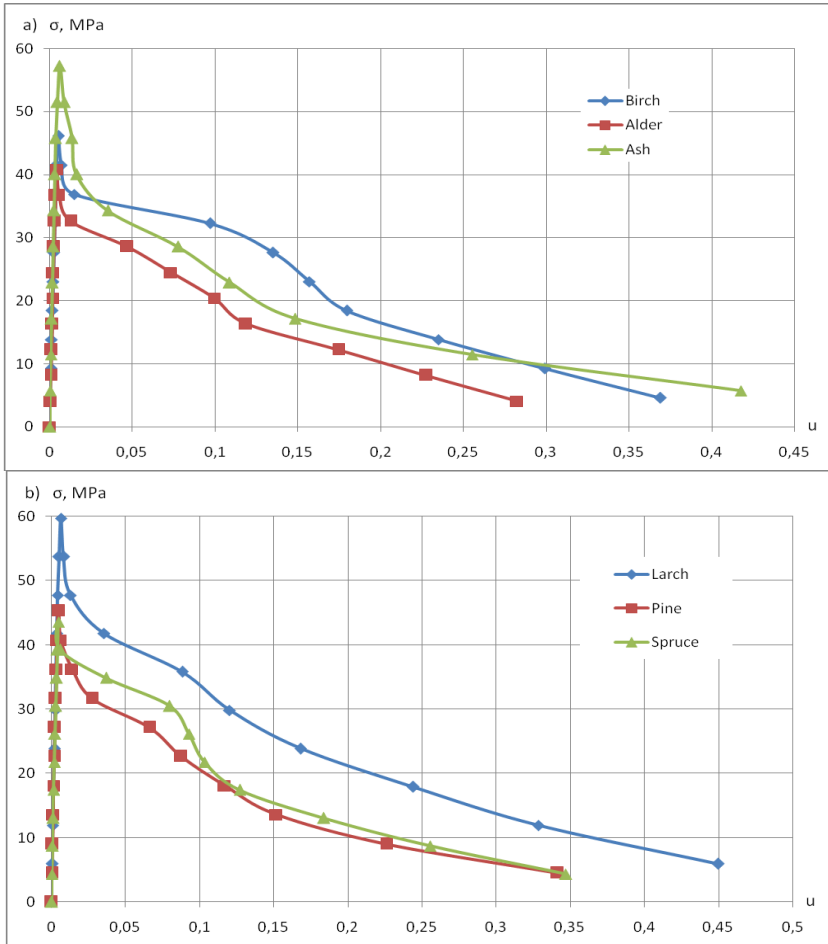


Figure 1. Complete diagrams of deformation of solid wood aged 60 years:
a) deciduous species; b) coniferous species

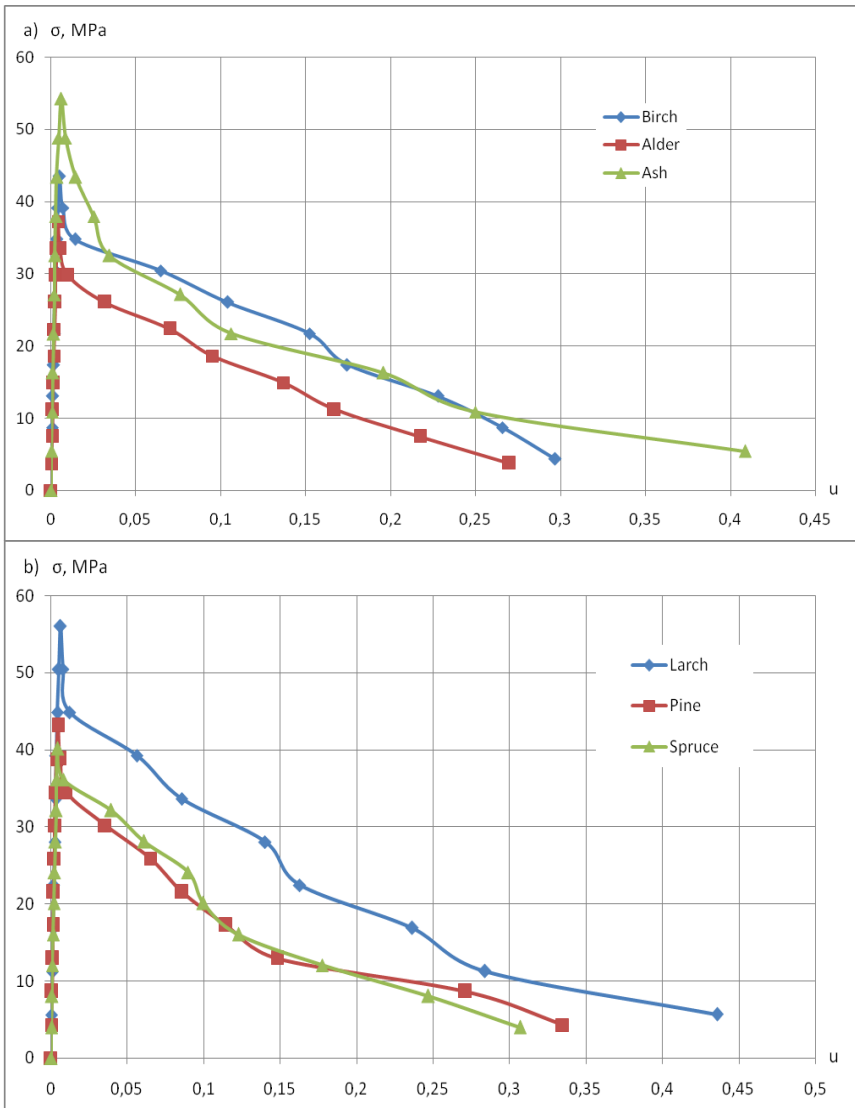


Figure 2. Complete diagrams of deformation of solid wood aged 40 years:
a) deciduous species; b) coniferous species

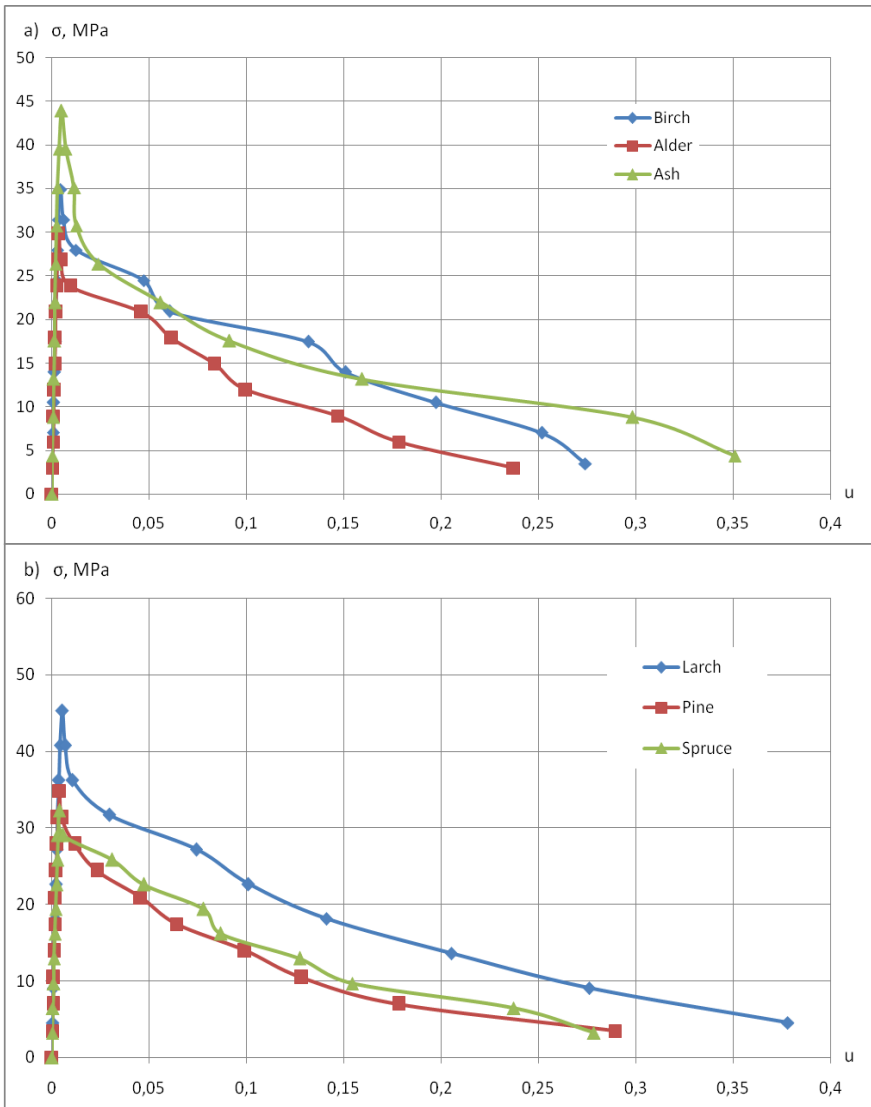


Figure 3. Complete diagrams of deformation of solid wood aged 20 years:
a) deciduous species; b) coniferous species

After analyzing the obtained diagrams, their main parameters were established - the average critical deformations at the corresponding average maximum stresses (Table 1).

Table 1
Average critical deformations of coniferous and deciduous species of solid wood and their corresponding average maximum stresses

№	Species	Age					
		60 years		40 years		20 years	
		$u_{c,0,d}$	$f_{c,0,d}$, MPa	$u_{c,0,d}$	$f_{c,0,d}$, MPa	$u_{c,0,d}$	$f_{c,0,d}$, MPa
1	Birch	0,00525	46,1	0,00509	43,5	0,00441	34,9
2	Alder	0,00450	40,8	0,00431	37,2	0,00302	29,8
3	Ash	0,00610	57,2	0,00597	54,2	0,00504	43,9
4	Larch	0,00641	59,7	0,00626	56,1	0,00534	45,3
5	Pine	0,00491	45,3	0,00481	43,1	0,00409	34,8
6	Spruce	0,00467	43,6	0,00451	40,2	0,00386	32,3

After analyzing the test results (Fig. 1,2,3) and Table 1, we conclude that with increasing age, the strength and deformability of wood also increases.

Conclusions

- 1) the technique of experimental researches of coniferous and deciduous species of solid wood of different age at a rigid mode of tests is developed;
- 2) for the first time complete diagrams of wood deformation of different ages were constructed;
- 3) it was found that the age of wood directly affects the strength and deformability of solid wood.

References

1. Vanyн S.M. Drevesynovedenye: spravochnyk. M: Hoslesbumyzdat, 1949. 472 s.
2. Homon S.S., Homon P.S. Pobudova diisnykh diahram mekhanichnoho stanu derevyny « σ - u » sutsilnoho pererizu yalyny ta berezy za zhorstkoho rezhymu vyprobuvan. Resursoekonomni materialy, konstruksii, budivli ta sporudy. Zb. nauk. prats. Rivne: Vyd-vo NUVHP, 2020. Vyp 38. S. 321-330.
3. Homon S.S., Salchuk V.L., Savchuk V.L., Vereshko O.V. Eksperymentalni doslidzhennia derevyny za zhorstkoho rezhymu vyprobuvan za standartnoi volohosti. Problemy intehrovanoho rozvytku mist: zbirnyk tez dopovidei mizhnarodnoi naukovopraktychnoi konferentsii uchenykh ta studentiv, m. Lutsk, 29-31 sichnia 2020 r. Lutsk: LNTU, 2020. S. 18-20.
4. Yasnii P.V., Homon S.S., Dmytruk V.P. Mitsnist ta deformivnist derevyny modryny z riznym pokaznykom volohosti za zhorstkoho rezhymu vyprobuvan. SCIENCE, SOCIETY, EDUCATION: TOPICAL ISSUES AND DEVELOPMENT PROSPECTS. Abstracts of VI International Scientific and Practical Conference, Kharkiv, 10-12 May 2020. P. 319-322.

5. Yasnii P.V., Homon S.S., Dmytruk V.P. Osoblyvosti pobudovy povnykh diahram deformuvannya derevyny yasena za zhorstkoho rezhymu navantazhen. Fundamentalni ta prykladni problemy suchasnykh tekhnolohii: materialy mizhnarodnoi naukovo-praktychnoi konferentsii do 60 richchia z dnia zasnuvannia Ternopil'skoho natsionalnogo tekhnichnogo universytetu imeni Ivana Puliuia ta 175 richchia z dnia narodzhennia Ivana Puliuia, m. Ternopil, 14-15 travnia 2020 r. Ternopil:TNTU, 2020. S. 51.

6. Yasnii P.V. Plastychno deformovani materialy: vtoma i trishchynotryvkist: monohrafiia. Lviv: Svit, 1998. 292 s.

Список використаної літератури

1. Ванин С.М. Древесиноведение: справочник. М: Гослесбумиздат, 1949. 472 с.

2. Гомон С.С., Гомон П.С. Побудова дійсних діаграм механічного стану деревини « σ - u » суцільного перерізу ялини та берези за жорсткого режиму випробувань. Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. Рівне: Вид-во НУВГП, 2020. Вип 38. С. 321-330.

3. Гомон С.С., Сальчук В.Л., Савчук В.Л., Верешко О.В. Експериментальні дослідження деревини за жорсткого режиму випробувань за стандартної вологості. Проблеми інтегрованого розвитку міст: збірник тез доповідей міжнародної науково-практичної конференції учених та студентів, м. Луцьк, 29-31 січня 2020 р. Луцьк: ЛНТУ, 2020. С. 18-20.

4. Ясній П.В., Гомон С.С., Дмитрук В.П. Міцність та деформівність деревини модрина з різним показником вологості за жорсткого режиму випробувань. SCIENCE, SOCIETY, EDUCATION: TOPICAL ISSUES AND DEVELOPMENT PROSPECTS. Abstracts of VI International Scientific and Practical Conference, Kharkiv, 10-12 May 2020. P. 319-322.

5. Ясній П.В., Гомон С.С., Дмитрук В.П. Особливості побудови повних діаграм деформування деревини ясена за жорсткого режиму навантажень. Фундаментальні та прикладні проблеми сучасних технологій: матеріали міжнародної науково-практичної конференції до 60 річчя з дня заснування Тернопільського національного технічного університету імені Івана Пулюя та 175 річчя з дня народження Івана Пулюя, м. Тернопіль, 14-15 травня 2020 р. Тернопіль:ТНТУ, 2020. С. 51.

6. Ясній П.В. Пластично деформовані матеріали: втoma і тріщинотвивкість: монографія. Львів: Світ, 1998. 292 с.

**КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ СУЧАСНИХ ВЕЛИКОПРОЛІТНИХ
ТРУБОБЕТОННИХ АРКОВИХ МОСТІВ**

**CONSTRUCTION SOLUTIONS OF MODERN LARGE-SPAN TUBE-
CONCRETE ARCH BRIDGES**

**Коломійчук Г.П., к.т.н., доцент, Майстренко О.Ф., к.т.н., доцент,
Коломійчук В.Г., аспірант, Коломійчук В.Г., студентка (Одеська
державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)**

**Kolomiychuk G.P., Ph.D. in Engineering, Associate Professor,
Maistrenko O.F., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Kolomiychuk
V.G., postgraduate student, Kolomiychuk V.G., student (Odessa State
Academy Civil Engineering and Architecture, Odessa)**

Ефективність сучасних аркових мостів досягається новими конструктивними рішеннями. Розглянуті приклади мостів що отримали найбільш високу оцінку під час експлуатації, і наведені перспективні напрямки для подальшого дослідження та розвитку аркових мостів з використанням трубобетону.

The effectiveness of modern arch bridges is achieved by new design solutions. The considered examples of bridges that received the highest rating during operation, and promising areas for further research and development of arch bridges using pipe concrete are given.

Large-span arched structures have significant potential bearing capacity and can be used as structures to solve the problems of new construction and reconstruction of buildings and structures. They are able to change the uniformity of the environment with their architectural appeal. Arches are especially convenient for use as bearing structures of bridges in mountainous areas where the problem of thrust is solved. The introduction of tube-concrete in the design of arches gave impetus to their further study and effective practical application.

Constructive solutions of modern tube-concrete arch bridges are constantly changing. This is caused by the need to increase the overall dimensions of structures, as well as the introduction of new ultrastrong materials and scientific developments into the construction.

Tube-concrete is not only a durable and load-resistant structural material, but also economical in the process of manufacturing and operation. A metal tube is the external surface of the structure that is being built and can have various processing performed in the factory. The manufacture of formwork from metal tubes allows you to make the dimensions, shape and configuration different depending on the requirements of the project.

In the future, large-span tube-concrete arch bridges should be used for high-speed rail. Such bridges with a rigid skeleton are insensitive to daily temperature fluctuations and have good durability.

Even though there is success in the design and construction of tube-concrete arch bridges, existing technologies still cannot satisfy existing needs. Thus, it is necessary to constantly search for new design solutions and solve critical issues of improving the fatigue characteristics of welded joints, optimizing the concrete segments, and further reducing the weight of the structure, which will help increase the span.

The article examined a large number of tube-concrete arch bridges and studied their design solutions. It can be concluded that today there is no single methodology for designing sufficiently promising arch bridges, therefore this problem is relevant and requires further study.

Ключові слова: арковий міст, труробетонні арки, конструктивні рішення, труробетон, реактивний порошковий бетон.

Keywords: arch bridge, tube-concrete arches, structural solutions, tube-concrete, reactive powder concrete.

Вступ. Великопролітні аркові конструкції володіють значним потенціалом несучої здатності і можуть застосовуватися в якості конструкцій, що вирішують проблеми нового будівництва та реконструкції будівель та споруд. Вони здатні змінити одноманітність навколишнього середовища своєю архітектурною привабливістю. Особливо зручні арки для використання в якості несучих конструкцій мостів в гористих місцевостях, де вирішується проблема розпору. Впровадження в конструкції арок труробетону дало поштовх для їх подальшого вивчення і ефективного практичного застосування.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. Серед побудованих та запроєктованих аркових мостів існують такі, що можна віднести до найбільш унікальних з точки зору конструктивних рішень.

Арковий міст «Немовля Енріко» в Порто володіє високими технічними та естетичними якостями і приставляє собою найкращий зразок геометричних параметрів для моніторингу інших аркових мостів [1, 2]. Слід виділити, що він входить в четвірку найбільших аркових мостів Європи з прольотом $L = 280$ м. Відношення прольоту до товщини арки ($h = 1,5$ м) складає 187 і є світовим рекордом, тобто це дуже тонка арка. Стріла підйому арки складає $f = 25$ м. Відношення $L/f = 11,2$ показує що цей міст досить пологий. Його «статичний коефіцієнт» ($L^2 / f > 3000$), котрий прямо пропорційний осьовому зусиллю, що діє в склепінні арки, є найбільшим із усіх арок, побудованих до теперішнього часу.

Дійсно, арка мосту «Немовля Енріке» в Порто є найнавантаженішою і найделікатнішою у світі.

Останнім часом відбувається еволюція конструктивного дизайну та технологій будівництва [3]. Технологічний розвиток не обійшов сферу високоміцних матеріалів, таких як композитний матеріал на основі

портландцементу, що отримав назву – реактивний порошковий бетон (РПК). Цей матеріал може досягати міцності на стиск від 200 до 800 МПа та використовуватися в будівництві мостів. Розроблено проектні рішення для аркових мостів прольотом 500 м, 750 м та 1000 м. За винятком мостових фундаментів та примикань, всі несучі елементи конструкцій виготовляються з РПК. Витрати РПК на виконання всіх мостових елементів без примикань та фундаментів становлять $98957 / (1320 * 35,5) = 2,11 \text{ м}^3 / \text{м}^2$ для арки прольотом 1000 м, і $1,75 \text{ м}^3 / \text{м}^2$ для арки прольотом 750 м.

В науковій роботі [4] виконано експериментально-теоретичні дослідження трубобетонних аркових мостів. Для проектування розроблено спрощений метод прогнозування довгострокової реакції аркових трубобетонних мостів, що враховує старіння бетону та процес будівництва. На моделях арок досліджено деформації попереднього розтягу, визваного впливом часу, на згинально-крутильну стійкість. Параметри що розглядалися: – вік бетону під час першого навантаження; – тривалість навантаження; – міцність бетону та сталі; – коефіцієнт гнучкості; – відношення висоти арки до її прольоту, та їх вплив на деформації повзучості трубобетонних арок. Зроблено висновок, що тимчасові ефекти виявляють значний вплив на поперечну стійкість тонких параболічних арок з низькою міцністю сталі і високим відношенням прольоту до стріли підйому, які навантажені рівномірно розподіленим навантаженням в ранньому віці та знаходяться довгий час під навантаженням.

Цілі і завдання. Виконати огляд досліджень по визначенню сучасних конструктивних рішень великопролітних трубобетонних аркових мостів і зробити їх порівняння з існуючими арковими мостами. Отримати габаритні параметри та застосовані матеріали і конструкції для різних розрахункових схем.

Основна частина. Конструктивні рішення сучасних трубобетонних аркових мостів постійно змінюються. Визвано це необхідністю збільшення габаритних розмірів споруд, а також впровадженням в будівництво нових надміцних матеріалів та наукових розробок [5-7].

Трубобетон не тільки міцний та стійкий до навантажень конструкційний матеріал, але і економний в процесі виготовлення та експлуатації. Особливо в аркових спорудах з трубобетону отримується міцність за рахунок форми. Металева труба є зовнішньою поверхнею конструкції що будується і може мати різну обробку, виконану в заводських умовах. Виготовлення опалубки з металевих труб дозволяє робити розміри, форму і конфігурацію різними в залежності від вимог проекту.

Для аналізу конструктивних характеристик трубобетонних великопролітних мостів обрані мости з прольотом більше 300 м. Типи

поперечних перерізів трубобетонних арок показані на рис. 1. В таблиці 1 наведено побудовані мости, де наведено габаритні розміри арок, а також конструкцію їх поперечного перерізу.

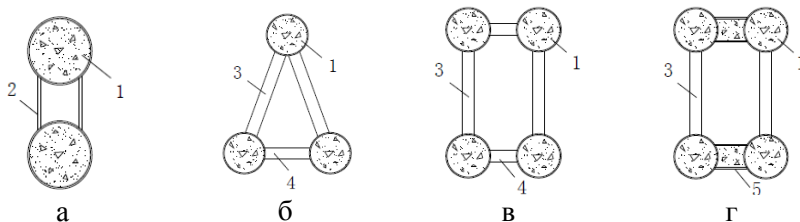


Рис. 1. Типи поперечних перерізів трубобетонних арок:

а) двотрубна; б) трьохтрубна; в) і г) чотирьохтрубна;

1 – металева труба заповнена бетоном; 2 – вертикальна металева пластина;

3 – ферма; 4 – горизонтальний елемент з'єднання; 5 – горизонтальна металева пластина.

Таблиця 1

Трубобетонні аркові мости прольотом понад 300 м

№	Назва мосту	Проліт L, м	Висота f, м	L/f	Труба		Тип арки
					D, мм	t, мм	
1	2	3	4	5	6	7	8
1	He River №1	529	117	4,5	1320	30	4 труба
2	Wushan	460	121	3,8	1220	25	4 труба
3	Zhijing	430	78	5,5	1200	35	8 труба
4	Liancheng	400	77	5,2	850	26	6 труба
5	Yellow River	380	76	5	1500	–	4 труба
6	Maocaojie	368	74	5	1000	28	4 труба
7	Yajisha	360	80	4,5	750	20	6 труба
8	Yong He	338	75	4,5	1220	25	Горизонт.
9	Xiao He	338	68	5	1100	32	6 труба
10	Tai Ping Hu	336	68	4,9	1280	25	Горизонт.

В Китаї розроблено Технічний кодекс для трубобетонних аркових мостів GB 50923-2013 [8]. В ньому трубобетонні аркові мости поділяються на п'ять основних типів (рис. 2).

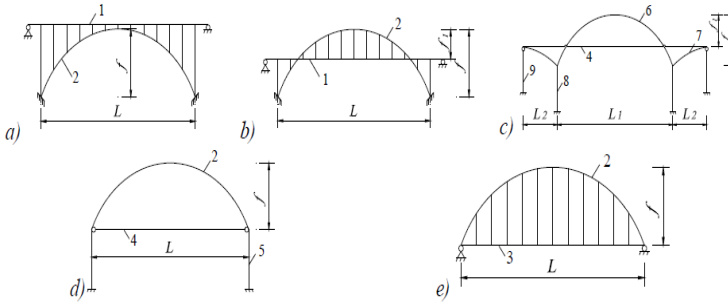


Рис. 2. Основні типи конструкцій трубобетонних арок

а) палубна арка; б) арка з їздою по середині; в) арка в вигляді летючого птаха; д) жорстка арка з гнучкою затяжкою; е) арка, закріплена палубою.

На основі аналізу рельєфу та геології майданчику будівництва моста було запропоновано три схеми для варіантного проектування [9]. Схеми обрані такі:

- висячий міст прольотом 520 м (рис.3, схема 1);
- металевий коробчастий арковий міст прольотом 518 м (рис. 4, схема 2);
- трубобетонний арковий міст прольотом 530 м (рис.5, схема 3).

Техніко-економічне порівняння трьох варіантів мостів наведено в табл. 2.

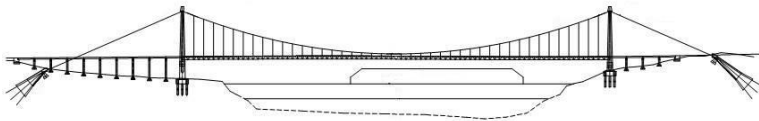


Рис. 3. Висячий міст прольотом 520 м (схема 1)

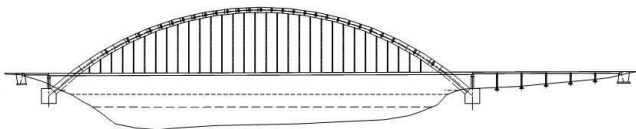


Рис. 4. Металевий коробчастий арковий міст прольотом 518 м (схема 2)

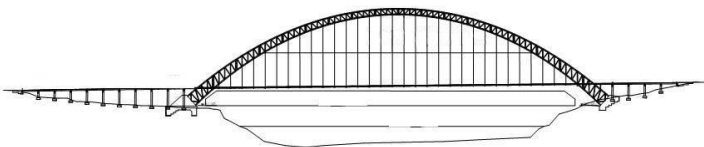


Рис. 5. Трубобетонний арковий міст прольотом 530 м (схема 3)

Таблиця 2

Техніко-економічні порівняння трьох варіантів мостів

Показники моста	Схема 1 (рис. 3)	Схема 2 (рис. 4)	Схема 3 (рис. 5)
Загальна довжина, м	810	750	841
Основний проліт, м	520	518	530
Під'їзди, м	290	232	311
Надміцна сталь, т	3304	148	724
Звичайна сталь, т	9455	23694	12441
Бетон, м ³	43344	29400	37900
Витрати, млн. доларів	310,87	493,83	250,30

Оцінюючи конструктивні рішення варіантів мостів, можна виділити їх недоліки. Схема 1 (рис. 3). Використання великої кількості надміцної сталі, більш висока вартість ремонту та обслуговування. Схема 2 (рис. 4). Використання великої кількості сталі, складність конструкції, висока вартість будівництва, висока вартість ремонту та обслуговування. Схема 3 (рис. 5). Більш складні будівельні роботи.

Порівняння проекту трубобетонного моста (схема 3, рис. 5) виконаємо з існуючим мостом №2 з таблиці 1. Проліт мосту через річку Хецзян Янцзи на 70 м довший від моста Ушань, а висота арки на 10 м нижча, що ускладнює заливку бетону зі збільшенням прольоту. В проєктованого мосту простіший підйом елементів, хоча їх вага на 600 кН більша. Ширина перекриття палуби складає 9 м, а вага перекриття зменшилася на 42 кН/м² за рахунок застосування ортогональної ребристої плити з залізобетону. В арках проєкту використані труби діаметром 1320 мм, що на 100 мм більші ніж у мості Ушань.

В основному великопролітні трубобетонні аркові мости побудовані для автомобільних доріг, але вже завершено будівництво моста прольотом 430 м і для залізниці Лхаса – Ньінчі [10]. В майбутньому великопролітні аркові трубобетонні мости планується використовувати для високошвидкісної залізної дороги. Такий міст з жорстким каркасом найкраще використовувати для високошвидкісної залізної дороги з-за його великої жорсткості, нечутливості до добових коливань температури та хорошої довговічності. Завдяки легким конструктивним елементам і раціональній розрахунковій схемі аркові трубобетонні мости доцільно будувати в гірських районах і для перетину каньйонів, де вони більш ефективні ніж висячі або вантові мости великих прольотів.

Навіть при тому, що досягнуті успіху в проєктуванні і будівництві аркових трубобетонних мостів, існуючі технології все ще не можуть задовольнити сучасні потреби. Таким чином, необхідно постійно вести пошук нових конструктивних рішень та розв'язувати важливі питання по підвищенню характеристик втомлюваності зварних з'єднань, оптимізації

сегментів бетонування, подальшого зниження ваги конструкції, що сприяє збільшенню довжини прольоту. Можливість будівництва трубобетонного аркового мосту польотом 650 м вже доказана і ведеться проектування мосту польотом 700 м.

Висновки і перспективи досліджень. Розглянуто велику кількість мостів із застосуванням трубобетонних арок, вивчені їх конструктивні рішення та виконано аналіз. Можна зробити висновок, що на сьогоднішній день не існує єдиної методики по проектуванню досить перспективних аркових мостів, тому ця проблема є актуальною і потребує подальшого вивчення.

Список використаних джерел

1. Adao da Fonseca A. Contemporary concrete arch bridges / A. Adao da Fonseca // ARCH'16 – 8th International Conference on Arch Bridges, Wrocław, Poland, 5-7 October, 2016: 1-14.
2. Adao da Fonseca A. The Infant Dom Henrique Bridge over the River Douro, at Porto / A. Adao da Fonseca // ARCH'07 – 5th International Conference on Arch Bridges, Madeira, Portugal: University of Minho Press, 2007: 931-960.
3. Candrlic V. Research of Concrete Arch Bridges up to 1000m in Span / V. Candrlic, J. Radic, I. Gukov // ARCH'04 – 4th International Conference on Arch Bridges, Barcelona, Spain, November, 2004: 38-52.
4. Yue Geng. Time-dependent behavior of concrete-filled steel tubular arch bridges. Dissertation submitted to the in fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy School of Civil Engineering The University of Sydney Australia. – Sydney, 2011.
5. Chen B.C. Application of concrete filled steel tubular arch bridges and study on ultimate load - carrying capacity / B.C. Chen, Y.J. Chen, Z.B. Qin, H. Hikosaka // ARCH'04 – 4th International Conference on Arch Bridges, Barcelona, Spain, November, 2004: 38-52.
6. Chen B.C. Overview of Concrete Filled Steel Tube Arch Bridges in China / B.C. Chen, T.L. Wang // Practice Periodical on Structural Design and Construction, ASCE, May, 2009. 14(2): 70-80.
7. Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members / Lin-Hai Han, Wei Li, Reidar Bjorhovde // Journal of Constructional Steel Research 100 (2014) 211-228.
8. Chen B.C. China National Standard Technical Code for CFST Arch Bridges / B.C. Chen, J.G. Wei, Q.X. Wu // ARCH'16 – 8th International Conference on Arch Bridges, Wrocław, Poland, 5-7 October, 2016: 363-374. – C.44-56.
9. Mou T.M. Scheme design of a 530m CFST arch bridge – the First Yangtze River Bridge in Hejiang, Sichuan, China / T.M. Mou, B.K. Fan, B. Tian and Q.Y. Tao // ARCH'10 – 6th International Conference on Arch Bridges, Fuzhou, China, 11-13 October, 2010: 113-119.
10. Zheng Jielian. Concrete-Filled Steel Tube Arch Bridges in China / Jielian Zheng, Jianjun Wang // Engineering 4 (2018) 143–155.

**ПРОЕКТУВАННЯ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНИХ БУДІВЕЛЬНИХ
КОНСТРУКЦІЙ НА ОСНОВІ ЧИСЛОВОГО МОДЕЛЮВАННЯ
ТЕМПЕРАТУРНИХ МОСТІВ**

**DESIGN OF ENERGY EFFICIENT BUILDING STRUCTURES ON THE
BASIS OF NUMERICAL MODELING OF TEMPERATURE BRIDGES**

Кузьмич Р.В., магістр, Самчук В.П., к.т.н., доц., Кислюк Д.Я., к.т.н., доц. (Луцький НТУ), Савенко В.І. к.т.н., проф. (КНУБА, м. Київ)

Kuzmych R., master, Samchuk V., Ph.D., Associate Professor, Kyslyuk D., Ph.D., Associate Professor (Lutsk NTU), Savenko V.I. Ph.D., Professor (Kyiv National University of Construction and Architecture)

Дослідження присвячене числовому моделюванню, аналізу конструктивних температурних мостів та розробці рекомендацій щодо їх усунення на основі оптимальних проектних рішень. На основі числового експерименту було виконано порівняння енергоефективності проектних рішень ліквідації містка холоду у вузлі примикання перекриття та балконної плити.

In connection with the depletion of natural energy reserves, the urgency of the problem of saving fuel and energy resources and improving the energy efficiency of buildings is growing. To solve this problem, it is necessary to implement a variety of energy-saving measures and apply design solutions with increased energy efficiency.

Purpose of the paper: on the basis of a numerical experiment to investigate and compare the energy efficiency of design solutions for the elimination of the cold bridge in the junction of the floor slab and balcony slab.

A balcony can serve as a cold bridge. Its load-bearing structure is a reinforced concrete slab connected to the floor slab. This is a necessary condition for the installation of the balcony so that it can perceive the operating load. Thus, the balcony is a potential place for the formation of a cold bridge.

Insulation of the balcony slab can be done in different ways, each of which has its own advantages and features of implementation. Among the insulation options for comparison, two were adopted, which are based on the insulation of the balcony slab and the use of a thermal cut-off system - a heat-insulating element.

The paper considers three options for a constructive solution of the connection of the floor slab and balcony slab: option 1 - without any energy efficiency measures (for comparison with energy efficiency); option 2 - insulation of the cantilever part of the balcony slab with extruded polystyrene foam 50 mm thick; option 3 - the use of a system of thermal cutting of the balcony slab from the floor slab with a thermal insert 50 mm thick.

Based on the results of the numerical simulation of the three variants of the node, it can be concluded that only variant 3 satisfies all the requirements of DBN.

In terms of the amount of heat lost due to the considered node designs in the cold season, the 3rd option is almost twice as energy-efficient as the 2nd option and three times more energy-efficient than the 1st option, according to the criterion of minimum energy flow.

Thus, to eliminate cold bridges in the junctions of floor slabs and balconies, it is advisable to give preference to design solutions based on the principle of thermal cut-off.

Ключові слова: енергоефективність, температурний міст, числове моделювання.

Keywords: energy efficiency, temperature bridge, numerical simulation.

Постановка проблеми. У зв'язку з виснаженням природних енергетичних запасів зростає актуальність проблеми економії паливно-енергетичних ресурсів та підвищення енергоефективності будівель. Для вирішення цього завдання необхідно впроваджувати як різноманітні енергозберігаючі заходи, так і застосовувати проектні рішення з підвищеною енергоефективністю.

Сповільнити охолодження будинку можна за рахунок використання прогресивних будівельних технологій, які передбачають заходи з теплозахисту. Як правило, це влаштування зовнішньої оболонки з матеріалів, які погано передають тепло: спінені полімери, мінеральна вата, ніздрюватий бетон тощо [1].

Проте, конструктивні особливості багатьох будівель передбачають використання різноманітних несучих та підсилюючих елементів, таких як залізобетонні балки, колони, плити, перемички, опір теплопередачі у яких низький, через що знижується загальна ефективність теплозахисту конструкцій вцілому.

У зв'язку з цим, актуальними є дослідження, присвячені числовому моделюванню, аналізу конструктивних температурних мостів та розробки рекомендацій щодо їх усунення на основі оптимальних проектних рішень.

Мета роботи: на основі числового експерименту дослідити та порівняти енергоефективність проектних рішень ліквідації містка холоду у вузлі примикання перекриття та балконної плити.

Основна частина. Містки холоду – це зони з підвищеним витоком енергії (тепла або холоду). За даними багатьох дослідників, якщо не ліквідувати містки холоду, тоді в будинку втрачається до 30-50% від загального обсягу енергоресурсів, що витрачаються на обігрів його взимку.

На фасаді будинку візуально визначити містки холоду практично неможливо. Діагностику будівлі та виявлення місць втрати тепла можна виконати лише за допомогою спеціальних приладів, зокрема тепловізора. Проте сучасні програмні комплекси дозволяють побудувати точні моделі елементів будівельних конструкцій, провести числові експерименти та визначити температурні ізополі в конструкціях, тепловий потік через вузол та розподіл температури на внутрішньому контурі вузла.

Існують містки холоду, яких можна уникнути, але бувають і такі, позбутись яких досить складно. Одним з прикладів може бути залізобетонна плита перекриття, яка обпирається на зовнішні стіни. Край плити може доходити до краю площини зовнішньої стіни та може межувати із зовнішнім середовищем, що негативно впливає на енергоефективність конструкції і є хорошим провідником тепла з будинку [2].

Виконувати функцію містка холоду може балкон. Його несучою конструкцією є залізобетонна плита, з'єднана з плитою перекриття. Це необхідна умова при влаштуванні балкона, щоб він зміг сприймати експлуатаційне навантаження. Таким чином, балкон – це потенційне місце утворення містка холоду.

Утеплення плити балкону можна здійснити різними способами, кожен з яких має свої переваги та особливості реалізації. Серед варіантів утеплення для порівняння були прийняті два, які ґрунтуються на утепленні самої балконної плити та використанні системи термічного відсікання – теплоізоляційного елементу.

Для дослідження конструкцій з потенційними містками холоду було використано програму Elcut, яка дозволяє вирішувати завдання інженерного моделювання електромагнітних, теплових та механічних задач методом скінченних елементів. Вона має простий інтерфейс та дозволяє легко запроєктувати та проаналізувати тепловий стан різноманітних систем, зокрема розрахувати розподіл температури й енергетичний потік, що проходить через вузол будівельної конструкції.

Було розглянуто три варіанти конструктивного вирішення примикання перекриття та балконної плити (рис. 1):

- варіант 1: без будь-яких енергоефективних заходів (для порівняння з енергоефективними);
- варіант 2: утеплення консольної частини балконної плити екструдованим пінополістиролом товщиною 50 мм;
- варіант 3: застосування системи термічного відсікання балконної плити від плити перекриття термовставкою товщиною 50 мм.

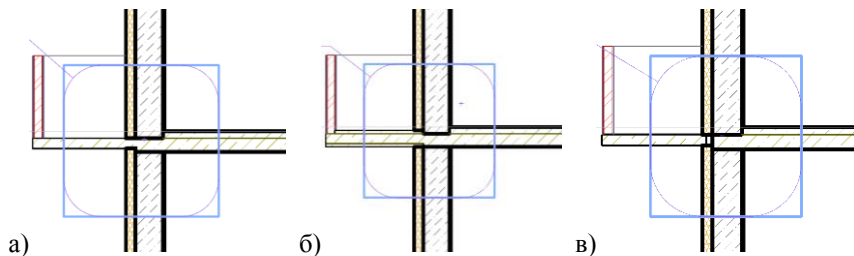


Рис. 1. Конструктивне вирішення вузла: а) варіант 1 – без енергоефективних заходів; б) варіант 2 – утеплення консольної частини балконної плити по контуру; в) варіант 3 – застосування системи термічного відсікання

Граничні умови задаємо другого роду – коефіцієнт тепловіддачі для зовнішньої та внутрішньої поверхонь, а також температуру зовнішнього та внутрішнього повітря. На стиках, де не задані граничні умови, вважається, що теплообмін відсутній, тобто тепловий потік туди не передається.

Для виконання розрахунку сітка формується в автоматичному режимі. Програма сама визначає її інтенсивність для максимальної точності розрахунку.

На основі числових моделей визначено температурні поля для різного конструктивного вирішення вузла і додатковий тепловий потік, який проходить через нього (рис. 2, 3, 4).

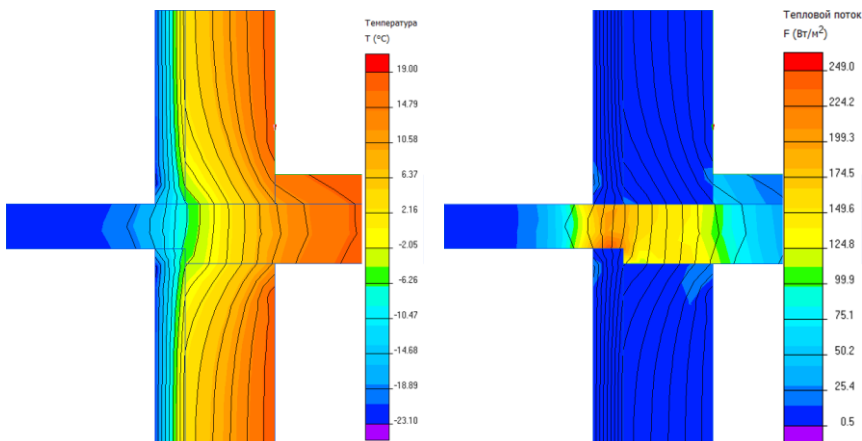


Рис. 2. Температурні ізополя та тепловий потік через вузол варіанту 1

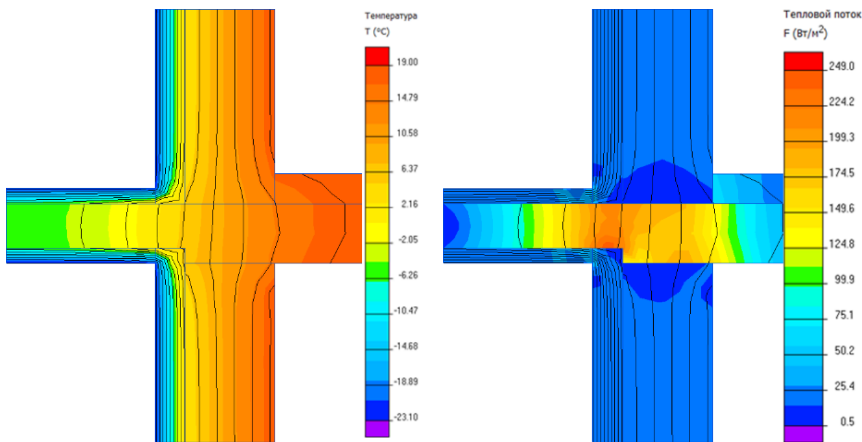


Рис. 3. Температурні ізополя та тепловий потік через вузол варіанту 2

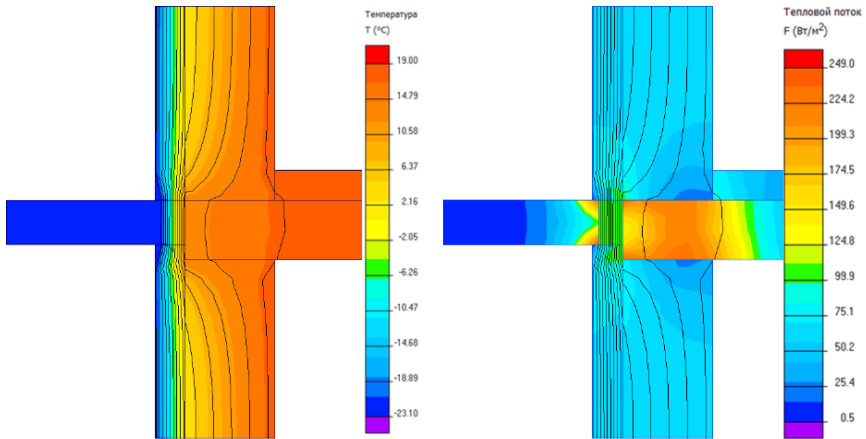


Рис. 4. Температурні ізополя та тепловий потік через вузол варіанту 3

Щоб порівняти отримані результати числового моделювання, були побудовані графіки розподілу температури на внутрішніх контурах вузла у місця переходу стіна-підлога та стеля-стіна (рис. 5, 6, 7).

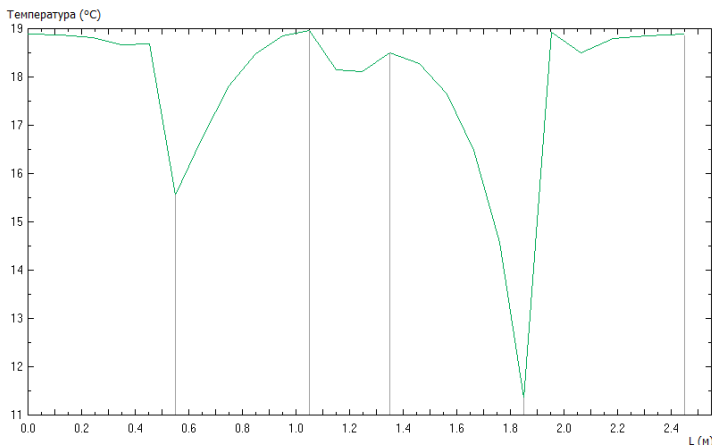


Рис. 5. Розподіл температури на внутрішніх контурах стін та перекриття у вузлі варіанту 1

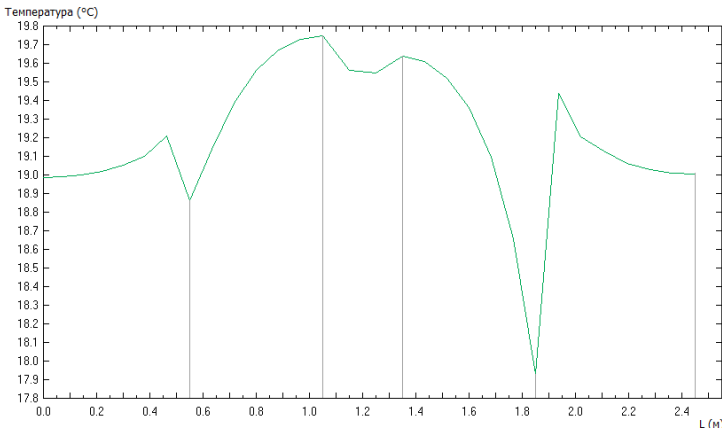


Рис. 6. Розподіл температури на внутрішніх контурах стін та перекриття у вузлі варіанту 2

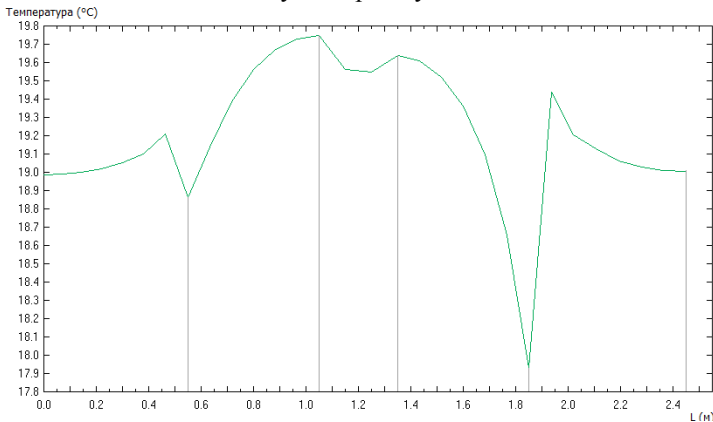


Рис. 7. Розподіл температури на внутрішніх контурах стін та перекриття у вузлі варіанту 3

Мінімальні значення температури та максимальні значення потоку енергії (з урахуванням площі стіни), що проходить через розглянуті конструктивні варіанти вузла, представлені у таблиці 1.

Таблиця 1

Зведена таблиця з результатами числового моделювання конструктивних варіантів температурного моста

№ варіанту вузла	Мінімальна температура на внутрішній поверхні, верх/низ, °C	Тепловий потік, через вузол, Вт
Варіант 1	15,5 / 11,3	36,222
Варіант 2	17,6 / 15,2	22,433
Варіант 3	18,8 / 17,9	11,337

Висновок. За результатами числового моделювання трьох варіантів конструктивного вирішення вузла примикання перекриття та балконної плити можна зробити наступні висновки:

– у місці примикання перекриття та балконної плити відбуваються суттєві перепади значень температурних полів, що вимагає підвищеної уваги до вибору методів проектування, влаштування та догляду за теплоізолюючою оболонкою будівлі;

– за результатами теплотехнічного розрахунку зовнішньої огорожувальної конструкції [3] підходять усі три варіанта, проте числове моделювання дозволило більш точно визначити розподіл температурних та енергетичних полів у розглянутих вузлах;

– варіанти 1 та 2 не задовольняють санітарно-гігієнічні вимоги [3], оскільки перепад температури на внутрішній поверхні стіни та в приміщенні вищий за 4 °С, що є максимально допустимим за ДБН «Теплова ізоляція будівель»;

– усі вимоги ДБН задовольняє лише варіант 3.

За кількістю тепла, яке втрачається через розглянуті конструкції вузлів у холодну пору року, 3-й варіант майже вдвічі енергоефективніший ніж 2-й варіант і втричі енергоефективніший ніж 1-й варіант, за критерієм мінімального потоку енергії.

Таким чином, для усунення містків холоду у вузлах примикання плит перекриття і балконних доцільно надавати перевагу конструктивним рішенням на основі принципу відсікання.

References

1. Demchenko V.V., Chupryna Kh.M., Nevmerzchickij O.V. Metody pidvishhennya energoefektivnosti budivli` // Upravlinnya rozvytkom skladnykh system, 2013, N 16, s. 138-143.

2. Anufriev V.N., Andreenko N.A. Energoseberezhenie v zdaniyakh. Posobie. Minsk: «Altiora - zhivye kraski», 2011. 76 s.

3. DBN V.2.6-31:2016. Teplova izolyaciya budivel`. Normy proektuvannya. vygotovlennya i montazhu: [Chynnyj vid 2017-01-01]. Vyd. ofic. Kiyiv: Minregionbud Ukrainy, 2017. 33 s.

Список використаної літератури

1. Демченко В.В., Чуприна Х.М., Невмержицький О.В. Методи підвищення енергоефективності будівлі // Управління розвитком складних систем, 2013, N 16, с. 138-143.

2. Ануфриев В.Н., Андреевко Н.А. Энергосбережение в зданиях. Посobie. Минск: «Альтиора - живые краски», 2011. 76 с.

3. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. Норми проектування. виготовлення і монтажу: [Чинний від 2017-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінегіонбуд України, 2017. 33 с.

ВПЛИВ ДОБАВКИ ПОЛІПЛАСТ СП-3 НА МІЦНІСТЬ ВАЖКОГО БЕТОНУ

EFFECT OF POLIPLAST SP-3 ADDITIVE ON THE STRENGTH OF HEAVY CONCRETE

Олексюк А.С., магістр, Ужегов С.О., к.т.н., Ужегова О.А., к.т.н., доц., Ротко С.В., к.т.н., доц., (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Oleksiuk A.S., master, Uzhehov S.O., Ph.D. in Engineering, Uzhehova O.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Rotko S.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Lutsk National Technical University, Lutsk)

За допомогою системного аналізу з виконанням математичного моделювання і отриманням рівняння регресії досліджувався вплив на міцність бетону при стиску пластифікатора Поліпласт СП-3, який додавали у кількості 0,5%, 1,0% або 1,5% від витрати цементу. Разом з тим, досліджувався вплив ще двох факторів: водоцементного співвідношення і температурного режиму твердіння бетону. За рівнянням регресії побудовані поверхні відгуку, які демонструють залежність міцності важкого бетону при стиску від зазначених факторів.

The compressive strength of heavy concrete, as its main mechanical characteristic, is influenced by many factors. It is possible to determine the degree of influence of certain factors using the system analysis with performance of mathematical modeling and getting of the regression equation.

In this article uses the Box-Behnken design, which is often exploited in the study of concrete technology. The purpose of the mathematical method of experiment planning was to determine a mathematical model of this research with a record of the function that will be decisive for the result of the research, based on certain initial conditions. A three-factor experiment was planned, where individual factors did not correlate with each other, and the optimization parameter was the compressive strength of heavy concrete. The effect of Poliplast SP-3 additive, which was added in the amount of 0.5%, 1.0% or 1.5% of cement consumption, was experimentally investigated. At the same time, the influence of two more factors was studied: the water-cement ratio (0.42, 0.43 and 0.44) and the temperature of concrete hardening (keeping the experimental samples of concrete in the steaming chamber for 5 hours, keeping other samples within 10 hours, as well as curing of concrete samples under normal conditions without heat treatment).

Based on the experiments, the coefficients of the regression equation were determined statistically. When tested, they showed satisfactory reproducibility of the obtained experimental data - the Cochran's test was $G = 0.125$, which is less than the

tabular value of 0.296. The adequacy of the equation is confirmed by Fisher criterion $F = 2.13$, which is less than the tabular $F(0.05; f_{ad}; f_y) = 2.23$.

According to the obtained regression equation were modelled the response surfaces, which demonstrate the dependence of the compressive strength of heavy concrete on the content of additive, water-cement ratio, temperature of concrete hardening.

Ключові слова: важкий бетон, міцність, трифакторний експеримент, рівняння регресії, поверхні відгуку.

Key words: heavy concrete, strength, three-factor experiment, regression equation, response surfaces.

На міцність важкого бетону при стиску, як головну його механічну характеристику, впливає багато чинників. Визначити ступінь впливу певних факторів можна за допомогою системного аналізу з виконанням математичного моделювання і отриманням рівняння регресії.

У роботі виконувалось дослідження впливу пластифікатора на міцність бетону методом математичного планування експерименту. Разом з кількістю доданого пластифікатора (у % до маси цементу) варіювалися ще деякі фактори: водоцементне співвідношення та температурний режим твердіння бетону. Таким чином, планувався трифакторний експеримент, де окремі фактори не мали між собою кореляції, а параметром оптимізації була межа міцності бетону при стиску.

Отже, факторами впливу прийнято: X_1 – вміст пластифікатора у % до маси цементу; X_2 – водоцементне співвідношення, В/Ц; X_3 – тривалість термообробки у пропарювальній камері.

Для побудови план-матриці експерименту виконано кодування факторів (табл. 1).

Таблиця 1

Умови планування експерименту

Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
Натуральний вигляд	Кодований вигляд	-1	0	+1	
Вміст пластифікатора, %	x_1	0,5	1,0	1,5	0,5
Водоцементне співвідношення, В/Ц	x_2	0,42	0,43	0,44	0,01
Час пропарювання, годин	x_3	0	5	10	5

Усі фактори мають високий ступінь управління, що дає можливість вибрати заданий рівень варіювання: на основному рівні планування (0), на нижньому рівні (-1) і на верхньому рівні (+1).

Всі параметри дослідних зразків відповідали матриці плану експерименту. У кожній точці плану виготовляли по три зразки, а на основному рівні – шість зразків.

Для виготовлення бетонної суміші було використано: цемент М300, виробник – ВАТ Івано-Франківськ-цемент, с. Ямниця; кварцовий пісок з кар'єру с. Носачевичі Рожищенського району Волинської області. Лабораторним шляхом визначені показники: вологість піску 7,15%; вміст пилюватих і глинистих часток 6,8%; модуль крупності $M_{кр} = 1,54$. Висновок: пісок дрібний з високим вмістом глини, тому в лабораторії додатково було здійснене відмулювання піску;

щебінь використано з Вирівського щебеневого кар'єру. Щебінь сірий, кубовидний. Просівом крізь сита встановлено: фракція 5-25.

Бетонну суміш складу 1:1,45:2,55 готували у бетонозмішувачі, формування зразків (у вигляді кубів зі стороною 150 мм) з ущільненням суміші здійснювали на вібростолі. Твердіння зразків відбувалося відповідно до матриці плану: одна частина кубів тверділа за нормальних умов – у ванні з гідравлічним замком, іншу частину бетонних кубів поміщали у пропарювальну камеру і витримували там 5 годин, решта кубів залишалася в пропарювальній камері ще на 5 годин. Для пропарювання зразків дотримувались встановленого температурного режиму камери (табл. 2).

Таблиця 2

Температурний режим у пропарювальній камері

Год.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
t°C	30	39	42	45	53	60	65	70	71	72

Після пропарювання всі зразки витримували у ванні з гідравлічним замком аж до випробування на стиск. Випробування кубів виконували у віці 28 діб на пресі П-50 (рис.1).



Рис. 1. Випробування зразків на пресі

При випробуванні зразків для кожного з них було встановлене руйнівне зусилля, за яким була визначена міцність на стиск, а також їх середні значення \bar{y}_u (табл. 3).

Таблиця 3

Матриця плану та вихідні експериментальні дані

Точки плану	Матриця планування			Вихідні параметри, f_{ck} , МПа			
	x_1	x_2	x_3	$f_{ck1}(y_{u1})$	$f_{ck2}(y_{u2})$	$f_{ck3}(y_{u3})$	$f_{cm}(\bar{y}_u)$
1	+1	+1	0	36.8	36.7	36.7	36.7
2	+1	-1	0	43.7	43.6	43.6	43.6
3	-1	+1	0	35.1	35.0	35.1	35.1
4	-1	-1	0	43.1	43.0	43.2	43.1
5	+1	0	+1	43.1	43.2	43.1	43.1
6	+1	0	-1	41.2	41.3	41.3	41.3
7	-1	0	+1	41.2	41.1	41.1	41.1
8	-1	0	-1	38.8	38.9	38.9	38.9
9	0	+1	+1	38.3	38.4	38.3	38.3
10	0	+1	-1	35.5	35.4	35.4	35.4
11	0	-1	+1	49.4	49.3	49.3	49.3
12	0	-1	-1	46.1	46.0	46.0	46.0
13	0	0	0	42.6	42.5	42.5	42.5
14	0	0	0	42.4	42.6	42.5	

На основі матриці плану Бокса-Бенкена було визначено розрахункові параметри та обчислені коефіцієнти при лінійних членах, квадратичних членах і взаємодіях. Коефіцієнти рівняння регресії визначали за формулами (2.48)...(2.51) посібника [5].

Наступним етапом є перевірка відтворюваності отриманих дослідних даних. Дисперсію S_u^2 знаходили за формулою:

$$S_u^2 = \frac{1}{r-1} \sum_{i=1}^r (y_{ui} - \bar{y}_u)^2,$$

де i – номер повторності; y_{ui} – вихідний параметр при i -ій повторності.

Дисперсія відтворюваності за [5] становила:

$$S_y^2 = \frac{1}{N} \sum_{u=1}^N S_u^2 = 0,16/14 = 0,01143 \text{ МПа}^2.$$

Критерій Кохрена за [5]: $G = S_{u,max}^2 / \sum_{u=1}^N S_u^2 = 0,02/0,16 = 0,125$, що є

меншим від табличного значення $0,296$, отже, робимо висновок, що процес відтворюваний.

Табличне значення критерію Стьюдента $t = 2,05$ [5, с. 153-154] при рівні значимості $\alpha = 0,05$ ($P = 5\%$) і $f_y = N(r - 1) = 14(3 - 1) = 28$.

Оскільки процес відтворюваний, то можна записати рівняння регресії з кодованими факторами:

$$y = 42.5 + 0.65 x_1 - 3.65 x_2 + 1.02 x_3 - 1.47 x_1^2 - 1.61 x_2^2 + 1.34 x_3^2 + 0.138 x_1 x_2 - 0.05 x_1 x_3 - 0.05 x_2 x_3 .$$

Адекватність цього рівняння перевіряють за критерієм Фішера F . Адекватність буде властива, коли виконуватиметься нерівність:

$$F = S_{ad}^2 / S_y^2 < F(0,05; f_{ad}; f_y),$$

де S_{ad}^2 – дисперсія адекватності, яку обчислюють за формулою:

$$S_{ad}^2 = \frac{1}{n - k - 1} \sum_{u=1}^n (y - \bar{y}_u)^2,$$

тут y – розрахункове значення відгуку в u -тому досліді; f_{ad} – число ступенів свободи дисперсії адекватності $f_{ad} = n - k - 1$; k – число факторів, в даному випадку $k = 3$; f_y – число ступенів свободи дисперсії відтворюваності $f_y = n(m_0 - 1)$; m_0 – число повторностей, в даному випадку $m_0 = 3$;

Табличне значення критерію Фішера F при числі ступенів свободи дисперсії адекватності $f_{ad} = n - k - 1 = 14 - 3 - 1 = 10$ і при числі ступенів свободи дисперсії відтворюваності $f_y = n(m_0 - 1) = 14(3 - 1) = 28$ становить $F(0,05; f_{ad}; f_y) = 2,23$.

Для досліді №1 відгук

$$y^{(1)} = 42.5 + 0.65 x_1 - 3.65 x_2 + 1.02 x_3 - 1.47 x_1^2 - 1.61 x_2^2 + 1.34 x_3^2 + 0.138 x_1 x_2 - 0.05 x_1 x_3 - 0.05 x_2 x_3 . =$$

$$= 42.5 + 0.65 \times (+1) - 3.65 \times (+1) + 1.02 \times 0 - 1.47 \times (+1)^2 - 1.61 \times (+1)^2 + 1.34 \times 0^2 + 0.138 \times (+1) \times (+1) - 0.05 \times (+1) \times 0 - 0.05 \times (+1) \times 0 = 36.558 .$$

для інших дослідів: $y^{(2)} = 43.583$; $y^{(3)} = 35.083$; $y^{(4)} = 43.441$; $y^{(5)} = 43.099$; $y^{(6)} = 41.265$; $y^{(7)} = 41.359$; $y^{(8)} = 39.045$; $y^{(9)} = 38.251$; $y^{(10)} = 35.511$; $y^{(11)} = 49.351$; $y^{(12)} = 46.011$; $y^{(13)} = y^{(14)} = 42.5$.

Відповідне значення $(y - \bar{y}_u)^2$ для першого досліді $(36.558 - 36.7)^2 = 0,02016$; аналогічно для досліді №2 $0,00029$; для досліді №3 $0,00029$; для досліді №4 $0,11628$; для досліді №5 $0,000001$; для досліді №6 $0,00122$; для досліді №7 $0,06708$; для досліді №8 $0,02103$; для досліді №9 $0,0024$;

для досліді №10 **0,01232**; для досліді №11 **0,0026**; для досліді №12 **0,00012**; для досліді №13 **0,0**; для досліді №14 **0,0**.

Дисперсія адекватності

$$s_{ad}^2 = \frac{1}{n-k-1} \sum_{u=1}^n (y - \bar{y}_u)^2 = \frac{1}{10} (0,02016 + 0,00029 + 0,00029 + 0,11628 + 0,000001 + 0,00122 + 0,06708 + 0,02103 + 0,0024 + 0,01232 + 0,0026 + 0,00012) = 0,2438/10 = 0,02438.$$

$$s_y^2 = \frac{1}{n} \sum_{u=1}^n s_u^2 = \frac{1}{14} 0,16 = 0,011428 \text{ МПа}^2.$$

Отже, при дисперсії адекватності $s_{ad}^2 = 0,02438$; дисперсії відтворюваності $s_y^2 = 0,011428$ розрахункове значення критерію Фішера становитиме: $F = \frac{s_{ad}^2}{s_y^2} = \frac{0,02438}{0,011428} = 2,13$, який менший від табличного значення $F(0,05; f_{ad}; f_y) = 2,23$, отже, робимо висновок, що рівняння регресії адекватне.

За рівнянням регресії побудовані поверхні відгуку (рис. 2, 3, 4).

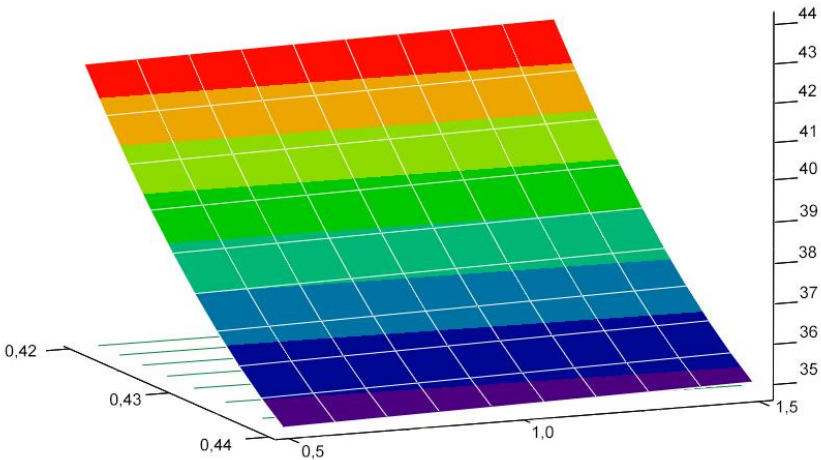


Рис. 2. Залежність міцності бетону при стиску від водоцементного співвідношення та вмісту пластифікатора

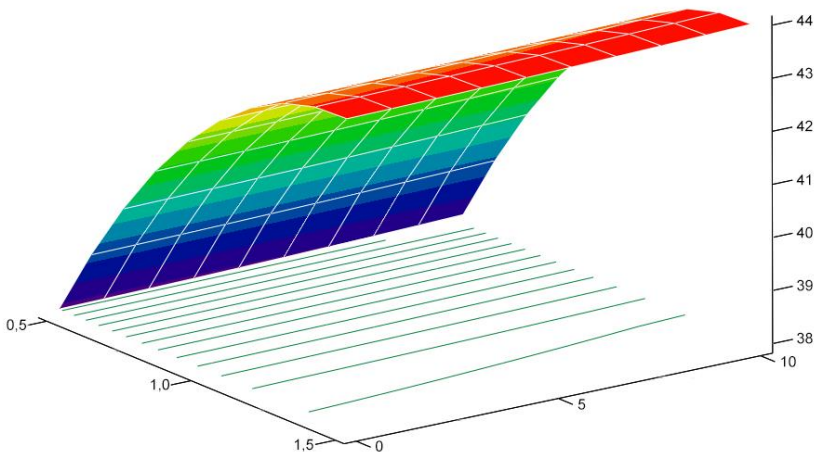


Рис. 3. Залежність міцності бетону при стиску від вмісту пластифікатора і часу пропарювання

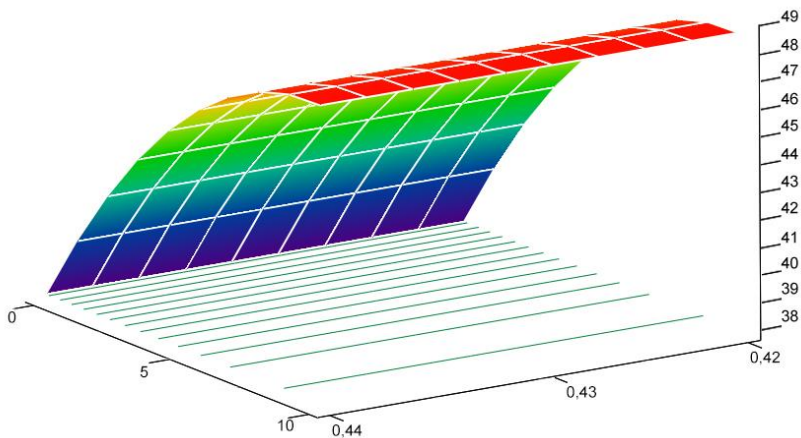


Рис. 4. Залежність міцності бетону при стиску від часу пропарювання та водоцементного співвідношення

Висновки. Дослідження показали, що введення добавки Поліпласт СП-3 до складу суміші в кількості 0,5...1,5% від маси цементу збільшує міцність бетону на 15-24%. При додаванні Поліпласт СП-3 в кількості 1%, при В/Ц = 0,42 та витримуванні протягом 10 годин у пропарювальній

камері був отриманий бетон, який показав у віці 28 діб міцність при стиску 49,3 МПа, що більше на 37,7% у порівнянні з контрольним складом.

References

1. DSTU B V.2.7-171:2008. Budivelni materialy. Dobavky dlia betoniv i budivelnykh rozchyniv. Zahalni tekhnichni umovy (EN 934-2:2008, NEQ).
2. DSTU B V.2.7-171:2008 (elektronnyi resurs) - <http://document.ua/dobavki-dlja-betoniv-i-budivelnih-rozchyniv.-zagalni-tehnich-nor17007.html>.
3. DSTU B V.2.7-69-98 (ГОСТ 30459-96) Dobavky dlia betoniv. Metody vyznachennia efektyvnosti (elektronnyi resurs) - <http://www.stroynote.com.ua/construction-regulations/document-848.html>.
4. DSTU B V.2.7-65-97 Dobavky dlia betoniv i budivelnykh rozchyniv. Klasyfikatsiia (elektronnyi resurs) - <http://proxima.com.ua/dbn/articles.php?clause=413>.
5. Dvorkin L.Y. Rozv'язuvannia budivelno-tekhnologichnykh zadach metodamy matematychnoho planuvannia eksperymentu / L.Y. Dvorkin, O.L. Dvorkin, V.V. Zhytkovskyy: Navch. posibnyk. Rivne: NUVHP, 2011. – 174 s.

Список використаної літератури

1. ДСТУ Б В.2.7-171:2008. Будівельні матеріали. Добавки для бетонів і будівельних розчинів. Загальні технічні умови (EN 934-2:2008, NEQ).
2. ДСТУ Б В.2.7-171:2008 (електронний ресурс) - <http://document.ua/dobavki-dlja-betoniv-i-budivelnih-rozchyniv.-zagalni-tehnich-nor17007.html>.
3. ДСТУ Б В.2.7-69-98 (ГОСТ 30459-96) Добавки для бетонів. Методи визначення ефективності (електронний ресурс) - <http://www.stroynote.com.ua/construction-regulations/document-848.html>.
4. ДСТУ Б В.2.7-65-97 Добавки для бетонів і будівельних розчинів. Класифікація (електронний ресурс) - <http://proxima.com.ua/dbn/articles.php?clause=413>.
5. Дворкін Л.Й. Розв'язування будівельно-технологічних задач методами математичного планування експерименту / Л.Й. Дворкін, О.Л. Дворкін, В.В. Житковський: Навч. посібник. Рівне: НУВГП, 2011. – 174 с.

ВИЗНАЧЕННЯ МАКСИМАЛЬНОЇ ЦІЛЬНОСТІ ҐРУНТУ

DETERMINATION OF MAXIMUM SOIL DENSITY

Панасюк Я.І., к.т.н., доц., Боярчук Б.А., к.т.н., доц., Талах Л.О., к.т.н., доц., Процюк В.О., к.т.н., ст. викладач (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Panasiuk Y.I., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Boyarchuk B.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Talakh L.O., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Protsiuk V.O., Ph.D. in Engineering, Senior Lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk).

Експериментально визначено максимальну щільність ґрунту при оптимальній волозості стандартним методом та методом Проктора. Проведено порівняння цих методів при зведенні будівель та споруд.

Currently in Ukraine there is a normative document DSTU B B.2.1-12: 2009 Soils Method of laboratory determination of maximum density. According to this standard, the maximum soil density can be determined by 3 methods. The maximum soil density at optimum humidity was experimentally determined by the standard method and the Proctor method. A comparison of these methods for the construction of buildings and structures. These methods are also used in the construction of roads.

When determining the maximum density at optimum humidity by the standard method, the maximum density was 1.95 g/cm³, and the optimum humidity was 12.13%. When determining the density of the Proctor, the maximum density was 1.89 g/cm³, and the optimum humidity is 8%. When determining the modified density according to Proctor, the maximum density was 1.98 g / cm, and the optimum humidity was 7.6%.

In the study of the modified Proctor density compared to the method determining the Proctor density, the number layers increased to 5 at and the number of strokes per layer to 59 at layer-by-layer compaction.

Due to the use method of determining the modified density by Proctor, it is possible to obtain higher density values by 1.5% at lower humidity of 7.6% compared to the standard method of determining the maximum density at optimal humidity. Compared to the Proctor density method, the density is 4.8% higher and the humidity is 5% lower. This will lead to better soil compaction in the construction of buildings and structures, roads and airfields.

Comparison of different methods has shown the best advances in modern methods of modified force for Proctor. This can be a much larger number of strokes with a larger number layers when using and the existence of soil chips that were favorable.

The Proctor method proved to be more accurate in determining the maximum density. When using the modified Proctor method, the density is the highest. Thanks to

the use of a modified Proctor method it is possible to achieve better soil compaction in construction.

Ключові слова: щільність, ґрунт, метод Проктора, метод стандартного ущільнення.

Keywords: density, soil, Proctor method, standard compaction method.

На даний час в Україні діє нормативний документ ДСТУ Б В.2.1-12:2009 [3]. Згідно даного стандарту максимальну щільність ґрунту можливо визначити 3 методами. Перший метод стандартного ущільнення за допомогою приладу СЮЗДОРНИИ. Для другого та третього методу визначення максимальної щільності застосовують прилад Проктора УГ-Ф.

У разі визначення щільності стандартним методом зразок знаходиться в умовах однорідного напруженого стану без можливості зсувної деформації з боковим випором ґрунту [1-2].

При визначенні оптимальної вологості при максимальній щільності стандартним методом на приладі СЮЗДОРНИИ ґрунт трамбують пошарово за допомогою вантажу, який падає з висоти 300 мм. Кількість ударів при ущільненні загалом повинна складати 120. Об'єм розніжного циліндра склав 1000 см³ рис. 1. В якості ґрунту використовували супісок піщанистий [6], характеристики якого наведені в таблиці 1. Перед використанням ґрунт висушували до постійної маси при температурі 105±2⁰С та подрібнювали до частинок розміром менше за 5 мм [4]. Вода використовувалась згідно з ДСТУ Б В.2.7-273:2011 [7].

Таблиця 1

Гранулометричний склад ґрунту, %

Розмір зерен, мм	5...2	0,15
	2...1	0,38
	1...0,5	13,97
	0,5...0,25	45,03
	0,25...0,1	28,61
	<0,1	12,00
Оптимальна вологість при максимальній щільності, %		7
Максимальна щільність при оптимальній вологості		2,169

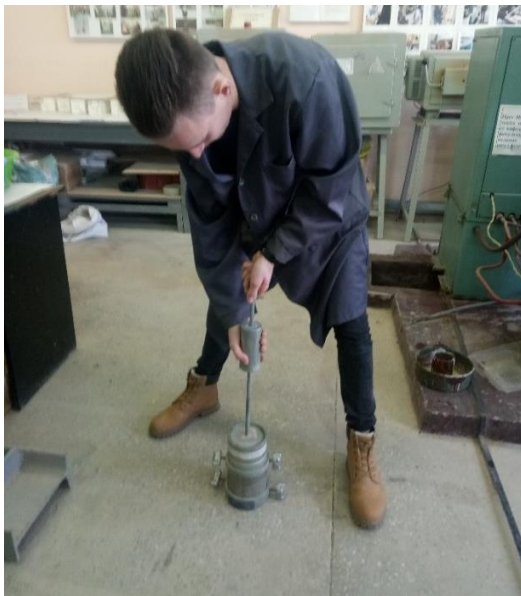


Рис. 1. Визначення максимальної щільності при оптимальній вологості стандартним методом

Після випробування максимальна щільність становила $1,95 \text{ г/см}^3$ при оптимальній вологості $12,13 \%$ (рис. 2).

Графік визначення максимальної щільності

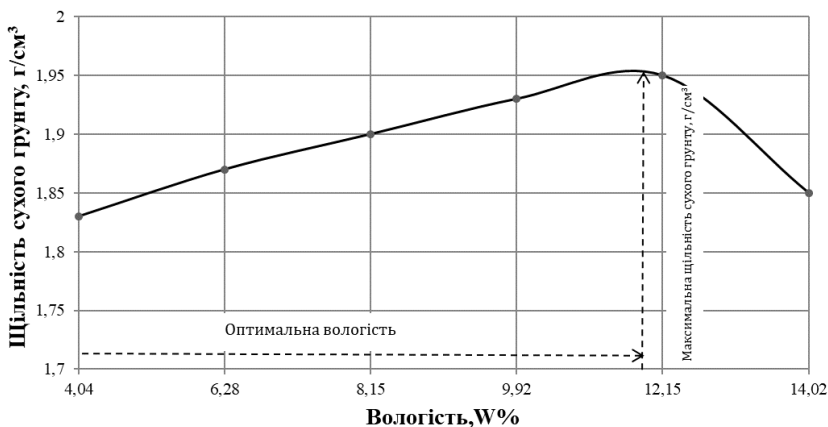


Рис. 2. Визначення максимальної щільності при оптимальній вологості стандартним методом

При визначенні щільності методом Проктора використовували той самий ґрунт, що й при стандартному методі. Ґрунт висушували та просіювали, як і при попередньому методі. Розміри випробувального циліндра становили: діаметр 150 мм, глибина 125 мм. Розмір та падаючий вантаж становлять: діаметр 75 мм, вантаж вагою 4,5 кг падає з висоти 450 мм. При даному методі здійснюється пошарове ущільнення ґрунту в 3 шари, кількість ударів на шар становить 22 (рис. 3). При ущільненні вручну користувались вимогами нормативного документу [9], при ущільненні шарів використовували ударний пристрій з прямою штангою та падаючим вантажем ударами безперервно з періодичністю від 1,5 до 2,0 с. Удари наносять за 3-4 цикли, торкаючись краю циліндра, охоплюючи всю поверхню зразка. Завдяки цьому під час ущільнення ґрунт має можливість утворювати зсувні напруження.

Найбільша щільність становила $1,89 \text{ г/см}^3$ при вологості 8%. Це на 7,18% менше, ніж при стандартному методі ущільнення. Проте вологість при максимальній щільності зменшилась на 34,05% порівняно із стандартним методом (рис 4). Тобто, даний метод призводить до недоущільнення ґрунту порівняно із стандартним методом ущільнення.



Рис. 3. Визначення щільності методом Проктора

Графік визначення максимальної щільності

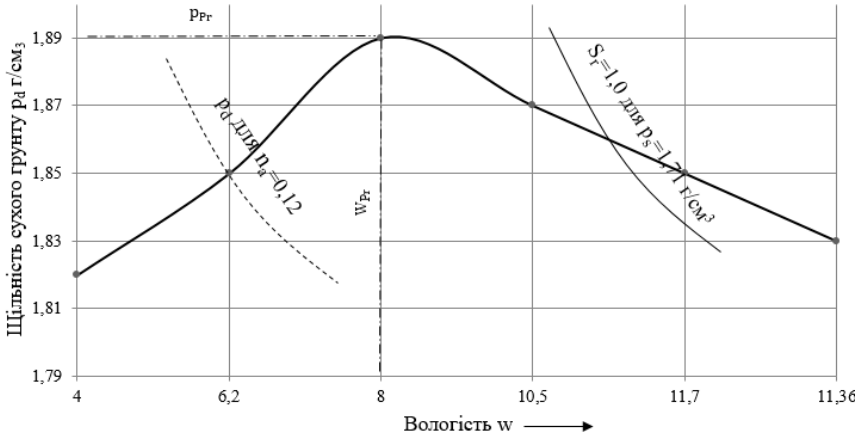


Рис. 4. Визначення щільності за Проктором p_{Pr}

У випадку, коли визначали модифіковану щільність за Проктором $mod p_{Pr}$, її максимальне значення становило $1,98 \text{ г/см}^3$ при вологості $7,6\%$ (рис. 5).

Графік визначення максимальної щільності

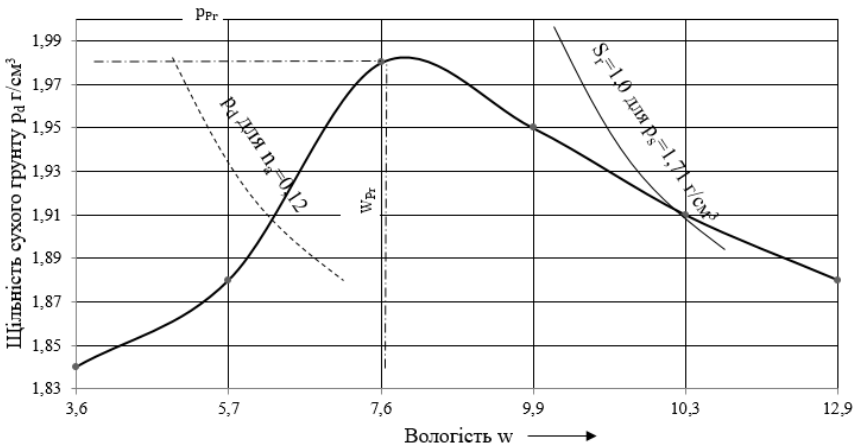


Рис. 5. Визначення модифікованої щільності за Проктором $mod p_{Pr}$

При даному дослідженні порівнянно з попереднім методом визначення щільності за Проктором p_{pr} , збільшилась кількість шарів до п'яти та кількість ударів на шар до 59-ти при пошаровому ущільненні. Завдяки використанню методу визначення модифікованої щільності за Проктором можливо отримати більші значення щільності на 1,5% при меншій вологості – 7,6% порівняно із стандартним методом визначення максимальної щільності при оптимальній вологості. В порівнянні з методом визначення щільності за Проктором щільність є вищою на 4,8%, а вологість менша на 5% Це призведе до кращого ущільнення ґрунтів при будівництві будівель та споруд, автомобільних доріг та аеродромів. Порівняння трьох методів показало найкращі показники щільності при використанні методу визначення модифікованої щільності за Проктором. Це можливо завдяки підвищенню кількості ударів при збільшенні кількості шарів при ущільненні та завдяки можливості зразка ґрунту утворювати зсувні напруження.

References

1. Pavliuk D.O., Shuriakov M.V., Hladun S.A. Porivniannia metodiv i zasobiv kontroliu ushchilnennia hruntiv pry budivnytstvi zemlianooho polotna. Zbirnyk naukovykh prats. Seriia: Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo. Poltava: Natsionalnyi universytet «Poltavska politekhnika imeni Yuriia Kondratiuka», 2016. Vyp. 2(47). S. 241-254.
2. Aleksandrova N.P., Semenova T.V., Dolhykh H.V. Metody opredelenia maksimalnoi plotnosti hruntov zemlianooho polotna avtomobylnykh doroh. Uchebno-metodychyskoe posobyе. Omsk: «Sybyskaia hosudarstvennaia avtomobylnno-dorozhnaia akademyia (SybADY)», 2015. s. 58.
3. DSTU B V.2.1-12:2009 Hrunty Metod laboratornoho vyznachennia maksimalnoi shchilnosti, Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2010. s. 9.
4. DSTU B V.2.1-17:2009 Metody laboratornoho vyznachennia fizychnykh vlastyvoستي, Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2010. s. 32.
5. Prybor UH-F dlia uplotnenia hrunta metodamy Proktora. Pasport PR.1.00.00 PS rukovodstvo po ekspluatatsyy. Sankt-Peterburh, 2011. s. 8.
6. DSTU B V.2.1-2-96 y komitet Ukrainy u spravakh mistobuduvannia i arkhitektury, 1997. 47 s.
7. DSTU B V.2.7-273:2011 (HOST 23732-79). Budivelni materialy. Voda dlia betoniv i rozchyniv. Kyiv: NaukOsnyvy ta pidvalyny budynkiv i sporud. Hrunty. Klasyfikatsiia. Kyiv: Derzhavnyovo -doslidnyi instytut budivelnykh materialiv i produktsii, 2011. 28 c.

8. DSTU B V.2.1-19:2009 Metody laboratornoho vyznachennia hranulometrychnoho (zernovoho) ta mikroahrehatnoho skladu, Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2010. s. 44.

9. DSTU B V.2.1-12:2009 Hrunty Metod laboratornoho vyznachennia maksimalnoi shchilnosti. Zmina #1, Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2011. s. 27.

Список використаної літератури

1. Павлюк Д.О., Шур'яков М.В., Гладун С.А. Порівняння методів і засобів контролю ущільнення ґрунтів при будівництві земляного полотна. Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2016. Вип. 2(47). С. 241-254.

2.Александрова Н.П., Семенова Т.В., Долгих Г.В. Методы определения максимальной плотности грунтов земляного полотна автомобильных дорог. Учебно-методическое пособие. Омск: «Сибирская государственная автомобильно-дорожная академия (СибАДИ)», 2015. с. 58.

3. ДСТУ Б В.2.1-12:2009 Ґрунти Метод лабораторного визначення максимальної щільності, Київ: Мінреґіонбуд України, 2010. с. 9.

4. ДСТУ Б В.2.1-17:2009 Методи лабораторного визначення фізичних властивостей, Київ: Мінреґіонбуд України, 2010. с. 32.

5. Прибор УГ-Ф для уплотнения грунта методами Проктора. Паспорт ПР.1.00.00 ПС руководство по эксплуатации. Санкт-Петербург, 2011. с. 8.

6. ДСТУ Б В.2.1-2-96 й комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. 47 с.

7. ДСТУ Б В.2.7-273:2011 (ГОСТ 23732-79). Будівельні матеріали. Вода для бетонів і розчинів. Київ: НаукОснови та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. Київ: Державниово -дослідний інститут будівельних матеріалів і продукції, 2011. 28 с.

8. ДСТУ Б В.2.1-19:2009 Методи лабораторного визначення гранулометричного (зернового) та мікроагрегатного складу, Київ: Мінреґіонбуд України, 2010. с. 44.

9. ДСТУ Б В.2.1-12:2009 Ґрунти Метод лабораторного визначення максимальної щільності. Зміна №1, Київ: Мінреґіонбуд України, 2011. с. 27.

**ЗАБЕЗПЕЧЕНІСТЬ УКРАЇНСЬКОГО РИНКУ БУДІВЕЛЬНОЇ
ТЕХНІКИ ВАНТАЖОПІДЙОМНИМ ОБЛАДНАННЯМ ТА ЙОГО
СЕРВІСНИМ ОБСЛУГОВУВАННЯМ**

**PROVISION OF THE UKRAINIAN MARKET OF CONSTRUCTION
EQUIPMENT WITH LIFTING EQUIPMENT AND ITS SERVICE**

**Пахолук О.А., к.т.н., доц., Чапюк О.С., к.т.н., доц., (Луцький
національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Pakholiuk O., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Chapiuk O.,
Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Lutsk National Technical
University, Lutsk)**

Досліджено питання актуального рівня будівельного виробництва в Україні, умови успішного ведення будівельних робіт на різноманітних майданчиках та об'єктах та значення при цьому вантажопідйомної техніки. Проведено огляд основних постачальників та сервісних центрів будівельних кранів провідних світових виробників, присутніх на будівельному ринку України. (Стаття оглядова)

In January-March 2020, Ukrainian enterprises performed construction works in the amount of UAH 26,082.8 million. The index of construction products is 94.5% compared to the corresponding period of 2019. New construction accounted for 46.7% of the total output, capital and current repairs - 25.8%, reconstruction and technical re-equipment - 27.5%.

This year's decline in the construction industry is, of course, due to the COVID-19 pandemic. However, even with a certain decline in volume, the number of works being carried out is significant. It is quite natural that these works cannot be performed without lifting equipment.

Construction machines, especially cranes, work in difficult conditions on a variety of sites, foundations and objects. High quality and accuracy of work along with the reliability, durability and maintainability of equipment will be crucial in choosing a machine to perform a particular job. Therefore, extremely important points are the ability to timely deliver the crane, which must meet the needs of the customer, timely maintenance and overhaul, maintenance, quickly provide the necessary spare parts and materials. Therefore, a developed network of service companies in Ukraine can be an important factor in choosing both lifting and other equipment.

A review of the offers of cranes in the network showed about 5 thousand offers of rent and sale of cranes. From this sample we can draw the following conclusions: with a total of 150 manufacturers, more than 10-20 proposals are found from 33 manufacturers, and more than 50 - only from 13 manufacturers of construction cranes. We will analyze the offers and service from these manufacturers on the Ukrainian market of lifting equipment.

The following conclusions can be drawn from the study:

The construction market requires a significant number of lifting machines for various purposes and characteristics. In Ukraine, there are a number of organizations with significant experience in the sale, repair and maintenance of cranes, which act as official dealers and certified service centers. On the territory of Ukraine construction equipment of all leading world manufacturers is used. The offer of crane equipment manufacturers completely covers the need of the construction market for high-quality lifting equipment to perform from the simplest to the most difficult tasks. (Review article)

Ключові слова: будівельна індустрія, будівельні машини, крани, вантажопідійомна техніка, офіційний дилер.

Keywords: construction industry, construction machines, cranes, lifting equipment, official dealer.

Вступ. За даними Державної служби статистики України [1] зниження обсягів будівництва у березні 2020 року склало 12,8%.

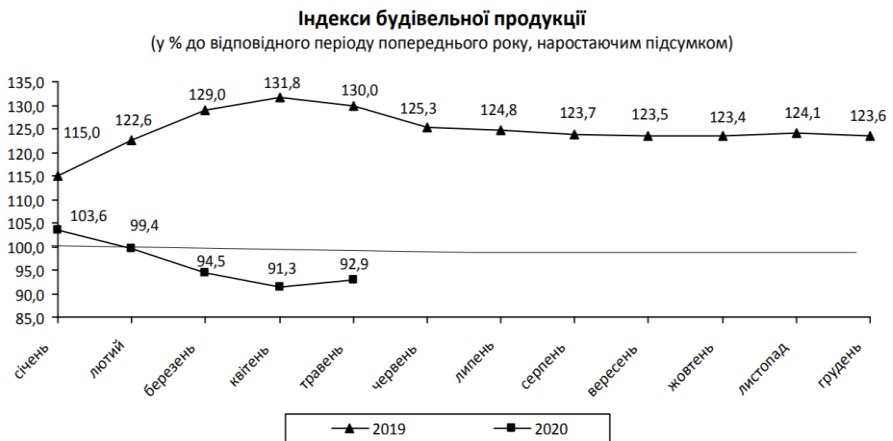


Рис. 1. Індекси будівельної продукції

«За січень – березень 2020 року підприємствами України виконано будівельних робіт на суму 26 082,8 млн грн. Індекс будівельної продукції становить 94,5% порівняно з відповідним періодом 2019 року. Нове будівництво склало 46,7% від загального обсягу виробленої продукції, капітальний і поточний ремонт – 25,8%, реконструкція та технічне переоснащення – 27,5%» [2].

Постановка проблеми та задачі дослідження. Цьогорічний спад будівельної індустрії пов'язаний, звичайно, з пандемією COVID-19. Однак, навіть при певному спаді обсягів, об'єми робіт, які ведуться, є значними.

Цілком закономірно, що дані роботи неможливо виконувати без вантажопідіймної техніки.

Будівельні машини, а особливо крани, працюють у складних умовах на різноманітних майданчиках, основах і об'єктах. Висока якість і точність виконання робіт поруч із надійністю, довговічністю і ремонтпридатністю техніки будуть вирішальними у виборі машини для виконання конкретної роботи. Тому надзвичайно важливими моментами є можливість вчасно доставити кран, який повинен відповідати потребам замовника, вчасно проходити поточні і капітальні ремонти, технічні обслуговування, швидко забезпечити необхідними запасними частинами та матеріалами. Тому розвинена мережа сервісних підприємств в Україні може стати вагомим фактором при виборі як вантажопідіймної, так і іншої техніки.

Огляд пропозицій кранів у мережі [3] показав близько 5 тисяч пропозицій оренди та продажу кранів. Із даної вибірки можна зробити наступні висновки: при загальній кількості виробників 150 більше 10-20 пропозицій зустрічаємо від 33 виробників, а більше 50 – лише від 13 виробників будівельних кранів. Проаналізуємо пропозиції та сервіс від цих виробників на українському ринку вантажопідіймної техніки.

Офіційним дилером компанії Grove (США/Німеччина) в Україні виступає створена у 2003 р. Construction Machinery Ltd (CML). Вона має мережу сервісних центрів по всій Україні, а також мобільні сервісні бригади для оперативного реагування на звернення.

Основний виклад. «Компанія Grove була заснована в 1947 році і є одним з лідерів у виробництві пересувних гідравлічних кранів. Виробничі потужності розташовані в Шейді Гров (Пенсільванія), Вільгельмсхафен (Німеччина) і Ніелла Танара (Італія). Компанія Grove належить до групи компаній Manitowoc Group, в яку також входить виробник баштових кранів Potaine, автокранів National Crane і гусеничних кранів з гратчастої стрілою Manitowoc» [4].

Компанія пропонує гідравлічні крани, які можна поділити на дві основні групи: вседорожні крани та крани для важкодоступної місцевості.

Вседорожні крани Grove маркуються як GМК, мають від 3 до 7 осей, вантажопідіймність від 50 до 450 т і висувну стрілу від 51 до 60 м.



Рис. 2. Кран GMK 7450



Рис. 3. Кран GRT 8120

Крани для важкодоступної місцевості Grove маркуються як RT чи GRT. Їх вантажопідйомність від 30 до 150 т і висувна стріла має довжину від 29 до 62,5 м.

У 2004 р. було створене ТЗОВ «Юромаш» з іноземними інвестиціями. Воно є ексклюзивним дилером в Україні компанії з виробництва будівельної техніки Hitachi Construction Machinery Co. Ltd., офіційним дилером в Україні компаній BELL, TEREX FINLAY та ін.

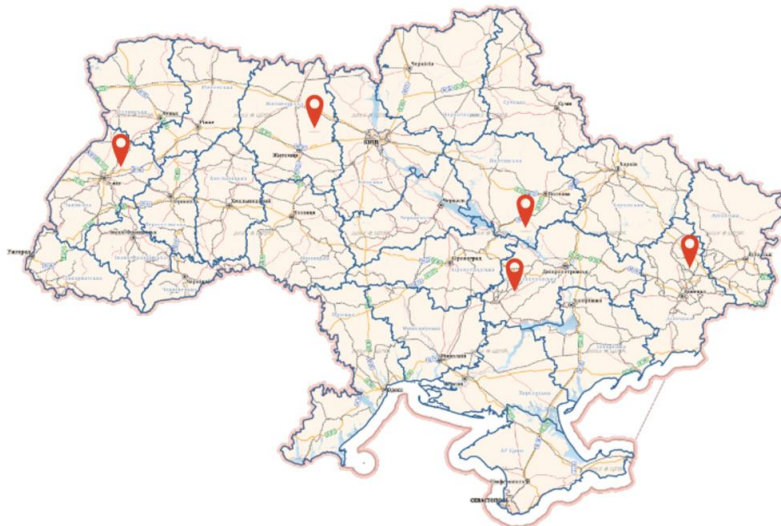


Рис. 4. Головний офіс і регіональні представництва «Юромаш»

Самохідні на гусеничному ході крани Hitachi маркуються як SCX. Їх вантажопідйомність від 55 до 550 т і ґратчаста стріла має довжину від 43,5 до 108,0 м.



Рис. 5. Кран SCX2800A-2

У 2002 р. під назвою «Бобкет-Україна» була заснована компанія «Техноплаза Україна». На сьогодні вона є офіційним дилером таких провідних виробників будівельної техніки як TEREX, KATO (Японія), TELTOMAT (Німеччина).

TEREX COMEDIL є підрозділом корпорації TEREX (США). Вона випускає 47 моделей баштових кранів (для висотного будівництва, малоповерхового будівництва) і крани з підйомною стрілою.

Баштові крани Терех виготовляються в наступних конструктивних варіантах: самомотовані крани, крани без оголовка, крани із врівноваженою стрілою, а також крани з підйомною стрілою.

Крани без оголовка мають максимальну вантажопідйомність від 8 до 40 т та довжину стріли від 50 до 84 м.



Рис. 6. Кран СТТ 162-8



Рис. 7. Кран SK 415-20

Крани із врівноваженою стрілою мають максимальну вантажопідйомність від 20 до 32 т та довжину стріли 80 м.

Баштові крани з підйомною стрілою серії Terex CTL мають максимальну вантажопідйомність від 10 до 66 т та довжину стріли від 50 до 75 м.



Рис. 8. Кран CTL 340-24



Рис. 9. Кран CBR 32 PLUS

Самомонтовані баштові крани Terex серії CBR мають максимальну вантажопідйомність від 1,6 до 4,4 т та довжину стріли від 21 до 40 м.

Всюдихідні стрілові крани Terex із телескопічною стрілою серій RT та TRT мають максимальну вантажопідйомність від 35 до 90 т та довжину стріли від 30 до 47 м.



Рис. 10. Кран RT 1080L



Рис. 11. Кран SR-700L

Крани для важкодоступної місцевості KATO маркуються як SR. Їх вантажопідйомність від 30 до 70 т і висувна стріла має довжину від 9 до 44,5 м.

Крани для міст KATO маркуються як CR. Їх вантажопідйомність від 13 до 25 т і висувна стріла має довжину від 5,3 до 29 м.



Рис. 12. Кран CR-250RV



Рис. 13. Кран NK-550VR

Автокрани КАТО маркуються як НК. Їх вантажопідйомність від 30 до 60 т і висувна стріла має довжину від 10,6 до 43 м.

Гусеничні крани КАТО маркуються як ССН. Їх вантажопідйомність від 55 до 300 т і гратчаста стріла має довжину від 15 до 67 м.



Рис. 14. Кран ССН550-3 II



Рис. 15. Кран КА-1300RX

Універсальні крани КАТО маркуються як КА. Їх вантажопідйомність від 130 до 300 т і висувна стріла має довжину від 11,8 до 55 м.

Холдингова компанія Liebherr-International AG була заснована у 1949р. До неї входять 130 компаній, що випускають будівельну техніку, крани та самоскиди. Виробництво кранів становить третину доходів Liebherr. У світі компанія відома також як виробник холодильної техніки.

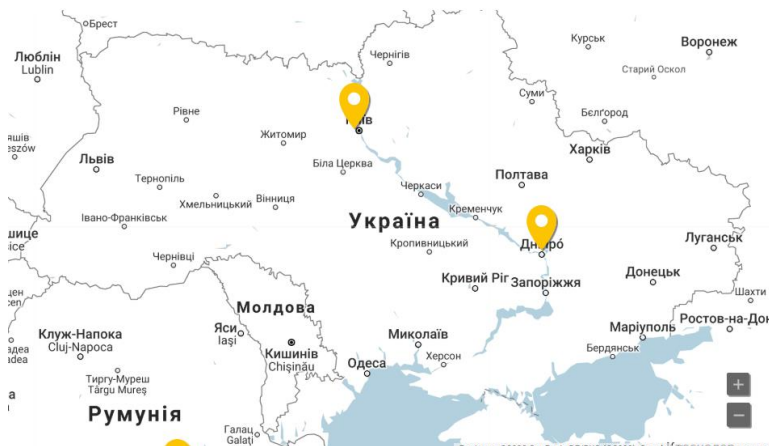


Рис. 16. Офіційні сервісні центри мобільних і гусеничних кранів Liebherr в Україні






Підприємство з іноземними інвестиціями у формі ТОВ «Німецьке індустріальне представництво» є офіційним партнером Liebherr в Україні. Вони займаються продажем техніки, а також сервісом гусеничних кранів серії LR вантажопідйомністю до 300 т.

Ще одним офіційним партнером Liebherr в Україні є ТОВ ТД АРМАДА ЛТД. Вони займаються продажем та сервісом баштових верхньоповоротних та швидкокомтованих кранів, гусеничних кранів серій LR вантажопідйомністю понад 300 т і LTR, всюдихідних короткобазових кранів LRT, автокранів LTF з телескопічною стрілою, компактних мобільних кранів LTC, кранів LG з ґратчастою стрілою, мобільних кранів LTM та спеціальних кранів.

Зробимо невеликий огляд базових варіантів кранів Liebherr, які вирізняються багатю палітрою спеціалізованих машин.

Швидкокомтовані крани

Дана категорія кранів може успішно застосовуватись для будівництва індивідуальних та багатоквартирних будинків. При реалізації невеликих інфраструктурних проєктів вони також знайдуть своє застосування. Тобто основна їх перевага – це швидке збирання та багатоваріантність застосування.

Серія Н	Серія ТТ	Серія К
		
32 Н	32 ТТ	56 К
Максимальна вантажопідйомність – 4 т	Максимальна вантажопідйомність – 4 т	Максимальна вантажопідйомність – 4,5 т
Серія НМ		Серія R
		
22 НМ	32 ТТR	
Максимальна вантажопідйомність – 2 т	Максимальна вантажопідйомність – 4 т	

Верхньоповоротні крани

Завдяки модульній конструкції верхньоповоротні крани Liebherr чудово адаптуються до будь-яких індивідуальних потреб замовника. Велика висота і швидкість підйому вантажу є суттєвою перевагою таких кранів.




Серія ЕС-В	Серія ЕС-Н	Серія Heavy-Load HC
		
Максимальна вантажопідйомність – 5...12 т	Максимальна вантажопідйомність – 6...50 т	Максимальна вантажопідйомність – 40...100 т

Серія Luffing HC-L	Серія Деррик DR
	 200 DR 5/10 Litronic
Максимальна вантажопідйомність – 12...54 т	Максимальна вантажопідйомність – 10 т

Мобільні крани лінійки LTM

Мобільні крани лінійки LTM мають шасі підвищеної прохідності. Вони можуть рухатись по дорогах загального користування і пересіченій місцевості. Відзначаються безпекою, економічністю і комфортом. Телескопічні стріли швидко і легко набирають робочу висоту.

 LTM 1030-2.1	 LTM 1055-3.2	 LTM 1090-4.2
---	---	---

2-осний	3-осний	4-осний
Максимальна вантажопідйомність – 35...40 т	Максимальна вантажопідйомність – 50...60 т	Максимальна вантажопідйомність – 70...120 т
		
LTM 1110-5.1	LTM 1300-6.2	LTM 1400-7.1
5-осний	6-осний	7-осний
Максимальна вантажопідйомність – 95...250 т	Максимальна вантажопідйомність – 300...350 т	Максимальна вантажопідйомність – 400 т
		Типове позначення: кран LTM 1230-5.1 1 - лінійка продукції 230 – вантажопідйомність, т 5 – кількість осей 1 – версія крана
LTM 1650-8.1	LTM 1750-9.1	
8-осний	9-осний	
Максимальна вантажопідйомність – 450...700 т	Максимальна вантажопідйомність – 800...1200 т	

Малогабаритні крани LTC

Даний тип кранів з огляду на особливості конструкції підходить для підйомних робіт в умовах обмеженого простору (щільна міська забудова, промислові цехи). Варіативна концепція керування дозволяє швидко долати складні перешкоди, в т.ч. і під час руху.



Рис. 17. Кран LTC 1050-3.1



Рис. 18. Кран LTF 1060-4.1

Автомобільні телескопічні крани Liebherr LTF

Вперше на шасі вантажного автомобіля телескопічний стріловий кран був змонтований у 1979 р. Ця група чудово зарекомендувала себе при необхідності короткочасних підйомів з постійними пересуваннями. Низькі експлуатаційні витрати за рахунок використання стандартних шасі вантажних автомобілів сприяють широкому використанню кранів.

Всюдихідні крани LRT

Всюдихідні крани мають високу надійність і потужність. Добре себе зарекомендували при роботі в умовах бездоріжжя.

Навіть у стандартній комплектації ці крани обладнані системою моніторингу аутригерів (виносних опор). Застосування виносних опор збільшує стійкість, а отже, і вантажопідйомність крана.



Рис. 19. Кран LRT 1100-2.1

Мобільні крани Liebherr LG з гратчастої стрілою

Висока мобільність разом із значною вантажопідйомністю дозволяє виконувати різноманітні складні задачі в різних дорожніх умовах без застосування сторонніх транспортних засобів.



Рис. 20. Кран LG 1750

Гусеничні крани

Гусеничні крани LR призначені для будівництва мостів, розширення портів, аеропортів, залізниць, спорудження підземних транспортних систем, зведення залізничних вокзалів. Гусеничні крани для висотного будівництва та інфраструктурних об'єктів мають вантажопідйомність від 110 до 3000 т.

LR 13000 є найпотужнішим у світі гусеничним краном традиційної конструкції. Основне застосування - будівництво електростанцій.



Рис. 21. Гусеничні крани LR 1110 (а) та LR 13000 (б)

Гусеничні крани серії LTR поєднують в собі переваги всюдихідних і гусеничних. Їх можна використовувати на будь-якому майданчику. На відміну від колісних кранів, LTR може переміщатися з вантажем на гаку.

Крани мають дуже компактні розміри. На майданчику після транспортування низькорамним трейлером можуть збиратись методом самомонтажу. Шасі має змінну ширину колії, що забезпечується з допомогою гідравлічного приводу навіть у зібраному стані.

Вантажопідйомність кранів складає від 60 до 220 т.



Рис. 22. Гусеничний кран LTR 1220

Обладнання фірми Liebherr реалізують також інші організації. Так, наприклад, компанія БУДТЕХНІКА КРАН БОР займається постачанням кранів, комплектуючих та електрообладнання до баштових кранів таких виробників як LIEBHERR, POTAIN, SAEZ та ін.

Висновки

1. Будівельний ринок потребує значної кількості підйомних машин різного призначення та характеристик.
2. В Україні є ряд організацій зі значним досвідом з продажу, ремонту та сервісного обслуговування кранів, які виступають у ролі офіційних дилерів та сертифікованих сервісних центрів.
3. На території України застосовується будівельна техніка усіх провідних світових виробників.
4. Пропозиція виробників кранового обладнання повністю перекидає потребу будівельного ринку у якісній підйомній техніці для виконання від найпростіших до найскладніших задач.

References

1. EXPRESS ISSUE. Production of construction products in January-May 2020. URL: <http://www.ukrstat.gov.ua/express/expr2020/07/81.pdf> (access date: 05.07.2020).
2. Passport of the construction industry, building materials industry as of 10.05.2020. URL: <https://www.minregion.gov.ua/napryamki-diyalnosti/building/pricing/rozvitok-budivelnoyi-diyalnosti/pasport-budivelnoyi-galuzi-promyslovosti-budivelnih-materialiv-stanom-na-10-05-2020/> (appeal date: 05.07.2020).
3. Cranes. URL: <https://autoline.com.ua/-/krany--c119> (access date: 05.07.2020).
4. About Grove. URL: http://cml.ua/catalog/history/id/10?gclid=Cj0KCOjwl4v4BRDaARIsAFjATPkv7i8csmvFeOc22U4d7e3zKEWBgpI9Avh48GOZX0dpekLRydrCyWQaAj6MEALw_wcB (access date: 05.07.2020).

5. Hitachi cranes. URL: <https://www.hitachicm.eu/machinery/cranes/> (access date: 05.07.2020).

6. Tower cranes. URL: <https://www.terex.com/cranes/ru/products/tower-cranes> (access date: 05.07.2020).

7. Product Line Up. URL: <http://www.kato-works.co.jp/eng/products/rougher/sr500lx.html> (access date: 05.07.2020).

8. Tower Cranes and Mobile Construction Cranes. URL: <https://www.liebherr.com/en/can/products/construction-machines/tower-cranes/tower-cranes.html> (accessed 05.07.2020).

9. Mobile and crawler cranes. URL: <https://www.liebherr.com/en/can/products/mobile-and-crawler-cranes/mobile-and-crawler-cranes.html> (accessed: 05.07.2020).

Список використаних джерел

1. ЕКСПРЕС-ВИПУСК. Виробництво будівельної продукції у січні–травні 2020 року. URL: <http://www.ukrstat.gov.ua/express/expr2020/07/81.pdf> (дата звернення: 05.07.2020).

2. Паспорт будівельної галузі, промисловості будівельних матеріалів станом на 10.05.2020. URL: <https://www.minregion.gov.ua/napryamki-diyalnosti/building/pricing/rozvitok-budivelnoyi-diyalnosti/pasport-budivelnovi-galuzi-promyslovi-budivelnih-materialiv-standom-na-10-05-2020/> (дата звернення: 05.07.2020).

3. Краны. URL: <https://autoline.com.ua/-/krany--c119> (дата звернення: 05.07.2020).

4. O Grove. URL: http://cml.ua/catalog/history/id/10?gclid=Cj0KCOjw14v4BRDaARIsAFjATPkV7i8csmvFeOe22U4d7e3zKEWBgpI9Avh48GOZX0dpekLRydrCyWQaAj6MEALw_wcB (дата звернення: 05.07.2020).

5. Hitachi cranes. URL: <https://www.hitachicm.eu/machinery/cranes/> (дата звернення: 05.07.2020).

6. Башенные краны. URL: <https://www.terex.com/cranes/ru/products/tower-cranes> (дата звернення: 05.07.2020).

7. Product Line Up. URL: <http://www.kato-works.co.jp/eng/products/rougher/sr500lx.html> (дата звернення: 05.07.2020).

8. Tower Cranes and Mobile Construction Cranes. URL: <https://www.liebherr.com/en/can/products/construction-machines/tower-cranes/tower-cranes.html> (дата звернення: 05.07.2020).

9. Mobile and crawler cranes. URL: <https://www.liebherr.com/en/can/products/mobile-and-crawler-cranes/mobile-and-crawler-cranes.html> (дата звернення: 05.07.2020).

**ЗАСТОСУВАННЯ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ ДЛЯ
ПІДВИЩЕННЯ ЖОРСТКОСТІ ТА СТІЙКОСТІ СПОРУДИ**

**APPLICATION OF PRESTRESSING FOR INCREASING STIFFNESS
AND SUSTAINABILITY OF STRUCTURES**

Плахотний Г.Н., к.т.н., доц., (Одеська державна академія будівництва та архітектури), Чернєва О.С., к.т.н., доц. (Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)

Plahotny H.N., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture), Chernieva O.S., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odesa)

В статті піднімаються питання застосування попереднього напруження для збільшення жорсткості та стійкості залізобетонних та металевих споруд. В якості прикладів використовується власний досвід автора при влаштуванні сегментних металевих ферм прольотом 84м із застосуванням попереднього напруження при будівництві ангару у м. Алмати, а також один з найяскравіших прикладів підсилення споруд попереднім напруженням – Останкінська телевежа.

The article analyzes the application of prestress to increase the stiffness and sustainability of reinforced concrete and metal structures using the following examples: the construction of the Ostankino TV tower in Moscow and the construction of the hangar in Almaty, using segmented metal trusses with a span of 84.0 m

The load on the circular foundation of the Ostankino television tower is transmitted through ten separate inclined supports. In this case, not only horizontal inclined forces arise, but also the forces caused by temperature effects from uneven solar heating of the tower's aboveground trunk. During the construction of the tower, vertical cracks appeared in the body of its foundation.

It was decided to strengthen the previously erected foundation by creating a prestressed reinforced concrete cage to apply compression on all ten supports. To increase reliability and durability, the cross-section of the foundation was increased in width by 1.5m and in height by 2.25m. Bundles of prestressed reinforcement were laid in the channels of all the 10 supports. Each bundle consists of 24 steel wires each having a diameter of 5mm.

To prevent the appearance of horizontal cracks in the reinforced concrete trunk, it was proposed to create preliminary compression on concrete with 180 prestress strands having a tensile force of 12 tons. As a result of the fire in the year 2000, 80% of the prestressed strands sagged on the brackets. Presently, the tower stands fully restored.

The second subject of research is the use of prestressed metal structures (segmented trusses). The trusses were initially arranged on a horizontal rack. This

structural design resulted in additional deformations of the individual elements. Upon application of the very first load while tightening one side of the truss, the entire truss buckled against the load and collapsed completely, as a result of the eccentricity.

To overcome this defect, the structural design was modified. While the manufacture of the subsequent trusses was also carried out in the horizontal position, the tightening tension was applied in the vertical position on either side of the trusses. In this case, the friction caused between the bundles and channels of the lower chord with connecting strips was avoided. In all, 24 trusses were constructed.

This demonstrates the fact that the use of prestressed high-strength metals in construction can increase the rigidity and sustainability of structures, while ensuring economic viability at the same time!

Ключові слова: підсилення, пучки попередньо напруженої арматури, телевежа, сегментна ферма.

Keywords: strengthening, bundles of prestressed reinforcement, TV tower, segmental truss.

Створення попереднього напруження завжди пов'язане з виникненням початкової деформації, зворотної по знаку деформації від навантаження. При дії експлуатаційного навантаження спочатку вибираються початкові деформації, а лише потім конструкції починають деформуватися, в основному, в своєму напрямку.

Застосування попереднього напруження в конструкціях будівель і споруд призводить до істотного зниження витрати матеріалу і до збільшення їх жорсткості і стійкості.

Метою даної статті є аналіз раціонального використання попередньо-напружених канатних тросів при зведенні Останкінської телевежі в м. Москва, а також застосування пучкової високоміцної арматури для зведення сегментних металевих ферм прольотом 84.0м при будівництві ангара в м Алматы.

Одним з найяскравіших прикладів в історії будівництва, коли застосування попереднього напруження не тільки врятувало конструкцію від подальшого деформування, а й дозволило створити споруду на той час рекордної висоти, безумовно, є Останкінська телевежа (H=540м), навантаження на кільцевий фундамент якої передається через десять окремих похилих опор. При цьому виникають не тільки горизонтальні похилі зусилля, але і зусилля, викликані температурними впливами від нерівномірного сонячного нагріву надземного стовбура вежі. При викривленні стовбура в його тілі виникають згинальні моменти. Внаслідок спільної дії перерахованих вище зусиль (величина яких в первинному проекті була недооцінена), в процесі будівництва вежі в тілі її фундаменту з'явилися вертикальні тріщини.

Після довгих дискусій було прийнято рішення посилити раніше зведений фундамент на природній основі шляхом створення попередньо

напруженої залізобетонної обойми з обтисненням всіх десяти граней. Для підвищення надійності і довговічності переріз фундаменту було збільшено в ширину на 1.5м і в висоту на 2.25м. В обоймі уширеної частини фундаменту для укладання пучків попередньо напруженої арматури були передбачені горизонтальні канали, виконані зі сталевих труб Ø70мм.

В канали всіх 10 граней були укладені пучки попередньо напруженої арматури. Кожен пучок утворений з 24 сталевих дротів Ø5мм з розрахунковим опором $R = 1700 \text{кгс/см}^2$. Пучки вкладалися в канали попарно. Всього по периметру фундаменту було закладено 1040 пучків. Їх кінці закріплювали в одному каналі з допомогою анкерів, для виготовлення яких використовувалися кольорові метали (цинк, свинець).

Натяг пучків проводився домкратами подвійної дії. Попереднє напруження кільцевої обойми створило в фундаменті початкове обтиснення силою 5930тс.

Раніше для усунення виниклої деформації був запропонований також варіант прибудови сталевій шпунтової стінки на глибину 20м, проте при цьому ґрунт основи фундаментів вежі виявився б в замкнутому циліндрі, що призвело б до великих осідань, так як коефіцієнт поперечного розширення γ ставав близьким до нуля, в зв'язку з цим, в процесі дискусій, цей варіант посилення був відхилений.

Для запобігання появи горизонтальних тріщин, в залізобетонному стовбурі було запропоновано створити попереднє обтиснення бетону. Таке обтиснення забезпечувалося 180 сталевими канатами з зусиллям натягу 12тс. Напружувані канатні елементи були запроєктовані відкритими і розташовані всередині стовбура вежі, що дозволяло повторно підтягувати, а при необхідності замінити канати.

Для закріплення верхніх кінців канатної арматури передбачені кільцеві консольні діафрагми. Канати після їх натягу кріпилися до стіни за допомогою закладних деталей, встановлених через кожні 7.0м по висоті. Для забезпечення спільної роботи з залізобетонною оболонкою стовбура, закладні деталі, виготовлені із сталевих штаби, замонолічували в стіні під час її бетонування. Кожен канат після натягу підтягували гвинтами на відстані 80-100мм від внутрішньої поверхні стовбура і закріплювали хомутами. На кільцевих консольних діафрагмах анкерили по 10-12 канатів, а з відм. + 270м по 20-30 канатів.

На самому верху залізобетонного стовбура (відм. +385.5м) розташована кільцева діафрагма, товщиною 1.5м, яка сприймає зусилля від 59 канатів, а також від сталевих антен, висотою 148м [1].

В результаті пожежі в серпні 2000 р тільки 20% канатів перебували в натягнутому стані і виконували свою функцію за проектом, а 80% канатів провиснули на фіксаторах, приєднаних до залізобетонної оболонки. Приблизно 10% цих канатів мали обрив дротів, що входять до її складу. В канатах, які перебували безпосередньо в зоні пожежі, захисне мастило

практично було відсутнє, а самі вони подальшій експлуатації не підлягали. На даний момент стан вежі повністю відновлено [2].

Автор статті безпосередньо брав участь при влаштуванні сегментних металевих ферм прольотом 84м з застосуванням попереднього напруження при будівництві ангара в м. Алмати.

Особливість попередньо напружених металевих конструкцій полягає в тому, що в процесі виготовлення і монтажу в напружених перетинах або стрижнях штучно створюються власні напруги, протилежні за знаком напруженням від розрахункового навантаження.

Існують в основному три види попереднього напруження. Перший вид попереднього напруження використовується в конструкціях, натяг елементів яких створюється натяжними пристроями. Економія матеріалу досягається в результаті застосування високоміцної сталі в напружуваному елементі.

Особливо важливою в таких конструкціях є можливість штучного регулювання зусиль у вигідному з точки зору зниження ваги напрямку. Інженер-конструктор, користуючись цим принципом, отримує можливість активно втручатися в гру сил з метою перерозподілу зусиль в окремих елементах.

Другий вид попереднього напруження полягає в видозміні епюр напруги. Це може бути зроблено попереднім вигином елемента і закріпленням його в такому положенні. Отримана епура моментів, разом зі зворотною за знаком епюрою від експлуатаційного навантаження, дозволяє отримати найбільш вигідні згинальні моменти і забезпечити зменшення перерізу елемента.

І останнє: можливо створювати попереднє напруження регулюванням епюр згинаючих моментів шляхом підйому або опускання опор, домагаючись оптимального обрису загальної епюри моментів. Цим же прийомом здавна користуються при проектуванні нерозрізних балок в різних спорудах.

Попереднє напруження може застосовуватися і в тих випадках, коли необхідно підвищити жорсткість конструкції або знизити величини знакозмінних зусиль з метою підвищення втомної міцності.

Об'єкти і методи дослідження. Виготовлення попередньо напружених ферм прольотом 84,0 м (24-сегментних ферм) виконувалося при будівництві ангара в м.Алмати (Казахстан) і м Конакрі (Гвінея) (рис. 1).

Попередньо напружена зтяжка розташована в нижньому поясі ферми, що має перетин з двох швелерів з розташованими всередині перетину чотирма пучками високоміцного дроту (по 24 дроти $\varnothing 5$ мм в кожному пучку). Напруження зтяжки виконувалося домкратами подвійної дії з двох опор ферми. Прикладання навантаження проводилося у чотири етапи: I – 500 кН, II – 400 кН, III – 300 кН, IV – 200 кН. Загальне

навантаження на нижній пояс ферми – 1400 кН. На один пучок дроту (24 стрижня) загальне навантаження склало 350 кН. До одного дроту в пучку було прикладене навантаження 14,5 кН. Площа перетину одного дроту $A=0,2 \text{ см}^2$. Величина напруги на один дріт складала 125 кг/см^2 .



Рис. 1. Фотофіксація при будівництві ангару в м. Алмати (Казахстан)

В процесі прикладання навантаження в затяжці відбувається вертикальна деформація ферми.

Перша ферма була влаштована на горизонтальному стелажі. При горизонтальному положенні ферм окремі її елементи отримали додаткові деформації від власної дії. При прикладанні першого етапу навантаження до затяжки з одного боку ферми, сталося руйнування всієї ферми в результаті виниклого ексцентриситету.

Виготовлення наступних ферм проводилося в горизонтальному положенні, а натяг затяжки - у вертикальному положенні з двох сторін ферм. Виключалося тертя пучків і швелерів нижнього поясу з сполучними планками. Було зібрано 24 ферми.

Виготовлення затяжок. Дріт надходив на збиральний майданчик в бухтах, нарізка проводилася на правильно-відрізному верстаті.

У зв'язку з тим, що анкерування затяжки виконувалося анкером «колодка з пробкою» натяжним домкратом з двох сторін ферм, довжина заготовки дроту склала:

$$L \geq l + 2l_1 + 30 \text{ см}, \quad (1)$$

де L - загальна довжина заготовки;

l - відстань між упорами конструкції, що спричиняє натяг;

l_1 - відстань від торця опорної голівки домкрата до задньої сторони клинної обійми.

Пучки суцільного перетину компонувалися за допомогою тимчасових затискачів і скріплювалися скрутками з обпаленого дроту через 80 - 100 см.

Для вимірювання зусиль в стержнях застосовувалися динамометричні скоби.

Висновки

1. Застосування попередньо напружених елементів в конструкціях за допомогою горизонтальних обтискних канатів дає можливість:

- механізувати виготовлення канатних арматурних елементів;
- виключити нагрів металу каната до високих температур;
- підвищити продуктивність праці;
- спростити розміщення анкерів на опорних площинах залізобетонних діафрагм, або опор, так як габарити гільзоклинових анкерів виявляються в 2 рази менше, ніж габарити «залівних» анкерів;
- виключити витрати кольорових металів (цинку, свинцю).

2. Застосування попереднього напруження високоміцних металів в будівництві дозволяє збільшити жорсткість і стійкість споруд, при цьому забезпечує певний економічний ефект.

References

1. Nikitin N.V. Ostankinskaia televisionnaia bashnia: monografiia. Moskva: Izdatelstvo literatury po stroitelstvu, 1971. 117с.

2. Vedyakov I. I., Gukova M. I., Farfel M. I. Tehnicheskoe sostoianie konstruktssii ostankinskoj telebashni I meropriiatiia po privedeniiu ih v rabotosposobnoie sostoianiiie posle pojara v 2000 godu. *Stroitelstvo, materialovedeniie, mashinostroieniie*. Dnepropetrovsk, 2013. № 69. S.87-98.

Список використаної літератури

1. Никитин Н.В. Останкинская телевизионная башня: монография. Москва: Издательство литературы по строительству, 1971. 117с.

2. Ведяков И.И., Гукова М.И., Фарфель М.И. Техническое состояние конструкций Останкинской телебашни и мероприятия по приведению их в работоспособное состояние после пожара в 2000 году. *Строительство, материаловедение, машиностроение*. Днепропетровск, 2013. № 69. С.87-98.

**ДО ПРОБЛЕМИ УТОЧНЕННЯ РІВНЯНЬ ДИНАМІКИ
ОРТОТРОПНИХ ОБОЛОНОК ІЗ УРАХУВАННЯМ ДЕФОРМАЦІЙ
ПОПЕРЕЧНОГО ЗСУВУ ТА ОБТИСНЕННЯ**

**TO THE PROBLEM OF REFINING THE EQUATIONS FOR
ORTHOTROPIC SHELLS DYNAMICS TAKING INTO ACCOUNT
DEFORMATIONS OF TRANSVERSE SHEAR AND COMPRESSION**

Ротко С.В., к.т.н., доц., Швабюк В.В., к.т.н., доц., Зубовецька Н.Т., к.т.н., доц., Ужегова О.А., к.т.н., доц., Гераськін О.О., магістр (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Rotko S.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Shvabyuk V.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Zubovetska N.T., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Uzhehova O.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Heraskin O.O., master (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У роботі, для виведення динамічних рівнянь руху ортотропної оболонки в зусиллях і моментах, що діють у поперечних перерізах оболонки, використовується варіаційний принцип Гамільтона - Остроградського, на основі якого також формулюються граничні та початкові умови. Із отриманої системи рівнянь, нехтуючи функцією, що враховує поперечне обтіснення, а також членами, що відображають вплив кривин серединної поверхні, можна отримати варіанти некласичної теорії оболонок С.О. Амбарцумяна, теорії типу Тимошенка та інших.

The article is examining a problem of equation system design for orthotropic shells dynamics taking into account deformations of transverse shear and compression. Transverse shear deformations are only partially taken into account in the existing dynamic calculation equations of theories of Timoshenko-type shells. The stress-deformed state in such shells is determined on the basis of simplified formulas. These formulas are based on the hypotheses of linearity of deformations in tangential directions and their constancy in the transverse direction.

The authors propose a variant of the non-classical model of the dynamics of orthotropic shells. The tangential normal stresses of this model are expressed in terms of bending moments and transverse forces according to the corresponding dependences. These dependences change (relative to the transverse coordinate) according to the cubic law in tangential directions, and the tangential stresses - according to the law of a square parabola.

To derive the dynamic equations of motion of the orthotropic shell in the forces and moments acting in the cross sections of the shell, the Hamilton-Ostrogradsky variational principle is used. Boundary and initial conditions are also formulated on the basis of this

principle. The resulting system of five differential equations is a complete system of equations with respect to the five functions sought. The general order of such a system of differential equations in partial derivatives is 14. The Helmholtz equation is additional to the classical Kirchhoff-Lev theory.

Therefore, when solving specific boundary value problems, it is necessary to attach boundary and initial conditions to this system. Their number should not exceed seven.

From the obtained system of equations, neglecting the function that takes into account the transverse compression, as well as the terms that reflect the influence of the curvatures of the middle surface, we can obtain variants of the nonclassical theory of shells S.O. Ambartsumian, theories such as Tymoshenko and others.

Ключові слова: ортотропні оболонки, рівняння динаміки, принцип Гамільтона-Остроградського, деформації поперечного зсуву та обтиснення.

Key words: orthotropic shells, equations of dynamics, Hamilton-Ostrogradsky principle, transverse shear deformations and compression.

Вступ. Першими спробами розрахунку ізотропних оболонок на основі гіпотез більш загальних, ніж гіпотези Кірхгофа-Лява, можна вважати ґрунтовні роботи початку сорокових років минулого століття таких учених як М.О. Кільчевський [1], А.Л. Гольденвейзер [2], В.В. Новожилов [3], А.І. Лур'є [4] та інших [5], де було визначено порядок похибки класичної теорії оболонок, порівняно із рівняннями теорії пружності, а також необхідність прийняття нових, більш точних, гіпотез. Уже в п'ятидесятих роках та на початку шестидесятих повністю сформувалися так звані неklasичні теорії типу Тимошенка-Рейсснера [6], Е.І Григолюка та інш. [7]. Цим теоріям відповідає лінійна модель зміни компонент вектора переміщень і тензора напружень за товщиною [6]:

$$U = u + \gamma_\alpha z; \quad V = v + \gamma_\beta z; \quad W = w(\alpha, \beta). \quad (1)$$

$$\sigma_\alpha = \frac{N_\alpha}{2h} + \frac{3M_\alpha \cdot z}{2h^3}, \quad \tau_{\alpha z} = \frac{Q_\alpha}{2hk'} \quad (\alpha \leftrightarrow \beta). \quad (2)$$

Тут величини u, v, w характеризують переміщення точок серединної поверхні оболонки чи пластини; $\gamma_\alpha, \gamma_\beta$ – узагальнені кути повороту нормального волокна в площинах (α, z) і (β, z) ; $N_\alpha, Q_\alpha, M_\alpha$ – зусилля та моменти в перерізах оболонки; $2h, W$ – товщина та радіальне переміщення оболонки, що не залежить від поперечної координати z ; k' – коефіцієнт зсуву, значення якого вибирається залежно від закону розподілу дотичних напружень у поперечному напрямку. Як правило, він приймається рівним $k' = 5/6$.

Широке застосування для побудови статичних двовимірних моделей анізотропних оболонок і пластин знайшов ітераційний метод гіпотез С.О. Амбарцумяна [8], який, на відміну від теорій типу Тимошенка-

Рейсснера та П. Нагді [9], передбачає зміну за товщиною пластини та оболонки основних нормальних напружень у тангенціальних напрямках за законом кубічної параболи, а дотичних напружень $\tau_{\alpha z}, \tau_{\beta z}$ – за законом квадратної параболи. Переміщення такої моделі записуються наступним чином:

$$U = u + z\gamma_\alpha + z\left(\frac{1}{5} - \frac{z^2}{3h^2}\right) \cdot \psi_\alpha; V = v + z\gamma_\beta + z\left(\frac{1}{5} - \frac{z^2}{3h^2}\right) \cdot \psi_\beta; \quad (3)$$

$$W = w(\alpha, \beta).$$

У наведених формулах невідомі функції ψ_α і ψ_β визначаються через поперечні сили Q_α і Q_β та відповідні узагальнені кути повороту γ_α і γ_β у вигляді:

$$\psi_\alpha = \frac{3Q_\alpha}{4G_{\alpha z}h}, \quad \gamma_\alpha = -\frac{1}{A_\alpha} \frac{\partial w}{\partial \alpha} + \frac{3Q_\alpha}{5G_{\alpha z}h} + k_\alpha u, \quad (\alpha \leftrightarrow \beta).$$

Системи (1), (3) записані у формі, з якої добре видно як природу уточнення, так і різницю між класичною та уточненими теоріями тонких пластин і оболонок. Із аналізу цих формул видно, що в доданках для тангенціальних переміщень основну роль відіграє множник $Q_i / 2G_{iz}h$, куди входить поперечна сила (чисельник) та зсувна жорсткість (знаменник). Нехтування цим множником веде до переходу до класичної моделі тонких оболонок. Тому для композитних матеріалів із низькою зсувною жорсткістю цей множник може бути досить значним як для величин переміщень, так і для величин напружень. Дещо пізніше (1970р.), уточнена модель пластин С.О. Амбарцумяна враховує ще й поперечне обтіснення, яке отримане із залежностей закону Гука для поперечного нормального напруження σ_z за умови, що воно змінюється за законом кубічної параболи:

$$\sigma_z = q_1 + \frac{1}{4} \left(3\frac{z}{h} - \frac{z^3}{h^3} \right) q_2; \quad q_1 = 0,5(q^+ - q^-); \quad q_2 = q^+ + q^-,$$

де q^\pm – відповідні поверхневі навантаження, що діють на зовнішніх поверхнях оболонки $z = \pm h$.

1. Основні залежності для переміщень і напружень узагальненої некласичної моделі ортотропних оболонок. У роботі [10], ураховуючи вплив поперечного нормального напруження σ_z та деформації

обчислення ε_z , була узагальнена система рівнянь (3) до більш досконалого вигляду [11]:

$$U(\alpha, \beta, z) = u + z \cdot \gamma_\alpha + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{3}{5} z - \frac{z^3}{h^2} + z^2 k_\alpha \right) \cdot \psi_\alpha,$$

$$V(\alpha, \beta, z) = v + z \cdot \gamma_\beta + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{3}{5} z - \frac{z^3}{h^2} + z^2 k_\beta \right) \cdot \psi_\beta, \quad (4)$$

$$W(\alpha, \beta, z) = w + z \cdot \frac{q_1}{E_3} + \frac{3}{8} \cdot \left(\frac{z^2}{h} - \frac{z^4}{6h^3} \right) \cdot \frac{q_2}{E_3} + \left[\frac{A_1}{A_\alpha^2} \frac{\partial^2 w}{\partial \alpha^2} + \frac{A_2}{A_\beta^2} \frac{\partial^2 w}{\partial \beta^2} \right] \frac{z^2}{2} - \left(\frac{A_1}{A_\alpha^2} \frac{\partial u}{\partial \alpha} + A_1 k_\alpha w \right) z.$$

Формули для напружень у поперечних перерізах оболонки, за урахування рівностей (4), були виражені через внутрішні зусилля і моменти у вигляді [10,11]:

$$\sigma_\alpha = \frac{N_\alpha}{2h(1+k_\beta z)} + \frac{3M_\alpha \cdot z}{2h^3(1+k_\beta z)} + \frac{\tilde{E}_1}{A_\alpha K_\alpha} \cdot \frac{\partial Q_\alpha}{\partial \alpha} \cdot \varphi_\alpha(z) + \rho z A_1 \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} + \frac{\nu_{12} \tilde{E}_1}{K_\beta \cdot A_\beta} \cdot \frac{\partial Q_\beta}{\partial \beta} \cdot \varphi_\beta(z) + \tilde{q}_2 (k_\alpha + \nu_{12} k_\beta) \cdot \varphi_q(z), \quad \left(\begin{matrix} \alpha \leftrightarrow \beta \\ 1 \leftrightarrow 2 \end{matrix} \right); \quad (5)$$

$$\tau_{\alpha\beta} = \frac{N_{\alpha\beta}}{2h(1+k_\beta z)} + \frac{3M_{\alpha\beta} \cdot z}{2h^3(1+k_\beta z)} + \frac{G_{12}}{K_\alpha A_\beta} \cdot \frac{\partial Q_\alpha}{\partial \beta} \cdot \varphi_\alpha(z) + \frac{G_{12}}{K_\beta A_\alpha} \cdot \frac{\partial Q_\beta}{\partial \alpha} \cdot \varphi_\beta(z);$$

$$\tau_{\alpha z} = \frac{G_{13}}{K_\alpha} \left(1 - \frac{z^2}{h^2} \right) \left(1 - \frac{z}{3} k_\alpha \right) Q_\alpha, \quad \left(\begin{matrix} \alpha \leftrightarrow \beta \\ 1 \leftrightarrow 2 \end{matrix} \right); \quad \tilde{q}_2 = q_2 + 2\rho h \frac{\partial^2 W}{\partial t^2},$$

де зусилля і моменти у поперечних перерізах оболонки знаходять наступним чином: $N_\alpha, M_\alpha = \frac{1}{A_\beta} \int_{-h}^h (1, z) \cdot \sigma_\alpha \cdot H_\beta dz, (\alpha \rightarrow \beta);$

$$N_{\alpha\beta}, M_{\alpha\beta} = \frac{1}{A_\beta} \int_{-h}^h (1, z) \cdot \tau_{\alpha\beta} \cdot H_\beta dz; \quad Q_\alpha = \frac{1}{A_\beta} \int_{-h}^h \tau_{\alpha z} \cdot H_\beta dz,$$

$$\varphi_\alpha(z) = f_\alpha(z) \cdot (1+k_\beta z)^{-1}, (\alpha \rightarrow \beta); \quad \varphi_q(z) = -\frac{3}{8} \frac{\tilde{E}_1}{E_3 h} \cdot \frac{f_q(z)}{(1+k_\beta z)}.$$

Коефіцієнти Ляме у вибраній триортогональній системі координат мають вигляд:

$H_\alpha = A_\alpha(1 + k_\alpha z)$, $A_\alpha = A_\alpha(\alpha, \beta)$, $(\alpha \rightarrow \beta)$, $H_z = 1$ – коефіцієнти першої квадратичної форми координатної поверхні, $k_\alpha = k_\alpha(\alpha, \beta)$, $k_\beta = k_\beta(\alpha, \beta)$ – головні кривини координатної поверхні оболонки на лініях, відповідно $\alpha = const$, $\beta = const$.

Необхідно зауважити, що формули (5) уже записані із урахуванням того фактору, що на оболонку діє динамічне навантаження у вигляді сили

інерції — $\rho z \frac{\partial^2 W}{\partial t^2}$, котре є ще одним доданком у формулі для напруження

σ_z , а у формулах для σ_α і σ_β з'являються відповідні доданки:

$$\rho z A_1 \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} \text{ і } \rho z A_2 \frac{\partial^2 W}{\partial t^2}.$$

2. Основні рівняння руху для ортотропних оболонок. Диференціальні рівняння руху елемента оболонки в напруженнях у криволінійних координатах α, β, z , із урахуванням закону парності дотичних напружень, коли $H_z = 1$, мають вигляд [11]:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial \alpha} (H_\beta \sigma_\alpha) + \frac{1}{H_\alpha} \cdot \frac{\partial}{\partial \beta} (H_\alpha^2 \tau_{\alpha\beta}) - \sigma_\beta \cdot \frac{\partial H_\beta}{\partial \alpha} + \\ & + \frac{1}{H_\alpha} \frac{\partial}{\partial z} (H_\alpha^2 H_\beta \tau_{\alpha z}) + F_\alpha H_\alpha H_\beta = \rho H_\alpha H_\beta \frac{\partial^2 U}{\partial t^2}, (\alpha \leftrightarrow \beta), \\ & \frac{\partial}{\partial z} (H_\alpha H_\beta \cdot \sigma_z) - \sigma_\alpha H_\beta \frac{\partial H_\alpha}{\partial z} - \sigma_\beta H_\alpha \frac{\partial H_\beta}{\partial z} + \\ & + \frac{\partial}{\partial \alpha} (H_\beta \tau_{\alpha z}) + \frac{\partial}{\partial \beta} (H_\alpha \tau_{\beta z}) + F_z \cdot H_\alpha H_\beta = \rho H_\alpha H_\beta \frac{\partial^2 W}{\partial t^2}, \end{aligned} \quad (6)$$

де F_α, F_β, F_z – компоненти вектора об'ємної сили у відповідних координатних напрямках, ρ – густина матеріалу, t – час.

Система диференціальних рівнянь руху елемента оболонки (6) в напруженнях використовується для отримання точних розв'язків задач теорії пружності і не може бути ефективно використана у неklasичних теоріях оболонок, за тих чи інших гіпотез. Згадані теорії використовують аналогічні системи рівнянь, котрі записуються через відповідні зусилля і моменти у поперечних перерізах оболонки. Для їх отримання використовують різні методи, але найбільш логічними, на даний час, вважаються варіаційні енергетичні методи Лагранжа, Рейсснера та інших [11,12]. Зокрема, у роботі [12] для виведення рівнянь руху оболонки через

зусилля і моменти у поперечних перерізах оболонки використовується варіаційний принцип Гамільтона-Остроградського:

$$\int_{t_0}^{t_1} \delta L dt = 0, \quad (7)$$

де $\delta L = \delta K - \delta \Pi + \delta A$; L – функціонал Лагранжа, K і Π – кінетична і потенціальна енергії системи; A – робота зовнішніх сил:

$$\delta K = \iiint_V \left(\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} \cdot \delta U + \frac{\partial^2 V}{\partial t^2} \cdot \delta V + \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} \cdot \delta W \right) \cdot H_\alpha \cdot H_\beta \cdot d\alpha \cdot d\beta \cdot dz -$$

варіація кінетичної енергії системи;

$$\delta \Pi = \frac{1}{2} \iiint_V \left(\sigma_\alpha \cdot \delta e_\alpha + \sigma_\beta \cdot \delta e_\beta + \sigma_z \cdot \delta e_z + \tau_{\alpha\beta} \cdot \delta e_{\alpha\beta} + \tau_{\alpha z} \cdot \delta e_{\alpha z} + \right.$$

$\left. + \tau_{\beta z} \cdot \delta e_{\beta z} \right) \times H_\alpha \cdot H_\beta \cdot d\alpha \cdot d\beta \cdot dz -$ – варіація потенціальної енергії деформації;

$$\delta A = \iiint_V \left(F_\alpha \cdot \delta U + F_\beta \cdot \delta V + F_z \cdot \delta W \right) \cdot H_\alpha \cdot H_\beta \cdot d\alpha \cdot d\beta \cdot dz +$$

$$+ \iint_S \left(q^- \cdot H_\alpha^- \cdot H_\beta^- \cdot \delta W^- - q^+ \cdot H_\alpha^+ \cdot H_\beta^+ \cdot \delta W^+ \right) \cdot d\alpha \cdot d\beta -$$

– варіація роботи об'ємних і поверхневих сил; $W^\pm, H_{\alpha,\beta}^\pm$ – значення величин на зовнішніх поверхнях оболонки ($z = \pm h$);

$$e_\alpha = \frac{1}{H_\alpha} \left(\frac{\partial U}{\partial \alpha} + k_\alpha A_\alpha W \right), \quad \left(\begin{matrix} \alpha \rightarrow \beta \\ U \rightarrow V \end{matrix} \right);$$

$$e_{\alpha\beta} = \frac{1}{H_\alpha} \frac{\partial V}{\partial \alpha} + \frac{1}{H_\beta} \cdot \frac{\partial U}{\partial \beta}; \quad e_z = \frac{\partial W}{\partial z};$$

$$e_{\alpha z} = \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{1}{H_\alpha} \left(\frac{\partial W}{\partial \alpha} - k_\alpha A_\alpha U \right), \quad \left(\begin{matrix} \alpha \rightarrow \beta \\ U \rightarrow V \end{matrix} \right).$$

Надалі у виразі для $\delta \Pi$ впливом напружень σ_z будемо нехтувати, а у виразі δA об'ємні сили F_α, F_β і F_z будемо вважати рівними нулю.

Виражаючи напруження через зусилля і моменти та підставляючи їх разом із деформаціями у вираз для варіації потенціальної енергії $\delta \Pi$, одержуємо, після інтегрування за змінною z , кінцевий вигляд варіації $\delta \Pi$:

$$\begin{aligned}
 \delta \Pi = & -\frac{1}{2} \iint_S \left(\left(A_\beta \cdot \frac{\partial N_\alpha}{\partial \alpha} + A_\alpha \cdot \frac{\partial N_{\alpha\beta}}{\partial \beta} + k_\alpha \cdot \left(A_\beta \cdot \frac{\partial M_\alpha}{\partial \alpha} + \right. \right. \right. \\
 & \left. \left. \left. + A_\alpha \cdot \frac{\partial M_{\alpha\beta}}{\partial \beta} \right) \cdot \delta \tilde{u} + \left(A_\alpha \cdot \frac{\partial N_\beta}{\partial \beta} + A_\beta \cdot \frac{\partial N_{\alpha\beta}}{\partial \alpha} + k_\beta \times \right. \right. \right. \quad (8) \\
 & \left. \left. \left. \times \left(A_\alpha \cdot \frac{\partial M_\beta}{\partial \beta} + A_\beta \cdot \frac{\partial M_{\alpha\beta}}{\partial \alpha} \right) \right) \cdot \delta \tilde{v} + \left(\frac{1}{A_\alpha} \cdot \frac{\partial}{\partial \alpha} \left(A_\beta \cdot \frac{\partial M_\alpha}{\partial \alpha} + \right. \right. \right. \\
 & \left. \left. \left. + A_\alpha \cdot \frac{\partial M_{\alpha\beta}}{\partial \beta} \right) + \frac{1}{A_\beta} \cdot \frac{\partial}{\partial \beta} \left(A_\alpha \cdot \frac{\partial M_\beta}{\partial \beta} + A_\beta \cdot \frac{\partial M_{\alpha\beta}}{\partial \alpha} \right) - \right. \\
 & \left. - A_\alpha A_\beta \cdot \left(k_\alpha N_\alpha + k_\beta N_\beta \right) \right) \delta \tilde{w} + \frac{4}{5} \lambda_\alpha \left(A_\beta \cdot \frac{\partial M_\alpha}{\partial \alpha} + \right. \\
 & \left. + A_\alpha \cdot \frac{\partial M_{\alpha\beta}}{\partial \beta} - A_\alpha A_\beta \tilde{Q}_\alpha \right) \cdot \delta \psi_\alpha + \frac{4}{5} \lambda_\beta \left(A_\alpha \cdot \frac{\partial M_\beta}{\partial \beta} + \right. \\
 & \left. + A_\beta \cdot \frac{\partial M_{\alpha\beta}}{\partial \alpha} - A_\alpha A_\beta \tilde{Q}_\beta \right) \cdot \delta \psi_\beta \Big) d\alpha d\beta + \\
 & + \int_\Gamma \left(N_{\alpha n} \cdot \delta \tilde{u} + N_{\beta n} \cdot \delta \tilde{v} + M_{\alpha n} \cdot \delta \gamma_\alpha + M_{\beta n} \cdot \delta \gamma_\beta + \tilde{M}_{\alpha n} \cdot \delta \psi_\alpha + \right. \\
 & \left. + \tilde{M}_{\beta n} \cdot \delta \psi_\beta + Q_n \delta \tilde{w} \right) \cdot d\Gamma, \quad Q_n = \tilde{Q}_\alpha l + \tilde{Q}_\beta m,
 \end{aligned}$$

де Γ – межа контуру області S ; $N_{\alpha n} = N_\alpha l + N_{\alpha\beta} m$,

$$M_{\alpha n} = M_\alpha l + M_{\alpha\beta} m, \quad \tilde{M}_{\alpha n} = \tilde{M}_\alpha l + \tilde{M}_{\alpha\beta} m, \quad \begin{pmatrix} \alpha \rightarrow \beta \\ u \rightarrow v \end{pmatrix};$$

$$\tilde{Q}_\alpha = Q_\alpha / \lambda_\alpha, \lambda_\alpha = 1 - 5k_\alpha^2 h^2 / 9; \quad \tilde{u} = u + \frac{1}{9} h^2 \cdot k_\alpha \cdot \psi_\alpha.$$

Варіацію потенціалу зовнішніх навантажень, після деяких алгебраїчних перетворень, можна записати так

$$\delta A = \iint_S q_z \delta \tilde{w} \cdot ds. \quad (9)$$

$$\text{Тут} \quad \tilde{w} = w + 0,2h^2 \cdot w_2; \quad w_2 = \frac{3}{8} \cdot \frac{q_2 z^2}{hE_3} + \frac{1}{2} \left[\frac{A_1}{A_\alpha^2} \frac{\partial^2 w}{\partial \alpha^2} + \frac{A_2}{A_\beta^2} \frac{\partial^2 w}{\partial \beta^2} \right];$$

$q_z = q_2(1 + k_\alpha k_\beta h^2) + 2q_1(k_\alpha + k_\beta)h$ – узагальнене навантаження у напрямку осі Oz .

Підставивши рівності (8),(9) у варіаційне рівняння (7) і прирівнюючи до нуля в поверхневому інтегралі коефіцієнти біля незалежних варіацій $\delta \tilde{u}$, $\delta \tilde{v}$, $\delta \tilde{w}$, $\delta \psi_\alpha$, $\delta \psi_\beta$, одержимо систему п'яти диференціальних рівнянь руху для ортотропної оболонки

$$\begin{aligned} \frac{1}{A_\alpha} \cdot \frac{\partial N_\alpha}{\partial \alpha} + \frac{1}{A_\beta} \cdot \frac{\partial N_{\alpha\beta}}{\partial \beta} + k_\alpha \tilde{Q}_\alpha &= 2\rho h \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \quad \left(\alpha \leftrightarrow \beta \right); \\ \frac{1}{A_\alpha} \cdot \frac{\partial M_\alpha}{\partial \alpha} + \frac{1}{A_\beta} \cdot \frac{\partial M_{\alpha\beta}}{\partial \beta} - \tilde{Q}_\alpha &= \frac{2}{3} \rho h^3 \frac{\partial^2 \gamma_\alpha}{\partial t^2}, \quad (\alpha \rightarrow \beta); \quad (10) \\ \frac{1}{A_\alpha} \cdot \frac{\partial \tilde{Q}_\alpha}{\partial \alpha} + \frac{1}{A_\beta} \cdot \frac{\partial \tilde{Q}_\beta}{\partial \beta} - k_\alpha N_\alpha - k_\beta N_\beta &= -q_z + 2\rho h \frac{\partial^2 \tilde{w}}{\partial t^2}. \end{aligned}$$

Якщо в систему рівнянь руху (10) замість зусиль і моментів підставити їх відповідні значення, записані через деформації і переміщення, то ми одержимо систему диференціальних рівнянь у частинних похідних 14-го порядку.

Система п'яти диференціальних рівнянь (10) є повною системою рівнянь відносно п'ятьох шуканих функцій \tilde{u} , \tilde{v} , \tilde{w} , γ_α і γ_β .

Формулювання граничних і початкових умов. При інтегруванні такої системи її розв'язки повинні задовольняти семи граничним умовам на краях оболонки. Рівності для формулювання граничних умов можна одержати, прирівнюючи до нуля кожен складову контурного інтеграла у виразі (8)

$$\begin{aligned} N_\alpha \delta \tilde{u} &= 0, \quad N_{\alpha\beta} \delta \tilde{v} = 0, \quad Q_\alpha \delta \tilde{w} = 0, \\ M_\alpha \delta \gamma_\alpha &= 0, \quad M_{\alpha\beta} \delta \gamma_\beta = 0, \quad \tilde{M}_\alpha \delta \psi_\alpha = 0, \\ \tilde{M}_{\alpha\beta} \delta \psi_\beta &= 0, \quad \text{при } \alpha = const; \quad (11) \\ N_\beta \delta \tilde{v} &= 0, \quad N_{\alpha\beta} \delta \tilde{u} = 0, \quad Q_\beta \delta \tilde{w} = 0, \\ M_\beta \delta \gamma_\beta &= 0, \quad M_{\alpha\beta} \delta \gamma_\alpha = 0, \quad \tilde{M}_\beta \delta \psi_\beta = 0, \\ \tilde{M}_{\alpha\beta} \delta \psi_\alpha &= 0, \quad \text{при } \beta = const. \end{aligned}$$

На базі умов (11) легко формуються різні статичні або геометричні граничні умови на краях оболонки. Наприклад, для жорсткого закріплення краю оболонки необхідно, щоб виконувались умови:

$$u = v = w = \gamma_\alpha = \gamma_\beta = \psi_\alpha = \psi_\beta = 0. \quad (12)$$

До цих рівнянь мають бути приєднані початкові умови при $t = 0$:

$$\begin{aligned} \tilde{w} = w_0(\alpha, \beta), \quad \frac{\partial \tilde{w}}{\partial t} = w_1(\alpha, \beta), \\ \tilde{u} = u_0(\alpha, \beta), \quad \frac{\partial \tilde{u}}{\partial t} = u_1(\alpha, \beta), \quad \tilde{v} = v_0(r, \theta), \quad \frac{\partial \tilde{v}}{\partial t} = v_1(r, \theta), \end{aligned} \quad (13)$$

де $w_0, v_0, u_0, u_1, v_1, w_1$ – задані компоненти початкового переміщення і початкової швидкості від точки (α, β) .

Для зведення системи рівнянь руху (10) до подібної (близької), що отримана для пологих ортотропних оболонок типу С.П.Тимошенка, чи С.О. Амбарцумяна, необхідно функції кутів зсуву ψ_α і ψ_β виразити через відповідні похідні від невідомої складової переміщення поперечного зсуву w_τ і так званої функції кручення Ω :

$$\psi_\alpha = \frac{1}{A_\alpha} \cdot \frac{\partial w_\tau}{\partial \alpha} - \frac{1}{A_\beta} \cdot \frac{\partial \Omega}{\partial \beta}, \quad \psi_\beta = \frac{1}{A_\beta} \cdot \frac{\partial w_\tau}{\partial \beta} + \frac{1}{A_\alpha} \cdot \frac{\partial \Omega}{\partial \alpha}. \quad (14)$$

Скориставшись цим розкладом і залежностями (14), перетворимо систему рівнянь (10) у систему рівнянь виду:

$$[L] \cdot \{V\} = \{Q\}. \quad (15)$$

Тут $[L] = (L_{ij})$, $(i, j = 1, 2, \dots, 5)$ – матриця диференціальних операторів L_{ij} від шуканих функцій $\{V\} = colon\{\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}, \tilde{w}_\tau, \Omega\}$; $\{Q\} = colon\{L_{i6}\tilde{q}_i\}$ – вектор-стовпець диференціальних операторів від функції навантаження. Лінійні оператори L_{ij} наведені в додатках 1,2 монографії [11]. У випадку відсутності поверхневого статичного навантаження величини \tilde{q}_i спрощуються до значень:

$$\begin{aligned} \tilde{q}_1, \tilde{q}_2 = \rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right) \frac{1}{E_i}; \quad \tilde{E}_i = \frac{E_i}{1 - \nu_{12} \cdot \nu_{21}}, \quad (1 \rightarrow 2) \quad (16) \\ \tilde{q}_3, \tilde{q}_4 = \left(\frac{\partial^2 \gamma_\alpha}{\partial t^2}, \frac{\partial^2 \gamma_\beta}{\partial t^2} \right) \frac{\rho}{\tilde{E}_i} - \frac{\rho A_i}{\tilde{E}_i} \frac{\partial^2 \tilde{w}}{\partial t^2}; \quad \tilde{q}_5 = \frac{\partial^2 \tilde{w}}{\partial t^2} \frac{\rho}{G_{12}}. \end{aligned}$$

Система п'яти диференціальних рівнянь (10) є повною системою рівнянь відносно п'ятьох шуканих функцій $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}, \tilde{w}_\tau$ і Ω . Загальний порядок такої системи диференціальних рівнянь в частинних похідних дорівнює 14. При розв'язуванні конкретних крайових задач до цієї системи необхідно приєднати граничні і початкові умови (11), (13). Їх кількість не повинна перевищувати семи.

Система рівнянь (15) для оболонок значно спроститься у випадку трансверсально-ізотропного матеріалу ($E_1 = E_2 = E_3$, $G_{13} = G_{23} = G'$, $\nu_{12} = \nu_{21} = \nu$) шляхом введення так званої функції зусиль $F(\alpha, \beta)$, а також допущень, що $\tilde{K}_\alpha = \tilde{K}_\beta = K' \approx \frac{4}{3}G'h$, $\lambda_\alpha = \lambda_\beta \approx 1$.

Наслідуючи В.З. Власова [13] та врахувавши члени з w_τ , прийнемо:

$$N_\alpha = \frac{1}{A_\beta^2} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial \beta^2} - k_\alpha K' w_\tau, \quad N_\beta = \frac{1}{A_\alpha^2} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial \alpha^2} - k_\beta K' w_\tau, \quad (17)$$

$N_{\alpha\beta} = -\frac{1}{A_\alpha A_\beta} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial \alpha \partial \beta}$, де $F(\alpha, \beta)$ – деяка функція зусиль від координат α і β .

Користуючись виразами (16) для зусиль і першим рівнянням нерозривності М.П.Шереметьєва - Б.Л.Пелеха [6], система рівнянь (10) зводиться до наступної системи рівнянь руху:

$$\begin{aligned} \Delta \Delta F - 2Eh \Delta_k w - K' \Delta'_k w_\tau &= 0, \\ D_1 \Delta \Delta' w + \tilde{\delta} \Delta'_k F - \varepsilon_\nu \Delta \Delta'_k F - \delta_k w_\tau &= \\ = 2\rho h (1 + k_\alpha k_\beta h^2) (1 + \varepsilon'_\nu - (\varepsilon - A'_0) \Delta) \frac{\partial^2 \tilde{w}}{\partial t^2}; & \quad (18) \\ \Delta_k F - K' \Delta'_k w_\tau &= -2(1 + k_\alpha k_\beta h^2) \rho h \frac{\partial^2 \tilde{w}}{\partial t^2}; \end{aligned}$$

$$\Delta(\Delta \Omega - k^2 \Omega) = \frac{\rho}{G} \Delta \left(\frac{\partial^2 \Omega}{\partial t^2} \right).$$

Тут $\varepsilon_\nu = \frac{D}{2Eh}$, $\varepsilon = \frac{4}{5} \frac{D}{K'}$, $A'_0 = \frac{2\nu''h^2}{5(1-\nu)}$, $k^2 = \frac{2}{\varepsilon(1-\nu)}$,

$$\tilde{\delta} = 1 + \varepsilon'_\nu - \varepsilon \Delta, \quad \varepsilon'_\nu = \varepsilon_\nu \cdot (k_\alpha^2 + k_\beta^2 - 2\nu k_\alpha k_\beta),$$

$$\delta_k = \tilde{\delta}(k_\alpha^2 + k_\beta^2)K', \quad k_1 = \frac{5}{3}h(k_\alpha + k_\beta)(1 + \nu)^{-1},$$

$$\Delta' = \Delta + k_\alpha^2 + k_\beta^2, \quad \Delta'_k = \Delta_k - \nu \bar{\Delta}_k, \quad \Delta = \frac{1}{A_\alpha^2} \cdot \frac{\partial^2}{\partial \alpha^2} + \frac{1}{A_\beta^2} \cdot \frac{\partial^2}{\partial \beta^2},$$

$$\Delta_k = \frac{k_\beta}{A_\alpha^2} \cdot \frac{\partial^2}{\partial \alpha^2} + \frac{k_\alpha}{A_\beta^2} \cdot \frac{\partial^2}{\partial \beta^2}, \quad \bar{\Delta}_k = \frac{k_\alpha}{A_\alpha^2} \cdot \frac{\partial^2}{\partial \alpha^2} + \frac{k_\beta}{A_\beta^2} \cdot \frac{\partial^2}{\partial \beta^2}.$$

Аналіз системи рівнянь (10), (18) показує, що за формою вони є узагальненням кінематичної та статичної гіпотез Тимошенка для анізотропних оболонок, детально розроблених та сформульованих в обширних монографіях С.О. Амбарцумяна [8], Б.Л. Пелеха [6] та Я.М. Григоренка [14]. Отримати ці рівняння можна із системи рівнянь (18), прирівнявши до нуля члени, що мають множниками величини ν'' , E/E' , тобто ті, котрі ураховують поперечні напруження σ_z та деформацію ε_z .

Висновок. Побудована уточнена система диференціальних рівнянь руху елемента ортотропної оболонки із використанням варіаційного принципу Гамільтона-Остроградського, де враховуються деформації поперечного зсуву та обтіснення. Для розв'язування конкретних крайових задач для цієї системи сформульовано граничні та початкові умови, котрі впливають із використаного варіаційного принципу.

References

1. Kilchevskiy M.O. Osnovni rivniannia rinvnaha pruzhnykh obolonok i deiaki metody yikh intehruvannia. Zb.prats in-tu matematyky AN URSSR, 1940. ## 4,5,6.
2. Holdenveizer A.L. Teoryia upruhykh tonkykh obolochek. M.: Nauka, 1976. 512s.
3. Novozhylov V.V. Teoryia tonkykh obolochek. M., Sudpromhyz. 1951.
4. Lure A.Y. Obshchaia teoryia upruhykh tonkykh obolochek. PMM, 1940. T. 4, vyr. 2.S. 7-33.
5. Mushtary Kh.M. K voprosu obosnovaniya teoryu tonkykh polohykh obolochek Prykl. Mekhanya, 1969. T. 5. Выр. 1. S. 109-113.
6. Pelekh B.L. Teoryia obolochek s nyzkoi sdvyhovoivoi zhestkostiu. K.: Naukova dumka, 1973. 246 s.
7. Hryholiuk Э.Y. Uravneniya trekhslonnykh obolochek s lehkym zapolnytelem. Yzv. AN SSSR, OTN, #1, 1957.
8. Ambartsumian S.A. Obshchaia teoryia anyzotropnykh obolochek. M.:Nauka, 1974. 446 s.

9. Naghdi P.M. On the theory of thin Elastic Shells. Quart. of Appl. Mathematics, 1957. Vol.14, # 4. P. 369-380.
11. Shvabiuk V.I. Liniine deformuvannya, mitsnist i stiiikist kompozytynykh obolonok serednoi tovshchyny / V.I. Shvabiuk, S.V. Rotko. Monohrafiia. Lutsk: RVV LNTU, 2015. 264 s.
12. Khoma Y.Yu. Obobshchennaia teoriia anizotropnykh obolochek. K.: Naukova dumka, 1986. 170 s.
13. Vlasov V.Z. Obshchaia teoriia obolochek y ee prylozhenye v tekhnike. Yzbrannye trudy. M.: Yzd. AN SSSR, 1962. T.I. 784 s.
14. Hryhorenko Ya.M., Vasylenko A.T., Holub H.P. Statyka anizotropnykh obolochek s konechnoi sdvyhovoii zhestkostiui. K.: Naukova dumka, 1987. 216 s.

Список використаної літератури

1. Кільчевський М.О. Основні рівняння рівноваги пружних оболонок і деякі методи їх інтегрування. Зб.праць ін-ту математики АН УРСР, 1940. №№ 4,5,6.
2. Гольденвейзер А.Л. Теория упругих тонких оболочек. М.: Наука, 1976. 512с.
3. Новожилов В.В. Теория тонких оболочек. М., Судпромгиз. 1951.
4. Лурье А.И. Общая теория упругих тонких оболочек. ПММ, 1940. Т. 4, вып. 2.С. 7-33.
5. Муштари Х.М. К вопросу обоснования теории тонких пологих оболочек Прикл. Механика, 1969. Т. 5. Вып. 1. С. 109-113.
6. Пелех Б.Л. Теория оболочек с низкой сдвиговой жесткостью. К.: Наукова думка, 1973. 246 с.
7. Григолюк Э.И. Уравнения трехслойных оболочек с легким наполнителем. Изв. АН СССР, ОТН, №1, 1957.
8. Амбарцумян С.А. Общая теория анизотропных оболочек. М.:Наука, 1974. 446 с.
9. Naghdi P.M. On the theory of thin Elastic Shells. Quart. of Appl. Mathematics, 1957. Vol.14, № 4. P. 369-380.
10. Шваб'юк В.І. Варіант узагальненої теорії непологих ортотропних оболонок. Машинознавство, 1998. № 7. С.2-8.
11. Шваб'юк В.І. Лінійне деформування, міцність і стійкість композитних оболонок середньої товщини / В.І. Шваб'юк, С.В. Ротко. Монографія. Луцьк: РВВ ЛНТУ, 2015. 264 с.
12. Хома И.Ю. Обобщенная теория анизотропных оболочек. К.: Наукова думка, 1986. 170 с.
13. Власов В.З. Общая теория оболочек и её приложение в технике. Избранные труды. М.: Изд. АН СССР, 1962. Т.І. 784 с.
14. Григоренко Я.М., Василенко А.Т., Голуб Г.П. Статика анизотропных оболочек с конечной сдвиговой жесткостью. К.: Наукова думка, 1987. 216 с.

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ В СУЧАСНОМУ БУДІВНИЦТВІ

METAL STRUCTURES IN MODERN CONSTRUCTION

Талах Л.О., к.т.н., доц., Шимчук О.П., к.т.н., доц., Процюк В.О., к.т.н., ст. викладач, Семерей А.С., студент, Панасюк Я.І., к.т.н., доц. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Talakh L.O., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Shymchuk O.P., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Protsiuk V.O., Ph.D. in Engineering, senior lecturer, Semerei A.S., student, Panasuk Y.I., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Виконано аналіз щодо використання металевих конструкцій в сучасному будівництві та розглянуті можливості удосконалення їх з метою широкого використання не лише у промисловому, цивільному, комерційному, а і житловому будівництві, а також вивчено проблеми у зазначеній галузі та шляхи їх усунення. (Стаття оглядова)

An analysis of the use of metal structures in modern construction and considered the possibility of improving them for widespread use not only in industrial, civil, commercial, but also residential construction.

High performance characteristics, high strength and homogeneity of the metal structure explain its demand in the field of construction.

The steel framework allows to increase considerably functionality of the building and to reduce terms of its construction. In comparison with various modern materials, each steel structure has key and undeniable advantages - a high degree of factory readiness, full maintainability and reusability.

Rolled steel is increasingly used, and its range, as well as the physical and chemical properties of alloys are constantly improving. At the same time, due to their versatility in processing, strength, maintainability, reliability in operation and industry of steels, their application solves numerous problems of residential, commercial and industrial construction.

Alloys with new alloying components allow: to create light steel and thin-walled structures with the increased bearing capacity; to conduct cheap construction of small and high-rise buildings and structures; to improve the architectural appearance of buildings; ensure high rates of production.

Metal is becoming a formative factor in architecture, especially in new types of buildings - modern exhibition and sports complexes, railway stations, shopping malls, stadiums, not to mention the transport, industrial and civil construction. Metal is a specific means of architectural development of space.

Given the ratio of strength and density, steel is considered a lightweight building material. In comparison with a tree this factor at it is lower twice, in comparison with

concrete - in 8 ... 10 times and in comparison with a brick - in 18 ... 20 times. Accordingly, buildings and structures with a steel frame can be erected on pile, tile and strip foundations of lightweight construction. (Review article)

Ключові слова: металеві конструкції, міцність, сталь, швидкокомтовані конструкції, сталевий каркас.

Keywords: metal structures, strength, steel, prefabricated structures, steel frame.

Вступ. Розвиток сталевого будівництва в Україні неможливий без усвідомлення важливості в аналізі використання сталевих конструкцій у розвинутих країнах світу та втіленні найкращих ідей в українське будівництво. Науково-технічний прогрес в цьому напрямку потребує пошуку нових високоміцних сталей, нових форм сталевих конструкцій. Реалізувати ці ідеї можливо лише шляхом модернізації вже існуючих виробництв і їх нарощуванні, а також у будівництві нових заводів з автоматизованого виготовлення різного роду конструкцій за світовими стандартами.

Фізико-механічні властивості сталей, з яких виготовляються металеві конструкції, високі експлуатаційні характеристики надали можливість їх широкого використання у будівництві. Висока міцність, легкість та надійність дозволили зводити високі та великопрогонові будівлі.

Аналіз досліджень. Використання сталевих конструкцій у будівельній галузі в Україні займає не велику частку в порівнянні з іншими країнами. «Поки що частка сталевого будівництва не перевищує 15%. Будівельний ринок в Україні невеликий – 2,2% у структурі ВВП. В Європі середній показник становить 6%, а в Туреччині – 10% ВВП» [1].

Сьогодні велика затребуваність житла, сучасних промислових, інфраструктурних, оздоровчих та ін. об'єктів. Для реалізації попиту необхідні великі фінанси, яких, на жаль, в Україні немає.

При правильному підході у плануванні та інвестуванні у будівельну галузь все можливо змінити на краще, адже велика кількість підприємств, в тому числі і малий та середній бізнес, прямо чи опосередковано, залучені до будівельного сектору. Розвиток будівництва надає можливості збільшення робочих місць і інвестування в галузь не лише великих корпорацій, але й населення.

Використовують металеві конструкції в Україні в 2 – 2,5 рази менше, ніж у розвинутих країнах Європи. Найбільше вони використовуються у Великобританії. В основному застосовуються сталеві конструкції у комерційному будівництві. Будівництво житла в цьому питанні значно уповільнено. В Україні цей відсоток близько одиниці, тоді як в Японії, США і Швеції – 10-15% [2].

Постановка мети і задачі досліджень. Метою роботи є дослідити перспективність використання металевих конструкцій у сучасному будівництві промислових, цивільних і житлових будівель.

Основними задачами дослідження є визначення основних характеристик сталі, як основного матеріалу для проектування металевих конструкцій, переваг та недоліків, знаходження шляхів для оптимізації сталевого будівництва, вивчення проблем у зазначеній галузі та шляхи їх усунення.

Виклад основного матеріалу. Металеві конструкції, які знайшли своє використання в будівельній галузі мають широкий спектр відмінності – висота, прогін, форма та матеріал, з якого вони виготовлені. Ліва частина їх виготовляється на заводах.

Для полегшення металевих конструкцій, а разом з тим, зменшення навантаження на фундаменти, широко застосовуються бісталеві конструкції, решітчасті та конструкції або їх елементи, які виготовлені з високоміцних і легованих сталей. Саме введення в каркас будівлі таких конструкцій надало їм перевагу над масивними залізобетонними, які потребували встановлення опалубки, часу на тужавіння та інше.

Затребуваність у технології будівництва з використанням металоконструкцій сьогодні є дуже велика, так як строки будівництва скорочуються в кілька разів.

Металевий каркас – це остов будівлі, який забезпечує її міцність, стійкість і жорсткість. Правильний вибір конструкцій для сталевого каркасу забезпечує надійність споруди загалом. Саме тому при проектуванні велике значення має створення моделі будівлі, яка надає можливість аналізувати роботу кожної конструкції в реальних умовах. У всіх розтягнутих елементах значної довжини рекомендується встановлення шпренгелів для зменшення їх провисання, а стиснуті стержні проектувати короткими і якщо необхідно, то зі сталей підвищеної міцності.

При проектуванні металевих конструкцій матеріал вибирається, виходячи з особливостей будівель, географічного положення, умов виготовлення, монтажу та експлуатації [3].

«Вибір сталі залежить від наступних параметрів, які впливають на роботу матеріалу: температури середовища; характеру навантаження; виду напруженого стану; способу з'єднання елементів; товщини прокату. Найчастіше використовується гарячекатана вуглецева сталь звичайної і підвищеної якості, а в деяких випадках низьколегована сталь підвищеної міцності. Частка листового металу в готовому виробі може досягати до 30 ... 60%, а буває і 90 ... 95%» [4].

Кожна металева конструкція складається з окремих елементів, з'єднаних між собою в одне ціле. Форма конструкції залежить від типу споруди і її призначення, враховуючи не лише показники за надійністю, але й за стильністю та архітектурною виразністю. Для цього

використовують різноманітні профілі. Серед затребуваних значне місце мають С-, U-, Z-, П - подібні профілі, закриті коробчасті та трубчасті профілі. Всі ці вище зазначені профілі надають можливість проектувати легкі металеві конструкції (ЛМК) значної довжини, які не поступаються своїми властивостями традиційним [4].

Сталевий каркас дозволяє значно підвищити функціональність будівлі і скоротити терміни її будівництва. Сучасні сталеві конструкції мають ключові переваги – висока ступінь заводської готовності, повна ремонтпридатність і можливість вторинного використання.

Провідні будівельні компанії всього світу вже відмовилися від традиційного виду будівництва, віддавши перевагу швидкокомтованим будівлям (ШИБ).



Рис. 1. Приклади проектів з використанням швидкокомтованих конструкцій у промисловому, комерційному та цивільному будівництві

Технологія такого будівництва дозволяє економити кошти на матеріалах і трудові ресурси, а також будувати швидко та якісно у будь-яку пору року. За цією технологією вже побудовано багато об'єктів сільськогосподарського призначення, великих супермаркетів, логістичних центрів та інше.

Легкість і просте рішення каркасу та огорожувальних елементів будівлі, різновиди утеплювачів у сендвіч-панелях розширює можливість будувати у різних кліматичних, в тому числі, важкодоступних регіонах країни і має великі перспективи.

З введенням в дію у 2015 році ДБН В.2.6-198:2014, а у 2016 році з прийняттям угоди про вільну торгівлю між Україною та ЄС, значно розширилася номенклатура металевих конструкцій, сортаменту, різних марок сталі для їх виготовлення та ін. на ринку нашої країни [3]. Це надало можливість мати доступ до якісної імпортової продукції і підвищити якість своєї української. З кожним роком попит на будівництво будівель з використанням металевих конструкцій зростає, як окремо взятих елементів, так і каркасу в цілому. Разом з цим, такий стан речей надає можливість будувати будівлі та споруди для різного призначення – промислові, цивільні, житлові. Щодо останнього, то необхідно відміти, що будівництво житлових будинків зі сталевих конструкцій в Україні мало розвинуто, але збільшення будівництва саме в цьому напрямі може значно прискорити вирішення житла для молодих сімей, сімей з низьким рівнем достатку і, що дуже важливо для переселенців окупованого Донбасу. Таке житло будуватися в короткі терміни, є порівняно дешевим, комфортним і теплим.

«Пластичність металу і його універсальність в обробці знімають будь-які обмеження і забезпечують широкий простір для проектування житлових будинків, спортивних споруд і суспільно корисних будівель» [5].

Метал стає формотворчим фактором архітектури, особливо в нових типах будинків – сучасних виставкових і спортивних комплексах, вокзалах, торгових центрах, стадіонах, не говорячи вже про транспортне, промислове та цивільне будівництво. Метал виступає специфічним засобом архітектурного освоєння простору.

«З огляду на співвідношення міцності і щільності, сталь вважається легким будівельним матеріалом. У порівнянні з деревом цей коефіцієнт у неї нижче в два рази, в порівнянні з бетоном – в 8 ... 10 разів і в порівнянні з цеглою – в 18 ... 20 разів. Відповідно, будівлі та споруди зі сталевих каркасом можуть зводитися на пальових, плиткових і стрічкових фундаментах полегшеної конструкції» [5].

Використовуючи металоконструкції і сталевий каркас, архітектори зможуть реалізувати індивідуальні, відомі всьому світі свої проекти, створюючи неповторні архітектурні ансамблі, поєднуючи конструктивні форми з гармонійністю, виразністю та унікальністю (рис.2).



а



б)



в)



г)

Рис. 2. Будівлі з використанням металоконструкцій: а) – офісний центр, Анталія; б) – олімпійський стадіон в Мюнхені; в, г) – торгові центри Європа і Ocean Plaza, м. Київ

До переваг швидкокомтованих будівель із сталевим каркасом можна віднести [6, 7]:

- швидкість монтажу (зведення аналогічних будівель з бетону або цегли вимагає в 6-10 разів більше часу);
- економія на ціні (на 20-30% дешевше будь-яких інших альтернативних методів будівництва);
- мала вага конструкцій дозволяє заощадити на фундаменті;
- будівлі із сендвіч-панелей можна зібрати та розібрати в будь-якому зручному місці;
- виконання будівельних робіт в будь-яку пору року;
- довговічність, сейсмостійкість, безпека та стійкість перед негативними погодними умовами;
- немає потреби в фасадних роботах та інше.

До недоліків швидкокомтованих будівель із сталевим каркасом можна віднести – недостатню корозійну стійкість і малу вогнестійкість.

Швидкокомтовані будівлі бездоганно відповідають духу сучасної архітектури.

Металеві конструкції при експлуатації з плинністю часу можуть піддаватися впливу корозії, а тому при їх проектуванні необхідно дотримуватися таких вимог:

« - зниження ступеня агресивності впливів природних та виробничих середовищ за рахунок засобів екологічного захисту;

- визначення вимог безпеки до матеріалів та конструкцій при виборі варіантів первинного та вторинного захисту від корозії;

- впровадження існуючих корозійностійких матеріалів для забезпечення первинного захисту будівельних матеріалів, виробів і конструкцій;

- впровадження ефективних засобів та методів протикорозійного захисту з гарантованими показниками довговічності» [8].

При проектуванні сталевих конструкцій враховують вимоги стосовно забезпечення вогнестійкості [9]. Для об'єктів підвищеної надійності ще на стадії проекту закладають використання спеціальних марок, що характеризуються теплотривкістю або жаростійкістю.

Передувало такому стану речей недосконала українська нормативна база, відсутність необхідних сортаментів вітчизняного виробництва, завищені вимоги до вогнезахисту конструкцій порівняно зі світовими стандартами, низька обізнаність і купівельна спроможність громадян та обмежені інвестиції в нові технології.

Однак після прийняття нового ДБН В.2.6-198:2014, де включено нові методики розрахунку конструкцій і їх вузлів за європейськими стандартами [3], нові *розробки програмного забезпечення (Tekla Structures, Building Informational Model, КОМПАС-3D V15, 3, 3D-модельовання Autodesk AutoCAD, ЛІРА-САПР та ін.)* посприяли оптимізації сталевому будівництву. З тих пір нарощення використання металевих конструкцій у сучасному будівництві зросло в 2 рази останні 3 роки поспіль.

Висновки

1. Використання металевих конструкцій при будівництві допомагає будувати в особливо тяжких кліматичних умовах і складному рельєфі місцевості. Здійснювати точкову забудову в населених районах.

2. Інвестиції у будівництво з використанням металевих конструкцій швидко окупаються і приносять економічне зростання не лише будівельній галузі, але й економіці країни в цілому.

3. Застосування металоконструкцій в промисловому, комерційному та житловому будівництві має значний потенціал.

4. Сталеві металоконструкції бездоганно відповідають духу сучасної архітектури. У комплексі з екологічністю і невисокою собівартістю це робить їх затребуваними і перспективними.

References

1. Problematyka ta perspektyvy stalevoho budivnytstva v Ukraini. <https://profbuild.in.ua/uk/intervyu-2/1680-problematika-ta-perspektivi-stalevogo-budivnitstva-v-ukrajini>.
2. Bilshe metalokonstruksii u komertsiiinomu budivnytstvi. <http://steelbuildings.com.ua/izbrannye-stati/258-bilshe-metalokonstruksij-u-komertsijnomu-budivnitstvi>.
3. Stalevi konstruksii. Normy proektuvannia. DBN V.2.6-198:2014. K.: Minrehion Ukrainy, 2014. 199 s.
4. Vykorystannia metalu v promyslovykh sporudakh. <https://metinvest-smc.com.ua/articles/ispolzovanie-metalla-v-promyshlennykh-sooruzheniyakh/>
5. Perevahy vykorystannia stalevykh konstruksii v budivnytstvi. <https://metinvest-smc.com.ua/articles/preimushchestva-ispolzovaniya-stalnykh-konstruksiy-v-stroitelstve/>
6. [https:// www.zdorovklimat.com.ua/067 373 6556/](https://www.zdorovklimat.com.ua/067_373_6556/) Sendvich paneli Lviv – Budivnytstvo z sendvich paneli.
7. [http:// www.budivnytstvo.com.ua/будівництво_з/сендвіч_панелей_067_509_3136](http://www.budivnytstvo.com.ua/будівництво_з/сендвіч_панелей_067_509_3136). Budivnytstvo Z Sendvich Paneli – Vyhotovlennia Budivel pid ...
8. Zakhyst metalevykh konstruksii vid korozii. Vymohy do proektuvannia. DSTU B V.2.6-193:2013. – K.: Minrehion Ukrainy, 2013.
9. Pozhezhna bezpeka ob'ektiv budivnytstva. Zahalni vymohy. DBN V1.1-7:2016. K.: Minrehion Ukrainy, 2017. 41 s.

Список використаної літератури

1. Problematyka ta perspektyvy stalevoho budivnytstva v Ukraini. <https://profbuild.in.ua/uk/intervyu-2/1680-problematika-ta-perspektivi-stalevogo-budivnitstva-v-ukrajini>.
2. Bilshe metalokonstruktsii u komertsiiinomu budivnytstvi. <http://steelbuildings.com.ua/izbrannye-stati/258-bilshe-metalokonstruksij-u-komertsijnomu-budivnitstvi>
3. Stalevi konstruktsii. Normy proektuvannia. DBN V.2.6-198:2014. K.: Minregion Ukrainy, 2014. 199 s.
4. Vykorystannia metalu v promyslovykh sporudakh. <https://metinvest-smc.com.ua/articles/ispolzovanie-metalla-v-promyshlennykh-sooruzheniyakh/>
5. Perevahy vykorystannia stalevykh konstruktsii v budivnytstvi. <https://metinvest-smc.com.ua/articles/preimushchestva-ispolzovaniya-stalnykh-konstruksiy-v-stroitelstve/>
6. [https:// www.zdorovklimat.com.ua/ 067 373 6556/](https://www.zdorovklimat.com.ua/067_373_6556/) Сендвіч панелі Львів – Будівництво з сендвіч панелей.
7. [http:// www.budivnytstvo.com.ua/будівництво_з/сендвіч_панелей_067_509_3136](http://www.budivnytstvo.com.ua/будівництво_з/сендвіч_панелей_067_509_3136). Будівництво З Сендвіч Панелей – Виготовлення Будівель під...
8. Zakhyst metalevykh konstruktsii vid korozii. Vymohy do proektuvannia. DSTU B V.2.6-193:2013. – K.: Minregion Ukrainy, 2013.
9. Pozezhna bezpeka ob'ektiv budivnytstva. Zahalni vymohy. DBN V1.1-7:2016. K.: Minregion Ukrainy, 2017. 41 s.

**КОМП'ЮТЕРНИЙ АНАЛІЗ ПОВЕДІНКИ
СТРУКТУРНО-НЕОДНОРІДНИХ МАТЕРІАЛІВ**

**COMPUTER ANALYSIS OF BEHAVIOR OF HETEROGENEOUS
MATERIALS**

**Тулашвілі Ю.Й., д.пед.н., професор, Кошелюк В.А., к.т.н.
(Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Tulashvili Y.Y., Doctor of Pedagogic, Professor, Koshelyuk V. A.,
Ph.D., (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

У статті розглядаються особливості застосування методів комп'ютерної обробки експериментальних даних, використання методу моделювання поведінки структурно-неоднорідних матеріалів під дією навантаження та температурного впливу в межах задачі теплопровідності для ймовірнісної оцінки залишкового ресурсу при втомному руйнуванні конструкцій.

The article discusses the features of the application of methods of computer processing of experimental data, the use of a method for modeling the behavior of structurally inhomogeneous materials under the action of load and temperature exposure within the thermal conductivity problem for the probabilistic assessment of the residual life and fatigue failure of structures.

For solving the problems of thermoelasticity for structurally heterogeneous anisotropic elements modified quarter-point finite elements are developed on the basis of the variational relations of heat conductivity and thermoelasticity problems.

The main result of this work was the creation of a computer system for analyzing the behavior of structurally inhomogeneous materials, which is realized by processing experimental data on the mechanical properties of products made of powder materials. Based on mathematical modeling of their deformation processes in order to study the deformation and strength properties of structurally inhomogeneous materials, viscoelastic solids in the field of loads close to their operating conditions, based on mathematical modeling of deformation processes.

There are developed software for computer analysis and for finite-element analysis of the composite bodies with cracks, which allow producing fast and reliable analysis of strength of structural elements from composite materials, and allows development of mathematical models of real products, changing the design without experiments, perform simulation of investigated structural elements accounting for different physics processes and properties, their geometry, properties of materials, operational and other characteristics.

During the calculation are the major statistical indicators such as arithmetic mean, mean square, expectation, variance, relative measurement error and so on.

Ключові слова: комп'ютерний аналіз, розрахунок, деформації, напруження, структурно-неоднорідні матеріали.

Keywords: computer analysis, calculation, deformations, tension, heterogeneous materials.

Удосконалення методів розрахункового прогнозування напружено-деформованих станів структурно-неоднорідних матеріалів, що використовуються у різних галузях промисловості, розробка чисельних методів розрахунку деформаційних процесів і на їх основі створення комп'ютерних програм нерозривно пов'язано з вирішенням завдань із порівняльного аналізу властивостей матеріалів, дослідженнями взаємозв'язку властивостей зі структурою, прогнозуванням короткочасних і тривалих механічних навантажень.

Комп'ютерне моделювання невід'ємне при розробці ефективних підходів до математичного моделювання процесів, що виникають у структурно-неоднорідних матеріалах за умов випадкової структури. Як наслідок, побудова методів розв'язування відповідних контактнo-крайових задач теплопровідності для структурно-неоднорідних матеріалів та побудова алгоритмів для кількісного дослідження згаданих процесів є одним із актуальних питань математичного моделювання.

Аналіз останніх досліджень

Математичне комп'ютерне моделювання стало головним засобом дослідження складних процесів і систем, на якому базуються сучасні підходи до проектування, оптимізації та управління в різних галузях науки і техніки [1].

У сучасних дослідженнях, присвячених особливостям застосування комп'ютерного моделювання при проектуванні конструкцій, машин і механізмів, наголошується на багатоступінчастості процесу математичного, чисельного і комп'ютерного моделювання у процесі створення прототипу, його комп'ютерного тестування щодо поведінки елементів конструкції в умовах експлуатації. Сучасне комп'ютерне моделювання дає змогу провести весь процес у віртуальному просторі без фізичної побудови відповідної механічної системи [2].

Метою роботи є побудова та реалізація структури програмного забезпечення для комп'ютерного аналізу поведінки структурно-неоднорідних матеріалів, що перебувають в умовах сумісної дії механічних та теплових навантажень.

Методика аналізу та розрахунків

Одним із напрямків оцінки впливу напружено-деформованого стану на поведінку структурно-неоднорідних матеріалів, якими є пористі порошкові матеріали, є застосування критерію пластичності, який запропонований рядом дослідників [3, 4] у вигляді еліпсоїду обертання.

Означені критерії у тій чи іншій формі визначають вплив на механічні характеристики першого I^I та другого I^{II} інваріантів тензора напружень. У загальному критерій пластичності має вигляд:

$$f = \sigma_i^2 + \alpha \sigma_0^2 - \beta \sigma_s = 0 \quad (1)$$

Аналогічно до теорії пружно-пластичних деформацій робиться припущення, що

$$\sigma_{екв} = f(\varepsilon_{екв}) \quad (2)$$

і не залежить від напруженого стану та пористості.

У технологічних процесах обробки тиском пористих матеріалів основними характеристиками є границя текучості σ_m , зміна пористості $\Delta\theta$ та максимальна відносна деформація матеріалу ε_p , яку за аналогією з компактними матеріалами можна визначити ресурсом пластичності ψ .

Важливою характеристикою є границя міцності структурно-неоднорідного матеріалу, тобто деформація руйнування ε_p .

Аналізуючи критерії (1-2), можна зауважити, що всі вони вміщують параметр, який визначає деформований стан металевої матриці пористого матеріалу у вигляді зміни еквівалентних деформацій.

Розрахунок еквівалентних деформацій пов'язаний із припущенням про єдину криву деформування і впливає з визначення зміцнення матеріалу основи за допомогою теорії пластичності, яка інтерпретує поверхню пластичності у вигляді еліпсоїду обертання.

Так, О. М. Лаптевим запропоновано розраховувати еквівалентні напруження і еквівалентні деформації в такий спосіб [4]:

$$\sigma_{екв} = \frac{1}{\sqrt{\beta}} \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} + \alpha(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 \quad (3)$$

$$\varepsilon_{екв} = \frac{1}{\sqrt{\beta} \cdot \rho} \sqrt{\frac{2}{9} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} + \frac{1}{9\alpha} (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)^2 \quad (4)$$

Проведені дослідження полягали в експериментальному визначенні впливу статично прикладеного навантаження на деформаційні характеристики руйнування пористого порошкового матеріалу.

Внаслідок того, що модель еліпсоїду не достатньо точно описує процес зміцнення пористого матеріалу в умовах розвиненої пластичної деформації, можна зробити висновок, що критерій руйнування пористого матеріалу повинен враховувати не лише зміцнення металевої матриці значенням еквівалентних напружень та деформацій, а ще враховувати деформаційну характеристику, яка могла б оцінити накопичення внутрішніх пошкоджень у матеріалі-основі при різних умовах деформування.

Для цього пропонується застосувати принцип суперпозиції при врахуванні деформованого стану матеріалу. Ресурс пластичності

пористого матеріалу при холодному деформуванні з більшою точністю можна оцінити залежністю:

$$\psi = \int_0^{\varepsilon_{\text{оп}}} \int_0^{\varepsilon_v} \frac{d\varepsilon_{\text{екв}}}{\varepsilon_{\text{екв}}^p(\eta_0, \rho_0)} \frac{d\varepsilon_v}{\varepsilon_v^p(\eta_0, \rho_0)} \leq 1 \quad (5)$$

Критерій (5) першою складовою враховує вплив накопичення пошкоджень у металевій матриці, другою вплив зміни пористої структури на ресурс пластичності.

Для оцінки поведінки структурно-неоднорідних матеріалів під час експлуатації в елементах конструкцій застосовуються загальні числові підходи розв'язування задач теплопровідності й термопружності для пористих структурно-неоднорідних матеріалів, що мають дефекти у формі тріщини, з урахуванням співвідношень теплопровідності й термопружності, що дає можливість розрахунку основних параметрів механіки руйнування у представленнях варіаційних співвідношень скінчено-елементного аналізу [5].

Для визначення напружено-деформованого стану в околі вершини тріщини та розрахунку параметрів тріщиностійкості конструкційних структурно-неоднорідних матеріалів застосовується розрахунок сингулярних полів напружень. При побудові розв'язків задач механіки руйнування використано існуючі методи та моделі, серед яких особливу увагу було приділено моделі Грифітса, концепції Ірвіна – Орована, моделі Леонова – Панасюка – Дагдейла.

Для класу задач розрахунку моделі круглої пластинки зі структурно-неоднорідного матеріалу, де параметр структурної неоднорідності є змінним по товщині h , застосовуємо розрахунок коефіцієнту інтенсивності напружень (КІН) із використанням J – інтегралу. Для точного розрахунку J – інтегралу використовуємо віддалені контури. Типова оцінка контурних інтегралів у розрахунках є достатньо громіздкою. Тому вибір контуру здійснюємо крізь точки Гауса, де очікувані напруження будуть найбільш точними. Для усунення цього недоліку скористаємося представленням лінійно – інтегральної форми J – інтегралу у вигляді інтегралу по області. Гладка скалярна функція q в обмеженій області $S_c = S_0 + S_+ + S_- - S$ належить до контуру S та перетворюється на нуль при S_0 . Тоді залежність для розрахунку J – інтегралу набуває вигляду:

$$J = \int_A \left(\sigma_{ij} \frac{\partial u_j}{\partial x_i} - W \delta_{ii} \right) \frac{\partial q}{\partial x_i} dA - \int_{S_+ + S_-} \sigma_{2j} \frac{\partial u_i}{\partial x_1} m_2 q dS, \quad (6)$$

При виготовленні елементів конструкцій зі структурно-неоднорідних матеріалів важливим моментом є аналіз параметрів, які впливають на їх тріщиностійкість. Чисельний розрахунок параметрів виробів із пористих порошкових матеріалів при різних значеннях величини поширення тріщини дозволяє виявити значення максимально доступних КІН.

Залежність (6) застосовується для розрахунку КІН крайової тріщини структурно-неоднорідної ізолюючої втулки для установки системи вентиляції тягового двигуна електромеханічного обладнання тролейбусів при ймовірнісній оцінці його залишкового ресурсу при втомному руйнуванні.

Реалізація комп'ютерної системи

Програмну реалізацію комп'ютерної системи аналізу поведінки структурно-неоднорідних матеріалів побудовано за модульним принципом (рис.1).

Процес обрахунку статистичних характеристик уведених експериментальних даних для обрахунку здійснюється в модулі «Статистичної обробки даних». У процесі обрахунку знаходяться основні статистичні показники такі, як: середнє арифметичне, середнє квадратичне, математичне очікування, дисперсія, середньоарифметичне значення середньоквадратичного відхилення, відносна похибка вимірювань тощо (рис. 2). На цьому етапі також здійснюється перевірка за критерієм грубих помилок, якщо при цьому знаходяться значення, які виходять за розрахункові межі, то користувачеві видається повідомлення про це і пропонується видалити цей запис або продовжувати розрахунок далі.



Рис. 1. Структура комп'ютерної системи аналізу поведінки структурно-неоднорідних матеріалів

Розрахунок критерію напружено-деформованого стану структурно-неоднорідного матеріалу здійснюється за три кроки (рис. 3):

Крок 1: Розраховуються приріст радіальної і осьової пластичної деформації $\varepsilon_r, \varepsilon_z$; напруження матеріалу зразка σ_z ; залежно від напрямку деформування розраховуються осеві напруження та деформації $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$; об'ємна деформація матеріалу ε_v ; нормальна та дотична складова напружень σ_0, τ .

Крок 2: Проводимо екстраполяцію значень напруження матеріалу зразка, в результаті чого знаходимо значення зміцнення матеріалу з пористістю $\theta = 0$, визначаємо значення функцій α та β .

Крок 3: Маючи значення функцій α та β , розраховуємо еквівалентні напруження та еквівалентні деформації.

Крім того, в процесі розрахунків будуємо графічні залежності, видимістю яких ми можемо маніпулювати натисканням на відповідні кнопки.

Сторінка "Результати розрахунків". На цій сторінці розташована таблиця, до якої заносяться дані, що розраховувались у системі (рис.4).

Модуль "Розподіл нормальних напружень" реалізує розрахунок КІН крайової тріщини ізольуючої втулки для установки системи вентиляції тягового двигуна електромеханічного обладнання тролейбусів при ймовірнісній оцінці його залишкового ресурсу при втомному руйнуванні.

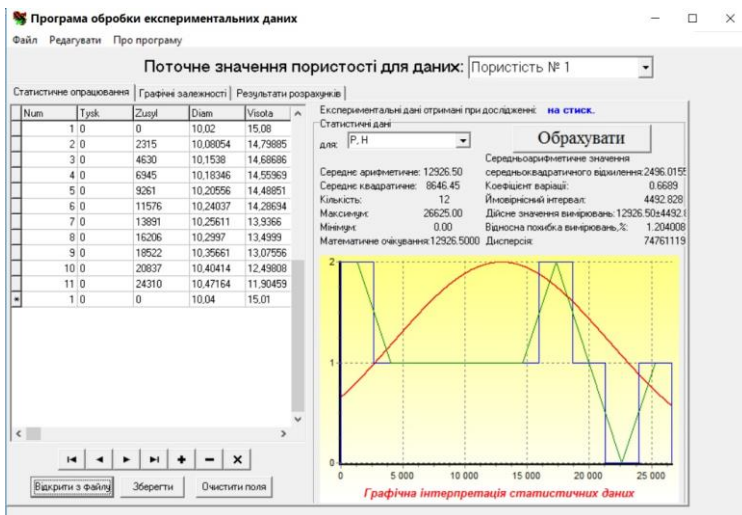


Рис. 2. Сторінка модуля статистичної обробки вхідних даних

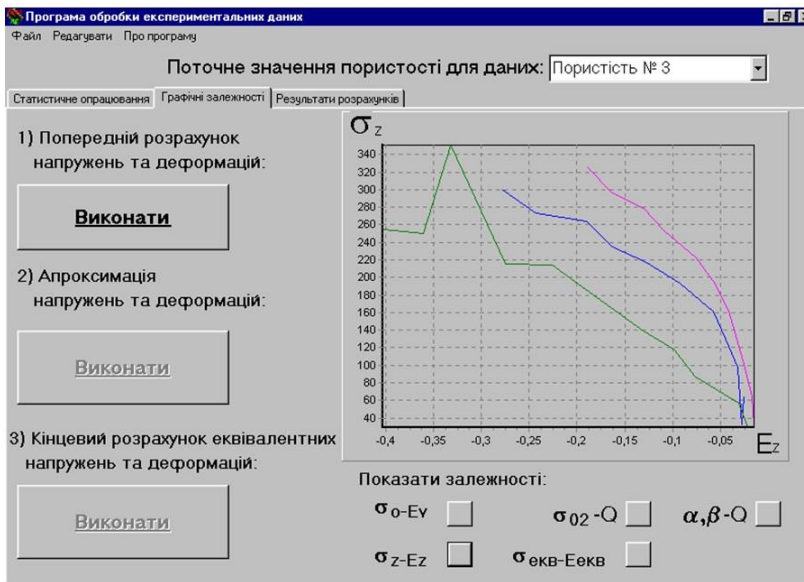


Рис. 3. Сторінка модуля обчислення за критерієм напружено-деформованого стану

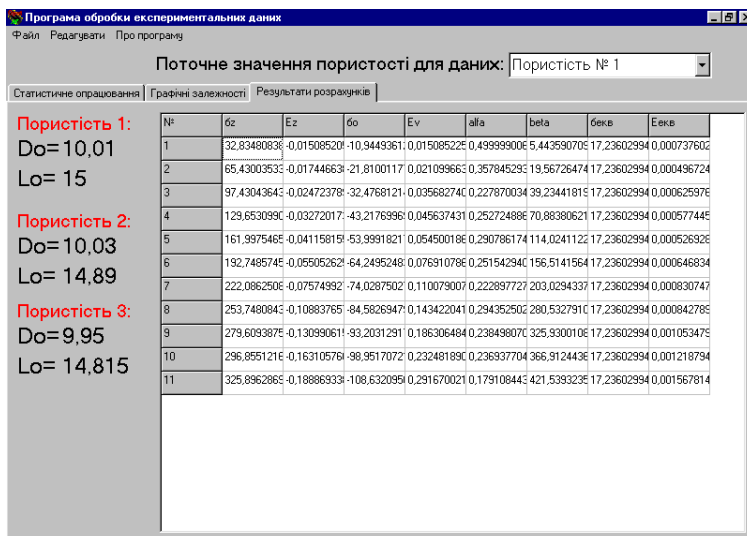


Рис. 4. Сторінка "Результати розрахунків"

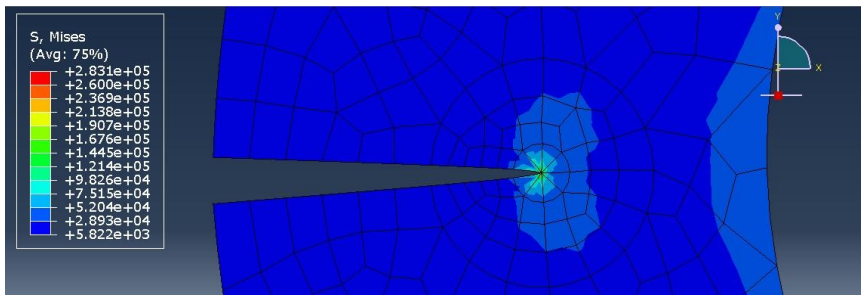


Рис 5. Результат розрахунку розподілу нормальних напружень ізолюючої втулки в умовах змішаного навантаження

Висновки

Головним результатом проведеної роботи було створення комп'ютерної системи аналізу поведінки структурно-неоднорідних матеріалів, що реалізується шляхом обробки дослідних даних механічних властивостей виробів із пористих порошкових матеріалів. На основі математичного моделювання їх деформаційних процесів з метою вивчення деформаційних та міцнісних властивостей структурно-неоднорідних матеріалів, в'язкопружних твердих тіл в області дії навантажень, близьких до умов їх експлуатації, на основі математичного моделювання процесів деформації.

Для створення комп'ютерної системи аналізу поведінки структурно-неоднорідних матеріалів було запропоновано методіку числового вивчення термонапруженого стану структурно-неоднорідних тіл на основі побудованих нових схем скінченно-елементного аналізу термомеханічних полів; розроблено алгоритм розв'язування задач термопружності композитних пластин та циліндрів на основі варіаційних принципів та модифікованих скінченних елементів; розроблено модифіковані спеціальні скінченні елементи для високоточного обчислення параметрів руйнування структурно-неоднорідних матеріалів із тріщинами.

Проведено комп'ютерне моделювання та прогнозування поведінки матеріалів на програмному забезпеченні.

References

1. Kvietnyi R. N., Bohach I. V., Boiko O. R. ta in. Kompiuterne modeliuвання system ta protsesiv. Metody obchyslen. Chastyna 1: navchalnyi posibnyk / za zah. red. R.N. Kvietnoho. Vynnytsia: VNTU, 2012. 193 s.
2. Drobenco B., Kushnir R. Mekhanichna povedinka til skladnoi formy za umov termosylovoho navantazhennia. Teoriia ta praktyka ratsionalnoho proektuvannia, vyhotovlennia i ekspluatatsii mashynobudivnykh konstruksii: Materialy 6-yi Mizhnarodnoi naukovo-tekhnichnoi konferentsii. Lviv: KINPATRI LTD. 2018. S. 13-15.
3. Hryhorev A.K., Rudskoi A.Y., Kolesnykov A.V. Varyant vzaymosviazy kharakterystyk napriazhenno-deformirovannoho sostoiannya porystoho materyala y eho osnovy. Poroshkovaia metallurhiya, # 8. 1992. S. 49-53.
4. Laptev A.M. K metodyke yssledovanyia predelnogo sostoiannya porystykh materyalov. Zavodskaiia laboratoriya, # 10. 1991. S. 40-42.
5. Tulashvili Y.Y., Koshelyuk V.A. Usage of special finite elements for solution of fracture mechanics problems. Вісник ТНТУ. Т.: ТНТУ, 2016. Том 82. № 2. С. 23-31.

Список використаних джерел

1. Кветний Р. Н., Богач І. В., Бойко О. Р. та ін. Комп'ютерне моделювання систем та процесів. Методи обчислень. Частина 1: навчальний посібник / за заг. ред. Р.Н. Кветного. Вінниця: ВНТУ, 2012. 193 с.
2. Дробенко Б., Кушнір Р. Механічна поведінка тіл складної форми за умов термосилового навантаження. Теорія та практика раціонального проектування, виготовлення і експлуатації машинобудівних конструкцій: Матеріали 6-ї Міжнародної науково-технічної конференції. Львів: КІНПАТРІ ЛТД. 2018. С. 13-15.
3. Григорьев А.К., Рудской А.И., Колесников А.В. Вариант взаимосвязи характеристик напряжённо-деформированного состояния пористого материала и его основы. Порошковая металлургия, № 8. 1992. С. 49-53.
4. Лаптев А.М. К методике исследования предельного состояния пористых материалов. Заводская лаборатория, № 10. 1991. С. 40-42.
5. Tulashvili Y.Y., Koshelyuk V.A. Usage of special finite elements for solution of fracture mechanics problems. Вісник ТНТУ. Т.: ТНТУ, 2016. Том 82. № 2. С. 23-31.

ЗБІЛЬШЕННЯ ЗЧЕПЛЕННЯ БЕТОНУ ЗІ СКЛОКОМПОЗИТНОЮ АРМАТУРОЮ ЗА РАХУНОК ПОКРИТТЯ СПЕЦІАЛЬНИМИ РЕЧОВИНАМИ, ЯК ВАРІАНТ ОПТИМІЗАЦІЇ ВИРОБНИЧОЇ БАЗИ БУДІВНИЦТВА

INCREASE OF ADHESION OF CONCRETE WITH FIBERGLASS REINFORCEMENTS BY USING THE COATING WITH SPECIAL SUBSTANCES, AS OPTIMIZATION OF CONSTRUCTION INDUSTRY

Чапук О.С., к.т.н., доц., Гришкова А.В., асп., Кислюк Д.Я., к.т.н., доц., Пахوليук О.А., к.т.н., доц., (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк), Філіпчук С.В., к.т.н., доц., (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Chapiuk O., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Grishkova A., postgraduate student, Kysliuk D., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Pakholiuk O., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (Lutsk National Technical University, Lutsk), Filipchuk S., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (National university of water management and nature resources use, Rivne)

Досліджено вплив покриття склокомпозитних стержнів водовідштовхувальною композицією «СІЛОЛ®» українського виробництва на зчеплення арматури з бетоном для оптимізації виробничої бази будівництва. При покритті ним склокомпозитної арматури та збільшенні довжини анкерування, збільшується і граничне напруження в стержнях. Напруження металевих стержнів децю більше, ніж у зразках з композитною арматурою, але при дворазовому покритті ситуація змінюється на користь склопластику.

The construction industry consists of many components, but the most important of them is the production and use of reinforced concrete. Recently, the use of composite concrete is increasingly observed in facilities where the use of non-metallic reinforcement is more appropriate: road, hydraulic, tunnel construction and residential and public, where there is no fire hazard. One of the disadvantages of fiberglass reinforcement is low water absorption, which can adversely affect the strength and durability of structures. There are a wide range of water-repellent materials at Ukrainian markets, but the most famous Ukrainian invention is the composition "SILOL®". It is a liquid composition, which is most often applied to the surface of road structures and for impregnation of concrete, reinforced concrete, brick to give them water-repellent properties. After processing, the materials become much more resistant to water and various solutions, frost resistance and durability. The solution penetrates to a considerable depth of 2-8 mm and turns into an elastic resin, which gives water-repellent properties of materials. As a result of covering of composite rods with this material, they got weather resistance, durability and high resistance to water and salt

solutions, frost. The research was to investigate the influence of the covering of composite fiberglass reinforcing bars with the material "SILOL®" on the adhesion with a concrete. When it covers the fiberglass reinforcement and increases the length of the anchoring, the maximum stress in the rods also increases. The stress of metal rods is slightly higher than in samples with composite reinforcement, but with double coating changes the situation for fiberglass advantage. In samples with a longer anchoring length (10d and 15d), the strength of samples with double-coated composite reinforcement is higher by 1.7% and 7.3% compared to samples with metal rods.

Ключова слова: склокомпозитна арматура, АКС800, А500С, клас бетону С12/15, водовідштовхувальна композиція «СІЛЮЛ®», зчеплення, бетонна призма, поперечний переріз, виробнича база будівництва.

Keywords: fiberglass reinforcement, АКС800, А500С, concrete C12/15, water resistant composition "SILOL®", adhesion, anchoring length, construction industry.

Вступ. Виробнича база будівництва складається з багатьох складових, але найголовнішою з них є виробництво та використання залізобетону. Останнім часом все частіше спостерігається використання композитобетону в об'єктах, де застосування неметалевої арматури є доцільнішим: дорожнє, гідротехнічне, тунельне будівництво та житлове і громадське, де немає пожежної небезпеки (фундаменти, басейни тощо).

Постановка проблеми та задачі дослідження. Одним з недоліків склопластикової арматури є незначне водопоглинання, що може негативно впливати на міцність та довговічність конструкцій. На будівельному ринку представлено досить широкий вибір водовідштовхувальних матеріалів, але найвідомішим українським винаходом є композиції «СІЛЮЛ®». В результаті обробки композитних стержнів цим матеріалом вони набувають більшу атмосферостійкість, довговічність, стійкість до дії води і розчинів солей. У роботі було поставлено задачу дослідити вплив покриття склокомпозитних стержнів цим матеріалом на зчеплення їх з бетоном.

Матеріали дослідних зразків. Для дослідження виготовили бетонні призми розмірами 150*150мм і по три висотою 5d, 10d та 15d з центрально-розташованою склопластиковою арматурою (d – діаметр стержнів 12мм класу АКС800), яка покрита одним чи двома шарами водовідштовхувального засобу.

Як правило, «СІЛЮЛ®» – це рідка силоксанова композиція, яка найчастіше наноситься на поверхню дорожніх конструкцій та для просочення бетону, залізобетону, цегли для надання їм водовідштовхувальних властивостей. Після обробки матеріали набувають значно більшої стійкості до дії води та різних розчинів, морозостійкості та довговічності. Розчин проникає на досить значну глибину – 2-8 мм і перетворюється в еластичну смолу, яка надає водовідштовхувальних властивостей матеріалам [1].

Експериментальні зразки виготовлялися з бетону класу С12/15 з такими механічними характеристиками: кубикова міцність у віці 28 діб – $f_c = 19,45$ МПа; призмova міцність – $f_{cd} = 15,35$ МПа.

Конструкція дослідних зразків. Рідким матеріалом «СІЛОЛ®» покривалась поверхня склопластикової арматури суцільними рівномірними шарами. Другий шар наносився після повного висихання попереднього. Після його застосування утворилася прозора матова плівка.

Стержні арматури розташовувались в бетонних призмах так, щоб їхні поздовжні осі співпадали, а виступаючі частини стержнів дозволяли з одного боку закріплювати їх в захваті розривної машини, а з другого (вільного) – вимірювати переміщення відносно торця призми. Для уникнення пошкодження поверхні композитної арматури, на вільний кінець арматури приклеювали металеву трубку (рис. 1), яка скріплювалась зі стержнем епоксидною смолою з додаванням кварцового піску у співвідношенні 1:1 [2].



Рис. 1. Захист композитних арматурних стержнів від пошкодження в захваті розривної машини

Методика випробування бетонних призм. Дослідження зчеплення композитної арматури з бетоном були виконані шляхом висмикування склокомпозитних стержнів з бетонних призм в розривній гідравлічній машині з використанням спеціального натяжного пристрою. Під час навантажень вимірювали переміщення вільного кінця стержня відносно торця призми індикатором годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм (рис. 2) [3].



Рис. 2. Загальний вигляд випробування зразків у розривній машині

Результати досліджень. Зразки позначалися в залежності від кількості покриття арматурних стержнів матеріалом «СІЛОЛ®» та висоти бетонних призм (буква „П” – призма, перше число – довжина анкерування (5d, 10d, 15d), друге – діаметр арматури d=12 мм), третє – кількість шарів покриття стержнів матеріалом «СІЛОЛ®» (0 - ні разу не покриті; 1 – один шар; 2 – два шари). Зразки вважалися зруйновані, якщо проковзування вільного кінця склокомпозитного стержня відносно бетонної призми складало 0,2мм.

У найменших зразках з довжиною анкерування склокомпозитної арматури 60мм П-5d/12-0, П-5d/12-1, П-5d/12-2 граничне значення $\delta_u = 0,2\text{мм}$ було досягнуто при напруженнях в стержнях відповідно $f_{yd} = 98,7$;

105,1; 109,2 МПа. У зразках П-10d/12-0, П-10d/12-1, П-10d/12-2 переміщення $\delta_u=0,2$ мм отримано при напруженнях в стержнях відповідно $f_{yd}=184,3; 217,5; 228,6$ МПа, а в зразках П-15d/12-0, П-15d/12-1, П-15d/12-2 при напруженнях в стержнях відповідно $f_{yd} = 376,7; 403,3; 411,4$ МПа. Для наочності показано і напруження в металевих стержнях (рис. 3). В зразках зі звичайною металевою арматурою серповидного профілю діаметром 16 мм класу А500С з довжиною анкерування 5d, 10d, 15d у зразках Пм-5d/16, Пм-10d/16, Пм-15d/16 (без покриття водовідштовхувальною композицією, клас бетону С12/15) руйнівне напруження в стержнях складо відповідно $f_{yd} = 116,2, 223,6, 382,5$ МПа, що на 15,5; 17,8 та 1,6 % більше ніж у зразках П-5d/12-0, П-10d/12-0 та П-15d/12-0.

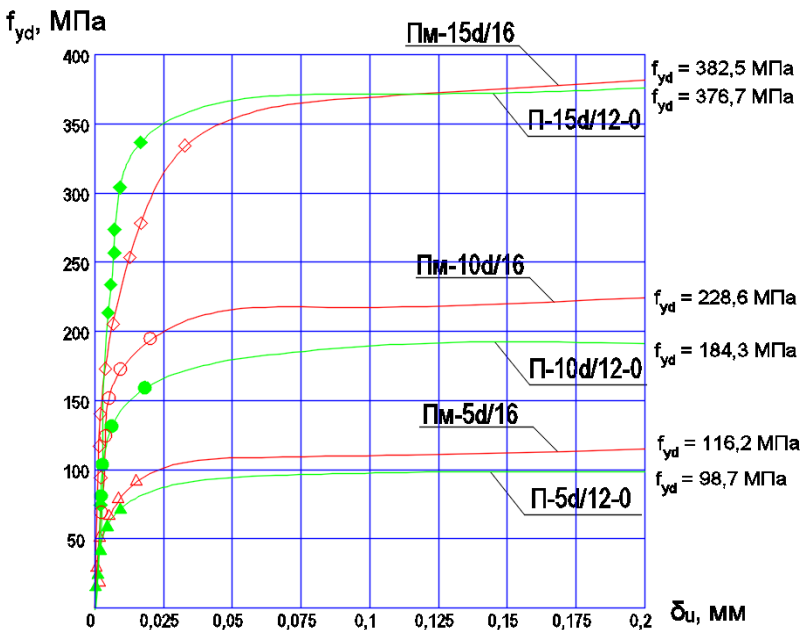


Рис. 3. Зміна проковзування δ стержнів залежно від напруження f_{yd} :

- ◆ - П-15d/12-0; ● - П-10d/12-0; ▲ - П-5d/12-0;
- ◇ - Пм-15d/16; ○ - Пм-10d/16; △ - Пм-5d/16

Значення дотичних напружень зчеплення стержнів з бетоном τ_u у зразках довжиною анкерування $l_{an} = 60$ мм склали: для зразків П-5d/12-0, П-5d/12-1 та П-5d/12-2 відповідно $\tau_u = 4,9; 5,2$ та $5,5$ МПа. Різниця між дотичними напруженнями в зразках, непокритих композицією

«СІЛОЛ®» та покритих одноразово, складає 5,8 %, а в порівнянні з дворазовим – 10,9 %. При довжині анкерування $l_{an} = 120$ мм дотичні напруження в зразках П-10d/12-0, П-10d/12-1 та П-10d/12-2 склали відповідно $\tau_u = 4,6; 5,4$ та $5,7$ МПа. При одноразовому покритті значення на 14,8 % більші за непокриті, а при дворазовому ще на 4,5 %. В зразках П-15d/12-0, П-15d/12-1 та П-15d/12-2 з $l_{an} = 180$ мм склали відповідно $\tau_u = 6,3; 6,7$ та $6,9$ МПа. Дотичні напруження одноразово покритих зразків на 6,0 % більші від непокритих, а дворазово покритих на 8,7 %. В зразках Пм-5d/16, Пм-10d/16 та Пм-15d/16 з металевою арматурою діаметром 16 мм, що вважається рівномірною склокомпозитним стержням діаметром 12 мм АКС800, значення дотичних напружень склали відповідно $\tau_u = 5,8; 5,6$ та $6,4$ МПа.

Дотичні напруження зчеплення арматури з бетоном в зразках з $l_{an} = 5d$ і металевою арматурою Пм-5d/16 на 15,5 % більші композитних П-5d/12-0, а в порівнянні з дворазово покритими стержнями АКС800 лише на 1,7 %. При $l_{an} = 10d$ різниця дотичних напружень між Пм-10d/16 та П-10d/12-0 становить 17,8 %, а порівняно з П-10d/12-2 вже на 1,7 % менше. Значення τ_u в зразках з $l_{an} = 15d$ і сталюю арматурою Пм-15d/16 на 1,6 % більші ніж з склокомпозитною П-15d/12-0, а відносно зразків з дворазовим покриттям стержнів АКС800 вже на 7,3 % менші.

Отже, ми бачимо, що при покритті склокомпозитної арматури матеріалом «СІЛОЛ®» та збільшенні довжини анкерування, збільшується і граничне напруження в стержнях. В усіх зразках руйнівне напруження металевих стержнів дещо більше ніж у зразках з композитною арматурою, але при дворазовому покритті ситуація змінюється на користь склопластику.

Однозначно можна сказати, що з усіх факторів, найбільше значення мають призми з композитною склопластиковою арматурою, які покриті в два шари розчином «СІЛОЛ®», звідси впливає що за допомогою цього матеріалу можна збільшити зчеплення арматури з важким бетоном, довговічність арматури, а також і конструкції.

Висновки

1. Експериментально підтверджено, що покриття склокомпозитних стержнів водовідштовхувальною композицією «СІЛОЛ®» українського виробництва суттєво покращує зчеплення арматури з бетоном, що сприяє оптимізації виробничої бази будівництва.

2. При довжині анкерування $5d$ в зразках, непокритих водовідштовхувальною композицією порівняно з призмами з одноразово покритою композитною арматурою, напруження складають 5,8 %, а в порівнянні з дворазовим – 10,9 %.

3. При більшій висоті бетонних призм ($l_{an} = 10d$) в зразках з одноразовим покриттям значення на 14,8 % більші за непокриті, а при дворазовому ще на 4,5 %.

4. При найбільшій висоті бетонних призм ($l_{an} = 15d$) напруження одноразово покритих зразків на 6,0 % більші від непокритих, а дворазово покритих на 8,7 %.

5. Міцність зразків з найменшою довжиною анкерування 5d і металевою арматурою Ø16A500C на 15,5% більша від зразків з непокритою склокомпозитною арматурою Ø12AKC800, а в порівнянні з дворазово покритими стержнями лише на 1,7 %.

6. В зразках з більшою довжиною анкерування (10d та 15d) міцність зразків з дворазово покритою композитною арматурою більша на 1,7 % та 7,3 % порівняно зі зразками з металевими стержнями.

7. При покритті склокомпозитної арматури матеріалом «СІЛОЛ®» та збільшенні довжини анкерування, збільшується і граничне напруження в стержнях. В усіх зразках руйнівне напруження металевих стержнів дещо більше ніж у зразках з композитною арматурою, але при дворазовому покритті ситуація змінюється на користь склопластику.

References

1. Chapjuk O., Olekh V., Orjeshkin D. Zcheplennja vazhkogho betonu z kompozytnoju skloplastykovoju armaturoju, pokrytoju vodovidshtovkhuvalnoju kompozycijeju SILOL®. Suchasni tekhnologhiji ta metody rozrakhunkiv u budivnyctvi. Lucjk: LNTU, 2017. Vyp. 8. S. 253-260.

2. Chapjuk O. Osoblyvosti zcheplennja armatury serpovydnogho profilju z betonom : monografija / O. S. Chapjuk; Lucjkyj nacionalnyj tekhnichnyj universytet - Lucjk: RVV LNTU, 2012. S. 164.

3. Ghryshkova A. Doslidzhennja zcheplennja kompozytnoji skloplastykovoji armatury z vazhkym betonom zalezhno vid klasu betonu. Suchasni tekhnologhiji ta metody rozrakhunkiv u budivnyctvi. Lucjk: 2015. Vyp. 3. S. 53-59.

Список використаних джерел

1. Чапюк О., Олех В., Орешкін Д. Зчеплення важкого бетону з композитною склопластиковою арматурою, покритою водовідштовхувальною композицією SILOL®. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Луцьк: ЛНТУ, 2017. Вип. 8. С. 253-260.

2. Чапюк О. Особливості зчеплення арматури серповидного профілю з бетоном: монографія / О. С. Чапюк; Луцький національний технічний університет – Луцьк: РВВ ЛНТУ, 2012. С. 164.

3. Гришкова А. Дослідження зчеплення композитної склопластикової арматури з важким бетоном залежно від класу бетону. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Луцьк: 2015. Вип. 3. С. 53-59.

**ДОСВІД ЗАСТОСУВАННЯ СУЧАСНИХ ІНФОРМАЦІЙНИХ
ТЕХНОЛОГІЙ У НАВЧАЛЬНОМУ ПРОЦЕСІ В СНУ ІМ. В. ДАЛЯ**

**THE APPLICATION EXPERIENCE OF THE MODERN
INFORMATION TECHNOLOGY IN THE EDUCATIONAL PROCESS
AT VOLODYMYR DAHL EAST UKRAINIAN NATIONAL
UNIVERSITY**

**Черних О.А., к.т.н., доц, Соколенко В.М., к.т.н., доц.
(Східноукраїнський національний університет ім. В. Даля,
м. Сєвєродонецьк)**

**Chernih O.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Sokolenko
V. M., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (Volodymyr Dahl East
Ukrainian National University, Sievierodonetsk)**

Стаття присвячена проблемам використання сучасних програмних комплексів у навчальному процесі підготовки будівельників. Викладено послідовність курсів підготовки та типових завдань комп'ютерного моделювання на етапі підготовки бакалавра з будівництва. (Стаття науково-методична)

Nowadays, a large number of structures are designed and built with using Building Information Modeling (BIM), a three-dimensional modeling process, that transform architecture, engineering and the construction industry.

One of the most important elements of the computerization of higher education is the practice work with using computer simulators, such as industrial-strength software in the process of training a specialist.

The toolkit of modern versions of SAPFIR-3D and LIRA-CAD programs allows you to bring the idea of an architect to the production of design documentation in compliance with regulatory requirements.

Research results. Volodymyr Dahl East Ukrainian National University has received licensed ACADEMIC set 2018 training packages from LIRA-SAPR and the introduction of programs into the process of education has been started.

Training is conducted by the following stages of training:

In the first year, students learn the basics of the AutoCAD system, solve spatial tasks of projective geometry and create 3D building models using the ARKO architectural and design package.

In the second year, in the discipline of computer modeling, they study the basics of architectural composition, perform conceptual architectural models of columns, arches, layouts of simple geometrical bodies, create ornaments, develop volumetric spatial compositions.

In the third year of the autumn semester, as part of the computer modeling discipline, they study the basics of the ArchiCAD system. From the beginning, they create a basic 3D BIM model of a residential building, on the basis of which each student

carries out a project for its reconstruction in accordance with the chosen architectural style.

Next, they study the basics of working with the SAPFIR-3D system as part of the LIRA-SAPR software package. Students perform tasks in the calculation and design of building structures made of metal and reinforced concrete.

Conclusions: the application of the SAPIR-3D parametric system LIRA-SAPR software in the educational process allows students of building specialty to obtain the necessary knowledge to create complex projects of unique buildings and structures with high aesthetic indicators based on a single platform, combining architectural and design experience. (Scientific and methodical article)

Ключові слова: комп'ютерне моделювання будівель, інформаційне моделювання будівель (BIM), тривимірна модель, програмний комплекс LIRA-SAPR.

Keywords: Computer modeling of buildings, building information modeling (BIM), a three-dimensional model, structural engineering software LIRA-SAPR.

Вступ. Сьогодні велика кількість культових споруд, що з'являються в усьому світі – від хмарочосів до мостів – спроектовані і побудовані з використанням Building Information Modeling (BIM) [1], процесу тривимірного моделювання, який трансформує архітектуру, інжиніринг та будівельну індустрію. З розвитком параметричного моделювання [2] і захоплення реальності структурні дані стають все багатшими і складними, що економить час і кошти при підготовці проектів, запобігаючи появі помилок і дорогих замовлень на зміни. В той же час, на перший план виходить і соціальна функція архітектури і проектних дисциплін, як функція просторово-морфологічного впорядкування і формування всіх соціальних процесів взаємодії і як вважала архітектор Заха Хадід, що для досконалого вирішення проблем «експериментувати можна нескінченно» [3].

Аналіз літературних даних і постановка проблеми. «Одним из важнейших элементов компьютеризации высшего образования является практика использования тренажеров, а именно промышленных программных продуктов в процессе обучения специалиста» [4].

«Нативная связь с ЛИРА-САПР делает САПФИР-3D лучшим выбором для архитектора, работающего в тесном контакте с конструктором, так как только такая связь гарантирует корректность расчетных моделей и исключает «накладные расходы» на их создание» [5].

Інструментарій сучасних версій програм САПФИР-3D та ЛІРА-САПР дозволяє провести ідею архітектора через детальний аналіз напружено деформованого стану та перевірку несучої здатності будівельних конструкцій у програмному комплексі ЛІРА-САПР до виготовлення проектної документації з дотриманням вимог необхідних нормативних документів у програмі САПФИР-3D [6].

Необхідна та актуальна інформація за версіями програмного комплексу ЛІРА-САПР у вигляді посібників, презентацій, відео курсів у великій кількості розміщена на офіційному сайті компанії ЛІРА САПР в розділі База знань (рис. 1) [7], на веб-сторінці ЛІРА САПР на каналі YouTube (рис. 2) [8], а також на веб-сторінках досвідчених користувачів, наприклад, інженера-проектувальника О. Каманіна (рис. 3)[9].



Рис.1. Розділ База знань на офіційному сайті компанії ЛІРА САПР

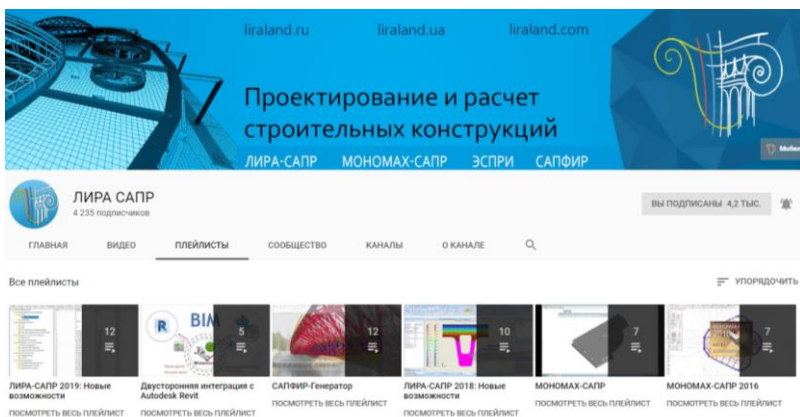
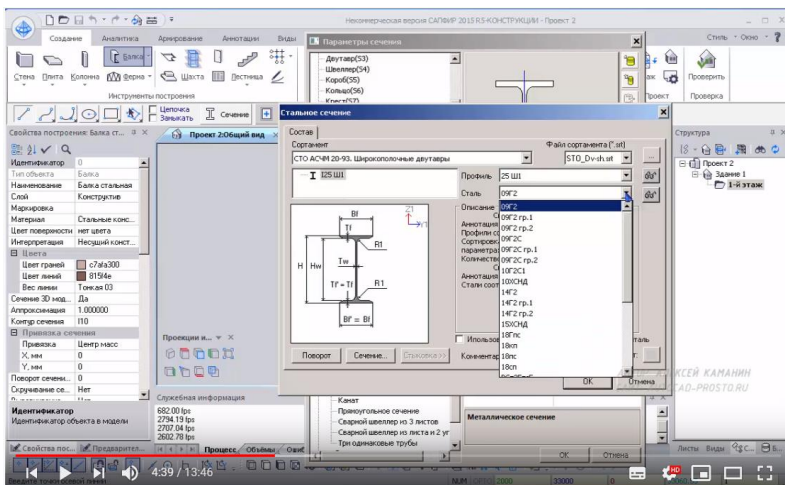


Рис.2. Веб-сторінка компанії ЛІРА САПР на каналі YouTube



САПФІР Урок №1 Інтерфейс програми. Балка на двох опорах

Рис. 3. Веб-сторінка О. Каманіна на каналі YouTube: Базовий курс по САПФІР-3D

Мета роботи – забезпечення ефективності процесу отримання студентами базових знань із сучасних методів розрахунків та проектування будівельних конструкцій та споруд.

Результати досліджень. Виклад основного матеріалу. Восени 2018 року СНУ ім. В. Даля отримав від компанії ЛІРА-САПР ліцензійні комплекти навчальних програм ACADEMIC set 2018 та було розпочато впровадження у навчальний процес на кафедрах «архітектури та містобудування» і «будівництва, урбаністики та просторового планування» сучасних будівельних програмних комплексів ПК ЛІРА-САПР FULL 2018, ПК МОНОМАХ-САПР PRO 2016 та ПК ЕСПРІ 2018 на базі накопиченого досвіду ДонДТУ.

Дані програмні комплекси використовуються при викладанні навчальних дисциплін:

на кафедрі архітектури та містобудування – комп'ютерне моделювання, архітектура будівель і споруд;

на кафедрі будівництва, урбаністики та просторового планування – інформаційне моделювання будівель, метод скінченних елементів та автоматизовані системи розрахунку на міцність, обчислювальна техніка в інженерних розрахунках, основи автоматизації проектування в будівництві.

Використання сучасних промислових програмних продуктів потребує:

відповідної попередньої підготовки як викладачів так і студентів; наявності необхідної та актуальної інформації з можливостей та досвіду використання останніх версій програмних комплексів.

Тому перед тим, як перейти до освоєння програмного комплексу ЛІРА-САПР, студенти-архітектори набувають практичних навичок при роботі з САД-системами, починаючи вже з першого курсу. Навчання проводиться за наступними етапами підготовки:

1. На першому курсі в рамках дисципліни нарисної геометрії вивчають основи системи AutoCAD, вирішують просторові задачі з нарисної геометрії за допомогою системи AutoCAD, за допомогою архітектурно-конструкторського пакету АРКО на базі AutoCAD створюють 3D-моделі двоповерхових житлових будівель базового та підвищеного рівня складності.

2. На другому курсі в рамках дисципліни комп'ютерного моделювання вивчають основи архітектурної композиції. За допомогою системи AutoCAD Architectural виконують концептуальні архітектурні моделі колон, арок, макети простих геометричних тіл куба, піраміди, створюють орнаменти методом пластики поверхонь і розробляють об'ємні просторові композиції.

3. На третьому курсі в осінньому семестрі в рамках дисципліни комп'ютерного моделювання вивчають основи системи ArchiCAD. Спочатку створюють базову 3D BIM-модель житлового будинку, на основі якої кожен студент виконує проект її реконструкції відповідно до вибраного архітектурного стилю.

4. На третьому курсі у весняному семестрі в рамках дисципліни комп'ютерного моделювання вивчають основи роботи із системою САПФІР-3D в складі програмного комплексу ЛІРА-САПР. Студенти виконують завдання з розрахунку та проектування конструкцій будівель:

4.1. Металевих:

4.1.1. Мінімальної складності: балка на двох опорах (рис. 4);

4.1.2. Середньої складності: однопрольотний просторовий каркас (рис. 5);

4.1.3. Контрольне завдання підвищеної складності: структурне покриття на базі параметрів, прийнятих студентом (рис. 6, 7);

4.2. Залізобетонних:

4.2.1 Мінімальної складності: фрагмент перекриття, опертого на колону (рис. 8, 9);

4.2.2. Середньої складності: багатоповерхова будівля по формоутворюючій поверхні (рис. 10);

4.2.3. Контрольне завдання підвищеної складності: багатоповерхова будівля по формоутворюючий поверхні на базі параметрів, прийнятих студентом (рис. 11, 12).

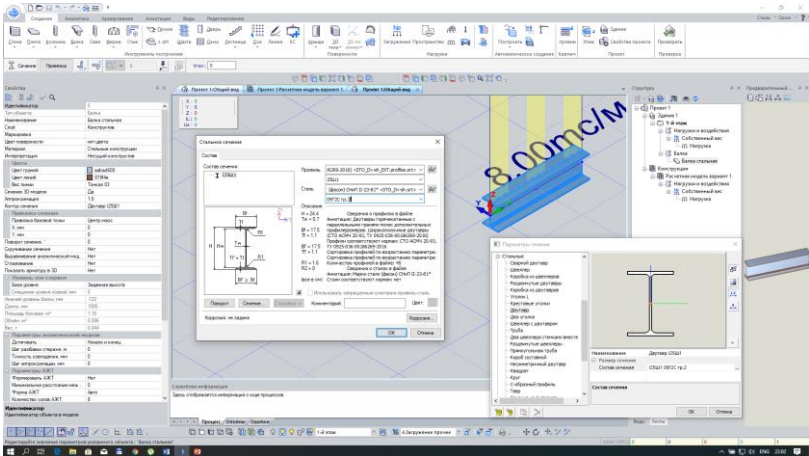


Рис. 4. BIM-модель металевої балки на двох опорах

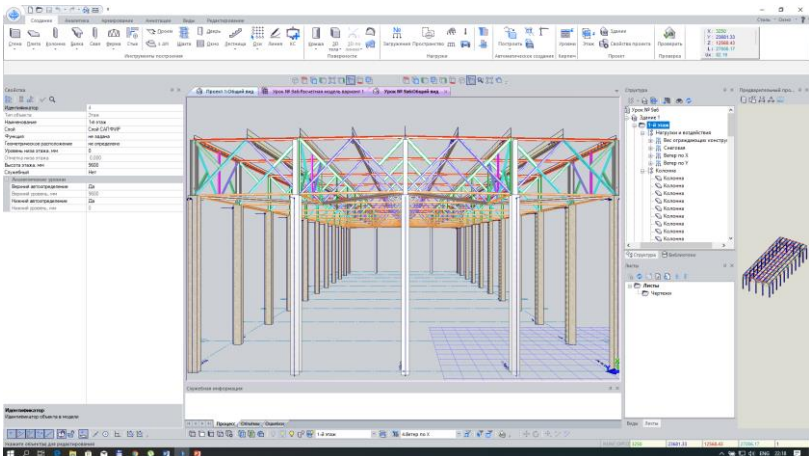


Рис. 5. BIM-модель металевого просторового каркасу

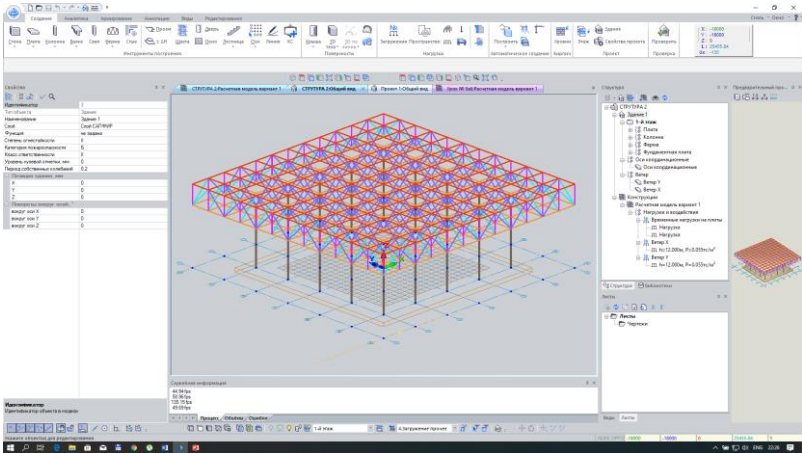


Рис. 6. BIM-модель металевого структурного покриття

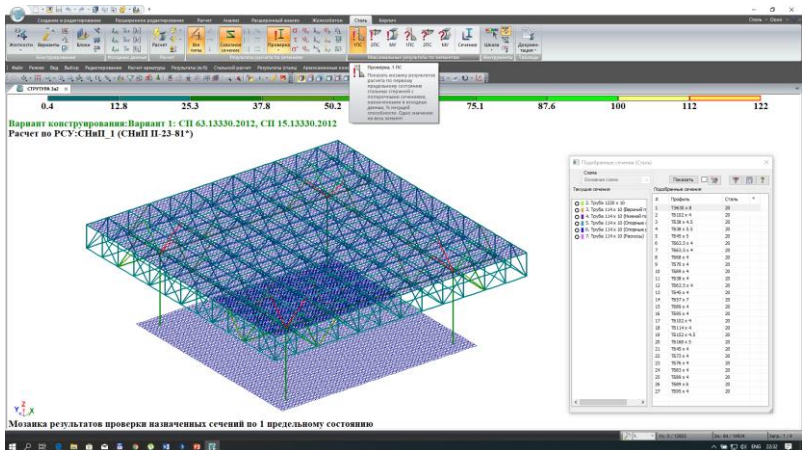


Рис. 7. Аналіз напружено-деформованого стану розрахункової моделі металевого структурного покриття

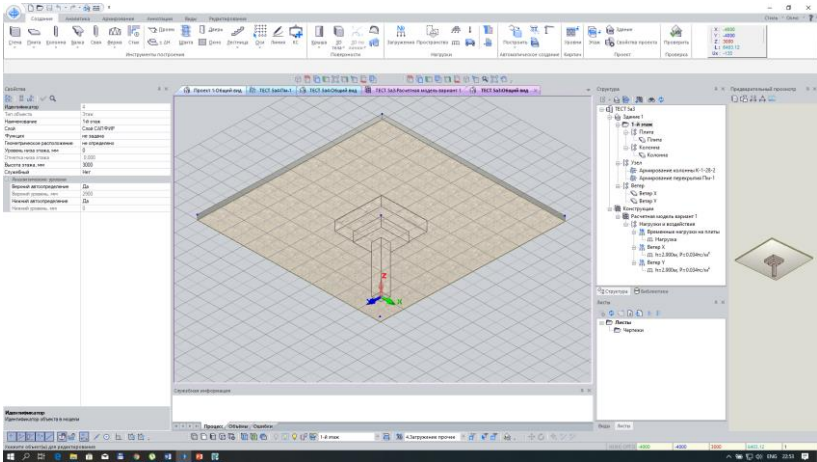


Рис. 8. BIM-модель фрагменту залізобетонного перекриття, опертого на колону із капітелями

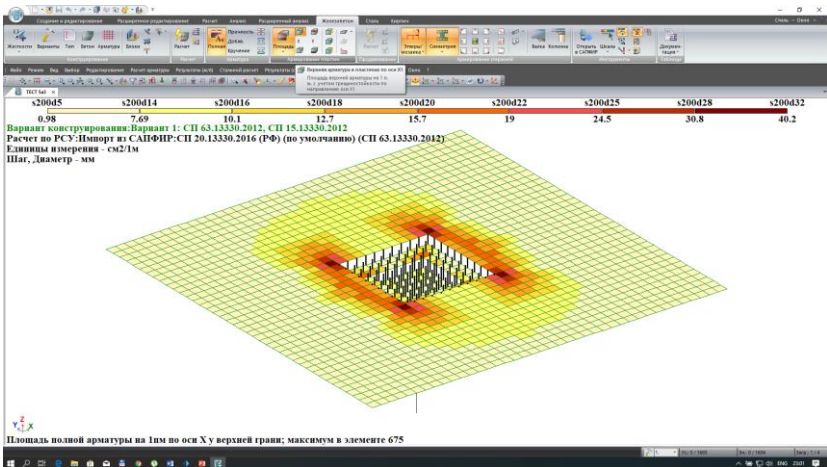


Рис. 9. Схема розташування розрахункової арматури для фрагменту залізобетонного перекриття

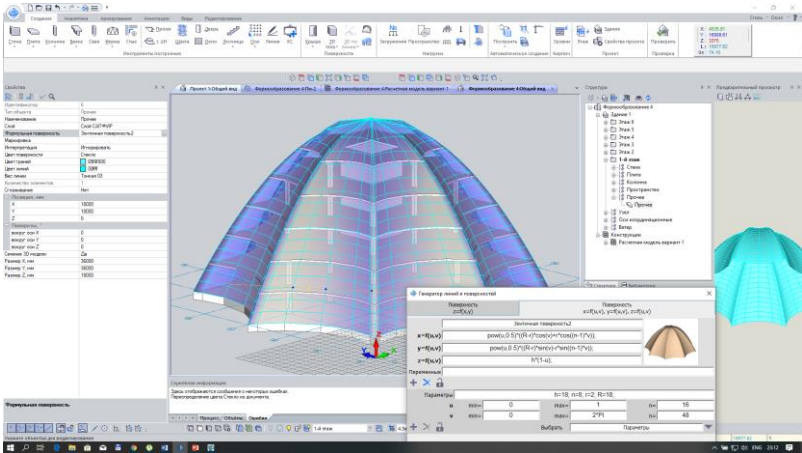
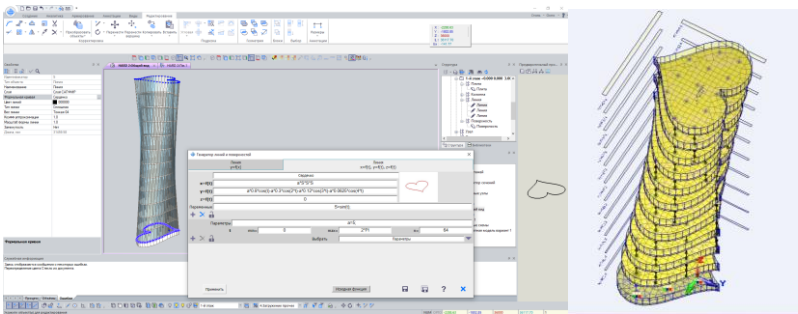


Рис. 10. BIM-модель багатоповерхової будівлі по формують поверхні



а)

б)

Рис. 11. Моделі будівлі: а) будівельно-інформаційна, б) аналітична

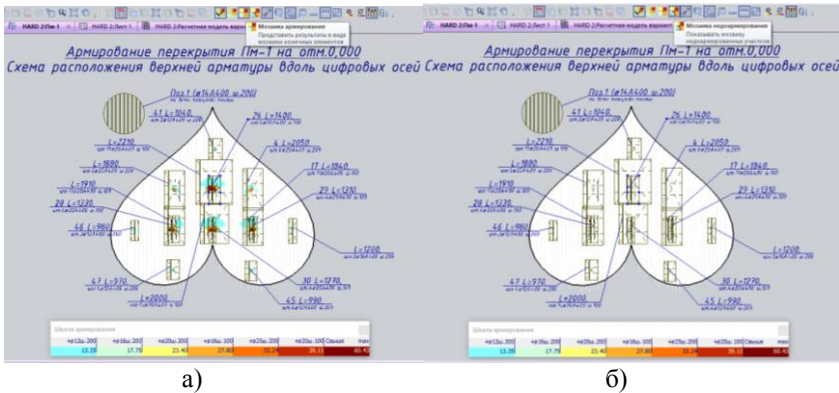


Рис. 12. Схема розташування арматури плити перекриття на фоні мозаїки: а) армування; б) недоармування

На рисунках 11 та 12 представлені результати однієї із оригінальних контрольних робіт студентки третього курсу групи АБС-16 Даниленко Д. зі спеціальності архітектура будівель і споруд з дисципліни комп'ютерного моделювання на тему: «Проектування та розрахунок будівельних конструкцій багатоповерхової будівлі за допомогою системи параметричного моделювання САПФІР-3D програмного комплексу ЛІРА-САПР».

За результатами роботи студенти виконують аналіз напружено-деформованого стану та несучої здатності будівельних конструкцій, щодо доцільності прийнятих архітектурних і конструктивних рішень і, в разі необхідності, вносять потрібні корективи у параметри BIM-моделі: наприклад, змінюють кількість колон, перерізи конструктивних елементів.

Слід зазначити, що параметри твірних кривих і поверхонь у модулі «Лінії та поверхні» на вкладці «Створення» системи САПФІР-3D необхідно назначати з урахуванням геометричних передумов художнього формотворення знакових образів тому, що «різноманітні за пластичним характером геометричні образи несуть у собі особливу за тектонікою гармонійну узгодженість, яка в синтезі з композиційними та графічними засобами дає можливість отримувати зразки з високими естетичними показниками» [10].

Висновки: застосування параметричної системи САПФІР-3D програмного комплексу ЛІРА-САПР у навчальному процесі дозволяє студентам зі спеціальностей АБС (архітектура будівель і споруд) та ПЦБ (промислове та цивільне будівництво) отримувати необхідні знання для створення комплексних проектів унікальних будівель і споруд з високими естетичними показниками на базі єдиної платформи, поєднуючи архітектурний та конструкторський досвід відповідно.

References

1. BIM: Building Information Modeling [Elektronnyi resurs]. - Rezhym dostupu: <https://www.youtube.com/watch?reload=9&v=gsm15cawHbY>.
2. Parametric House: Learn Parametric Design through Rhino Grasshopper Tutorials [Elektronnyi resurs]. - Rezhym dostupu : <https://www.youtube.com/channel/UCjLDKM9EzNdASaNdjBhTqg/featured>
3. Zakha Khadyd. Arkhitektura novoho vremeny / Zaha Hadid Architects; [per. s anhl. A.Y. Moroz]. - Moskva: Eksmo, 2019. - 284 s.
4. Perelmuter A.V. O prepodavanuy teoryy sooruzheniy. Suchasni metody i problemno-orientovani komplekxy rozrakhunku konstruktсий i yikh zastosuvannya u proektuvanni i navchalnomu protsesi: tezy dopovidei II Mizhnarodnoi naukovo-praktychnoi konferentsii, m. Kyiv, 26-27 veresnia 2018. - K.: Talkom.- s.86-87.
5. Sait kompanii LIRA SAPR: PRODUKTY: SAPFIR 3D: [Elektronnyi resurs]. - Rezhym dostupu: <https://www.liraland.ua/sapfir/>.
6. Suchasni informatsiini tekhnolohii u proektuvanni budivelnykh konstruktсий/ H.O. Tatarchenko, O.A. Chernykh, V.M. Sokolenko// Zb. nauk. prats II Mizhnarodnoi ukrainsko-azerbaidzhanskoi konferentsii «Building Innovations – 2019», 23 – 24 travnia 2019 roku - Poltava: PoltNTU, 2019. s. 196-198.
7. Sait kompanii LIRA SAPR: BAZA ZNAN: [Elektronnyi resurs]. - Rezhym dostupu: <https://help.liraland.ru/>.
8. Veb-storinka kompanii LIRA SAPR na kanali YouTube: [Elektronnyi resurs]. - Rezhym dostupu: <https://www.youtube.com/user/LiraLand/playlists?view=1&sort=dd&flow=gri d>.
9. Veb-stranytsa A. Kamanyna na kanale YouTube: Bazovyi kurs SAPFYR: [Elektronnyi resurs]. - Rezhym dostupu: https://www.youtube.com/playlist?list=PLc1zDNPZWhj8ZCCTCiHDr9_F50_PAaj8a-
10. Mykhailenko V.Ye., Yakovliev M.I. Osnovy kompozytsii (heometrychni aspekty khudozhnogo formotvorennia): Navch. posib. dlia stud. vyshchykh navch. zakladiv. – K.: Karavela, 2004. – 304 s.

Список використаної літератури

1. BIM: Building Information Modeling [Електронний ресурс]. - Режим доступу: <https://www.youtube.com/watch?reload=9&v=gsm15cawHbY>.
2. Parametric House: Learn Parametric Design through Rhino Grasshopper Tutorials [Електронний ресурс]. - Режим доступу : <https://www.youtube.com/channel/UCjLDKM9EzNdASaNdjBhTqug/featured>
3. Заха Хадид. Архитектура нового времени / Zaha Hadid Architects; [пер. с англ. А.И. Мороз]. - Москва: Эксмо, 2019. - 284 с.
4. Перельмутер А.В. О преподавании теории сооружений. Сучасні методи і проблемно-орієнтовані комплекси розрахунку конструкцій і їх застосування у проектуванні і навчальному процесі: тези доповідей II Міжнародної науково-практичної конференції, м. Київ, 26-27 вересня 2018. - К.: Талком.- с.86-87.
5. Сайт компанії ЛІРА САПР: ПРОДУКТИ: САПФІР 3D: [Електронний ресурс]. - Режим доступу: <https://www.liraland.ua/sapfir/>.
6. Сучасні інформаційні технології у проектуванні будівельних конструкцій/ Г.О. Татарченко, О.А. Черних, В.М. Соколенко// Зб. наук. праць II Міжнародної українсько-азербайджанської конференції «Building Innovations – 2019», 23 – 24 травня 2019 року - Полтава: ПолтНТУ, 2019. с. 196-198.
7. Сайт компанії ЛІРА САПР: БАЗА ЗНАНЬ: [Електронний ресурс]. - Режим доступу: <https://help.liraland.ru/>.
8. Веб-сторінка компанії ЛІРА САПР на каналі YouTube: [Електронний ресурс]. - Режим доступу: <https://www.youtube.com/user/LiraLand/playlists?view=1&sort=dd&flow=grid>.
9. Веб-сторінка А. Каманина на каналі YouTube: Базовий курс САПФІР: [Електронний ресурс]. - Режим доступу: https://www.youtube.com/playlist?list=PLc1zDNPZWhj8ZCCTCiHDr9_F50PAaj8a-
10. Михайленко В.С., Яковлев М.І. Основи композиції (геометричні аспекти художнього формотворення): Навч. посіб. для студ. вищих навч. закладів. – К.: Каравела, 2004. – 304 с.

THE 3DP – THREE-DIMENSIONAL PRINTING – IS IT A REAL PROSPECT OF AUTOMATING THE BUILDING PROCESSES?

3DP – ТРИВИМІРНИЙ ДРУК - ЧИ Є ВІН РЕАЛЬНОЮ ПЕРСПЕКТИВОЮ АВТОМАТИЗАЦІЇ БУДІВЕЛЬНИХ ПРОЦЕСІВ?

Olena Chernieva, Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture), Andrzej Wojnar, Ph.D. in Engineering, Assistant Professor (Rzeszow University of Technology, Poland), Sara Pogan, Eng. student, (Rzeszow University of Technology, Poland)

Чернєва О.С., к.т.н., доц. (Одеська державна академія будівництва та архітектури), Andrzej Wojnar, к.т.н., асистент (Жешувський технологічний університет, Польща), Sara Pogan, студент, (Жешувський технологічний університет, Польща)

The construction industry is particularly well-suited to take the advantages of the 3DP technology however it still seems to be a distant perspective. The method itself, allows to manufacture prefabricated elements, small landscape facilities and detached houses, pedestrian bridges (of relatively little span lengths) etc. On that field, the considered technology is already prospering. Furthermore, the technology is a great solution for scale models used by architects. The 3-Dimensional print turned out to be a quick and an almost unbeatable way of presenting a concept to the potential investors. The visualization of the project became easier, giving an exact mapping of the surroundings and the structure itself, which helps to eliminate the risk of possible architectural or constructional mistakes. The technology facilitates the implementation of any needed amendments, whereas the scale models became one of the verification ways of the project's documentation and the building's proportions. However, more research and law regulations are needed to state the final applicability and limitations of the presented technology. Ensuring the mechanical properties along with the quality control work together to provide us with safe elements for the use of large-scale engineering. The article presents the application of 3D printing technology in construction and bridge engineering. Available technologies and methods of printing objects were presented. Examples of structures made of various materials are presented: concrete, steel and synthetics. The features of an emerging 3-dimensional monolithic objects are conditioned upon the used software advancement, printing technology, the printer used and the material applied. In the mentioned construction industry, where the labour workload becomes an increasingly significant component in the final cost of the construction project, the 3DP could revolutionise the whole process of the execution methodology. The „complexity and universality” of a facility and its execution method is being understood as an increased number of openings, irregular and complex shapes, the precision of the formed elements, fragments or segments and efficiency of the technology used. (Review article)

Будівельна галузь особливо добре підходить для того, щоб скористатися перевагами технології 3D друку, яка, однак, все ще здається віддаленою перспективою. Сам спосіб дозволяє виготовляти збірні елементи, невеликі ландшафтні споруди та окремі будинки, пішохідні мости (відносно невеликої довжини прольоту) тощо. В цій галузі ця технологія вже процвітає. Крім того, ця технологія є чудовим рішенням для масштабних моделей, якими користуються архітектори. Тривимірний друк виявився швидким і майже неперевершеним способом представлення концепції потенційним інвесторам. Візуалізація проекту стала простішою, даючи точне відображення оточення та самої структури, що допомагає усунути ризик можливих архітектурних чи будівельних помилок. Ця технологія сприяє впровадженню будь-яких необхідних поправок, тоді як масштабні моделі стали одним із способів перевірки документації проекту та пропорцій будівлі. Однак потрібно більше законодавчих нормативно-правових актів щодо досліджень, щоб констатувати остаточну область застосування та обмеження представленої технології, забезпечити контроль якості та праці для безпечного використання широкомасштабної техніки у будівельній галузі. Стаття знайомить нас з сучасними технологіями 3D моделювання. Автори аналізують переваги та недоліки даної методики, наводять реальні приклади застосування 3D друку із використанням бетонних, металевих та синтетичних матеріалів. Якість тривимірних монолітних об'єктів залежить від розвитку використовуваного програмного забезпечення, технології друку, принтера і будівельного матеріалу, який при цьому використовується. Таку технологію зручно застосовувати, коли об'єкт є складним та унікальним. Під «складністю і унікальністю» об'єкта і способу його виконання розуміється збільшена кількість отворів, неправильна або складна форма об'єкту, точність сформованих елементів, фрагментів або сегментів, економічно обґрунтована ефективність технології. (Стаття оглядова)

Keywords: 3D printing, 3D construction technology

Ключові слова: 3D друк, 3D будівельні технології

Introduction. The future of civil engineering is unquestionably the BIM (Building Information Modelling), the ecological engineering, recycling, the automation of building processes, implementing the prefabricated elements and the 3DP (Three-Dimensional Printing). The 3DP builds (prints) a 3-Dimensional object basing on computer-aided design (CAD) - model data. It is done by additive, gradual layering of the used material - filament – layer upon layer. The term itself „3D Print” regards to a variety of processes, where the material is either fused or consecutively bonded together as the computer supervises the procedure in order to create a three-dimensional solid object.

In the 90's, the 3D printing techniques were acknowledged only for the use of functional or esthetical prototype productions, also known under the 'Rapid Prototyping' term. Since 2019, the precision, [repetitiveness](#) and the range of possible to use materials have grown to the point, where some processes of 3D printing have started to be considered as a viable technology of producing

problematical shapes and complex geometry, therein empty parts or parts with an internal truss structure, made in order to reduce the burden. All that set for implementing to the production processes of any type of parts - under the precondition of an existing digital 3D model.

The features of an emerging 3-dimensional monolithic objects are conditioned upon the used software advancement, printing technology, the printer used and the material applied. If the „complexity and universality” of a facility and its execution method is being understood as

- an increased number of openings
- irregular and complex shapes,
- the precision of the formed elements, fragments or segments,
- efficiency of the technology used.

Then the 3D printing method allows cost reduction due to its limited material use as well as the need of using extra devices or tools. The mentioned technology narrows down the needed interference of human labour, which positively affects the general costs of the construction project and increases the safety of construction processes. The minimalized material uses and the labour costs, that grow each year, are putting the technology in a promising light and increase its competitiveness against traditional methods.

The numerous advantages of the 3DP are making it an increasingly used method in the automotive branch as well as the medical area. It's huge potential has also been seen in the military field and the civil engineering society (road and bridge engineering). In the mentioned construction industry, where the labour workload becomes an increasingly significant component in the final cost of the construction project, the 3DP could revolutionise the whole process of the execution methodology.

Technology. Concerning the industrial use, the 3DP technology is evolving on different fields – new, advanced materials are developing, further research is done to improve quality, the possible workfield is being constantly enlarged and the extensive research on new layering technologies – additive manufacturing - is progressing.

The technology choice is made based on the printers' expenses, the expected print time, it's quality and the service-related parameters. In order to design the target model, the Computer Aided (CAD) softwares are being used. It is also possible to use 3D scanners, which allow you to scan the selected object, which may be then replicated using the 3D print technologies. Currently used softwares, helping with the digital model designing processes, are, for example the Solidworks, Blender, Tinkercard or the Autodesk 123D [1]. The created digital model is then transferred to the printer in a stereolithographic language (STL – Standard Tessellation Language) – which is a format that can be used in the additive manufacturing processes, or an AMF one (Additive Manufacturing File Format).

The most popularised 3D printing technologies for additive manufacturing are listed below:

- FDM (Fused Deposition Modeling) – a technology that allows to print out objects by layering the melted thermoplastic material. However, only limited material range can be used;
- The Contour Crafting – a technology based on a cartesian (X,Y,Z) machine consisting of a nozzle supported by a gantry system, which moves in two parallel lanes. It follows the target contour of the modelled facility, consecutively layering the material;
- CJP – a printing technology using a plaster-based powder material. The creation process of the models in the CJP (ColorJet Printing) is based on a selective bondage of the powdered material with liquid binders. The printing speed, relatively low costs as well as the possibility of a multicolour print are the main advantages of the mentioned technology;
- Binder Jetting – this technology, just like the CJP, is based on the usage of liquid binders, which bond together materials such as sand, metal or ceramics. It is characterized by a high efficiency, which makes the Binder Jetting a relatively popular industrial technology. It is commonly used in the form manufacturing as well as in the foundry core production;
- SLA (Stereolithography) – a technology using a liquid photopolymer resin, solidified by a laser beam;
- DLP – Digital Light Processing – a technique based on curing liquid resin under a light source, emitted by the digital light projector. A visible drawback of this technology is its boundaries regarding bigger objects (where either the length or the width exceeds a dozen centimetres), when a significant shrinkage of the cured resin is occurring during the printing process;
- SLS – Selective Laser Sintering – a 3D printing technology that utilises a laser to melt successive layers of powdered components (usually polyamides);
- SLM/DMLS – a 3D print technology fusing metal powders with a laser beam;
- EBM – Electron Beam Melting – a 3D printing technology, similar to the SLM/DMLS, where instead of a laser beam power source, an electron beam is used to fuse conductive metal powders;
- MJF – Multi Jet Fusion technology (invented by HP), where powdered synthetical materials (mainly polyamides) are used.

In the civil engineering industry, the FDM technology (used mainly in the prefabricated elements manufacturing), as well as the Contour Crafting technique (used for the in-situ printing) seem to be the most ubiquitous, see Fig. 1. Different ways of 3D printing buildings are presented in Fig. 2 to 4.

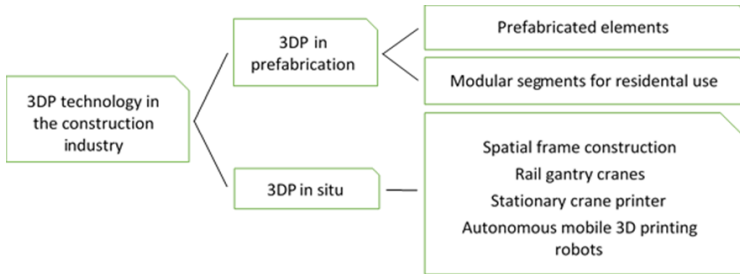


Fig. 1. 3D printing technology in the construction industry

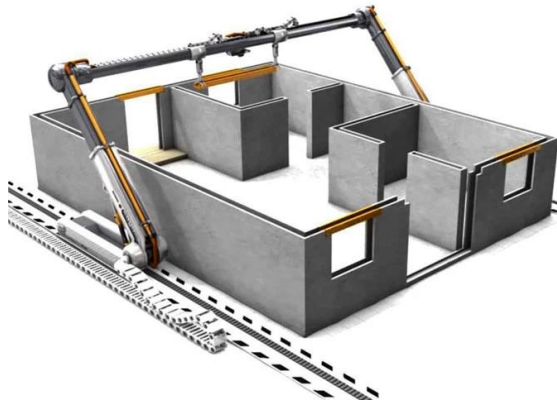


Fig. 2. Housing – in the 3DP technology



Fig. 3. A 3DP unit for large-scale construction



Fig. 4. 3D printing in civil engineering



Fig. 5. Construction industry 3DP in-situ

The 3D printing with concrete use. Most companies working in the 3DP branch have mastered the extrusion of concrete mixes to an extent which makes it possible to print small objects. However, it is not a satisfying stage of advancement when it comes to a large-scale engineering. The knowledge of properties of the produced prefabricates or large-scale parts of the construction working as one - is absolutely crucial. It is also essential to determine the load and temperature resistance as well as the materials' abrasion and fatigue – which are the few basic mechanical properties achieved in each 3D printing technology. A substantial fact is that both the density and the type of the filling of the created structure, along with the printing temperature have a significant influence on the structures' durability. For instance, the FDM technology allows us to manufacture porous structure elements, which reduce the usage of the base material. However, a change in the structure results in a change of the mechanical properties of the produced object. When checking the construction's behaviour, we should be guided by the materials' parameters for the emerging structures, resulting from a certain technology used to manufacture. The researches carried out so far prove, that for the printed elements, we should be considering the material parameters obtained experimentally – not the initial

filaments' (components used for the printing process) ones. The discrepancy between them is too significant to be taken as negligible.

For the 3D printing technology in civil engineering the researches focused on developing techniques with the use of cement and concrete mixes as possible filaments. These are especially compelling. Parameters such as the aggregate's grain, the consistency and workability of the mix, and the parameters of buildability - that allow building up subsequent layers are particularly important. All the mentioned factors have to undergo quality control. However, a whole series of questions arises regarding the constructional issues – such as the automated reinforcement process, the support structure solutions, the lintel manufacturing etc. and whether it could be done using the 3DP technology as well – in order to fully automatize the construction processes. It seems to be the biggest obstacle, therefore a challenge, for the concerned technology, to implement it in the civil engineering society and large-scale projects.

Presently, the research focuses on the possible use of the FRC (Fiber Reinforced Concrete) technology, the influence of the rheological properties of concrete, the comparison of the standards' approach and its relation and applicability to the 3DP solutions. Ongoing research is also carried out when it comes to the possibility of fiber orientation, since 'the higher the orientation index, the higher bending resistance' is achieved (in the fibers' direction). The lack of randomness is also desired due to the possible reduction of constructions' cracking.

It should also be mentioned that because of the relative indifference when it comes to the complexity of the project's geometry, the 3DP technology can reduce the material used in the cross-sections, where the internal forces do not require the same dimensions of the cross-section as in the most critical parts of the concrete construction [2, 3]. Local reduction of the cross-section's dimensions, in traditional methods, is not only complicated but also economically unfeasible. Examples of houses made of concrete printed in 3D technology are shown in Figs. 6 to 9. Examples of bridge structures in Figs. 10 and 11.



Fig. 6. A facility made in the 3DP technology in Dubai [2]



Fig. 7. Printed houses – Australia



Fig. 8. The first house created in the 3DP technology in Poland



Fig. 9. DFAB House, in Dübendorf – the first inhabited house made in a 3DP technology



Fig. 10. Shanghai – a concrete bridge with a 26 meters long span is currently the longest bridge made in the 3D print technology.



Fig. 11. A prestressed concrete bike bridge in the Netherlands, reinforced with fibers

Metal 3D printing. A significant development in the 3D technology has also been spotted in the construction processes using steel as its building material. This 3D printing technology uses laser to bind powdered materials – including metals [4, 5]. The high-powered laser emits a laser beam that heats the powder to bind together its particles, which are then dispersed in thin layers. The technology is called SLM – which stands for Selective Laser Melting. After the printing process is done, selected parts go through a heat treatment. This technology connects the desired freeform design feature with good mechanical properties. It also significantly reduces the construction time because it is quicker than traditional foundry processes thanks to the direct data use from the CAD softwares. It could reduce the needed assembly time and costs as well. A visible drawback of the presented method is the cost of the needed industrial printing units' components for 3DP (with the use of metal) – such as the galvanometric scanner or the fiber laser. Other, commonly known, metal 3DP

technologies are the EDB, DMLS/SLM or the Laser Cusing. An example of a metal bridge designed and made in 3D printing technology is shown in Fig. 12.



Fig. 12. A stainless-steel bridge construction, made with the use of an automated 3D print technology

The 3DP with the use of synthetics. Synthetics are processed at operating temperatures, up to 300°C - depending on the technology and the type of the printing device used. The used filaments should be brought to a semiliquid state. Currently the most frequently used materials in the presented technology are polymers - PA6, PBT, PET, PPS. PEKK and many others. Carbon or glass fibers as well as aluminium or components which reduce the flammability are common additions to the polyamides (PA). This enables the interference in the final stiffness, flammability or the anisotropy of the desired material. The printing technologies used with synthetics are the SLS, SLA or FDM. They are all an alternative option for injection moulded products, implementing the wanted freeform designing to the formation processes.

The SLS technology provides good isotropic mechanical properties, a flexible design approach, a high durability of the element, high performance (in accordance with the DIN EN ISO 286-1), easy processing as well as the possibility to re-use unbound particles of the powder. However, it is not a flaw free technology. The SLS printed elements are vulnerable to shrinkage and deformation – so the grooves and small openings are harder to print.

The FDM technology uses materials such as ABS, ASA, PLA, PET or nylon. It is based on selective settling of the plasticized material (in the nozzle the material heats to the temperature of 180-260°C) on the bed. Some extra supporting structures are often needed. There is also an increase of interest in the production with the use of filaments based on thermoplastic elastomers (TPE) – especially in medicine – tissue engineering, as well as in the electronics branch. The ability to modify the mechanical properties of the mentioned

filaments, along with the processability properties accelerates the still growing interest in this technology.

Answering the needs of elements bearing with special requirements, it is possible to use polymer materials with added strengthening components (fibers etc). It is surely a high potential and very promising technology, considering the fast development of the composite construction designs. An example of this is the footbridge with a span of 11m shown in Fig. 13.



Fig. 13. A pedestrian bridge made of plastic in the 3D print technology, where the span measures 11 meters

Conclusion. The construction industry is particularly well-suited to take the advantages of the 3DP technology however it still seems to be a distant perspective. The method itself, allows to manufacture prefabricated elements, small landscape facilities and detached houses, pedestrian bridges (of relatively little span lengths) etc. On that field, the considered technology is already prospering. Furthermore, the technology is a great solution for scale models used by architects. The 3-Dimensional print turned out to be a quick and an almost unbeatable way of presenting a concept to the potential investors. The visualization of the project became easier, giving an exact mapping of the surroundings and the structure itself, which helps to eliminate the risk of possible architectural or constructional mistakes. The technology facilitates the implementation of any needed amendments, whereas the scale models became one of the verification ways of the project's documentation and the building's proportions. However, more research and law regulations are needed to state the final applicability and limitations of the presented technology. Ensuring the mechanical properties along with the quality control work together to provide us with safe elements for the use of large-scale engineering. In the end it is worth to list down the main advantages and disadvantages of the 3DP

Advantages:

- Reduces power usage by up to 70% compared to traditional methods,
- produces less waste,
- possible use of recycled materials,
- high precision performance of the created elements,
- uses less labour lowering its cost in the general cost of the construction project,
- reduces the needed equipment on the construction site,
- increases the general safety in the construction industry,
- possible to use at night.

Disadvantages:

- questionable feasibility of the technology regarding not very complex projects,
- confusing procedures of the digital construction modeling processes,
- the costly development of concrete mixes – cement composites,
- no completed endurance tests of the used materials,
- unregulated legal aspects,
- relatively low availability of the possible materials and printing units.

References

- [1] <http://www.javelin-tech.com/3d-printer/industry/architecture/>
- [2] <http://3dprinting.com/news/winsun-3d-printed-giant-apartment-building-villa/>
- [3] <http://3dprint.com/38144/3d-printed-apartment-building/>
- [4] <http://www.dezeen.com/2015/10/19/joris-laarman-3d-printed-canal-bridge-amsterdam/>
- [5] <http://swiatdruku3d.pl/robot-samodzielnie-wydrkuje-stalowy-most-w-powietrzu/>

З М І С Т

Азізов Т.Н., Орлова О.М.	Інженерний спосіб визначення жорсткості при крученні залізобетонних елементів двотаврового перерізу з нормальними тріщинами.....	3
Андрійчук О.В., Кислюк Д.Я., Нінічук М.В.	Визначення несучої здатності нормальних перерізів комбіновано-армованих сталевібробетонних згинальних елементів.....	15
Вуків N.Z., Yasniy P.V., Iasnii V.P.	Modeling of mechanical behavior of reinforced concrete beam reinforced by the shape memory alloy insertion using finite elements method.....	24
Gomon S.S.	Fluence of age factor on main strength and deformative properties of timber.....	35
Коломійчук Г.П., Майстренко О.Ф., Коломійчук В.Г., Коломійчук В.Г.	Конструктивні рішення сучасних великопролітних трубобетонних аркових мостів.....	42
Кузьмич Р.В., Самчук В.П., Кислюк Д.Я., Савенко В.І.	Проектування енергоефективних будівельних конструкцій на основі числового моделювання температурних мостів.....	49
Олексюк А.С., Ужегов С.О., Ужегова О.А., Ротко С.В.	Вплив добавки Поліпласт СП-3 на міцність важкого бетону.....	56
Панасюк Я.І., Боярчук Б.А., Талах Л.О., Процюк В.О.	Визначення максимальної щільності ґрунту	64
Пахолук О.А., Чапюк О.С.	Забезпеченість українського ринку будівельної техніки вантажопідйомним обладнанням та його сервісним обслуговуванням.....	71

Плахотний Г.Н., Чернева О.С.	Застосування попереднього напруження для підвищення жорсткості та стійкості споруди.....	86
Ротко С.В., Швабюк В.В., Зубовецька Н.Т., Ужегова О.А., Гераськін О.О.	До проблеми уточнення рівнянь динаміки ортотропних оболонок із урахуванням деформацій поперечного зсуву та обтиснення.....	92
Талах Л.О., Шимчук О.П., Процюк В.О., Семерей А.С., Панасюк Я.І.	Металеві конструкції в сучасному будівництві.....	104
Тулашвілі Ю.Й., Кошелюк В.А.	Комп'ютерний аналіз поведінки структурно-неоднорідних матеріалів.....	112
Чапюк О.С., Гришкова А.В., Кислюк Д.Я., Пахолук О.А., Філіпчук С.В.	Збільшення зчеплення бетону зі склокомпозитною арматурою за рахунок покриття спеціальними речовинами, як варіант оптимізації виробничої бази будівництва.....	121
Черних О.А., Соколенко В.М.	Досвід застосування сучасних інформаційних технологій у навчальному процесі в СНУ ім. В. Даля	128
Olena Chernieva, Andrzej Wojnar, Sara Pogan	The 3DP – three-dimensional printing – is it a real prospect of automating the building processes?.....	140

Наукове видання

Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві

Збірник наукових праць

Випуск 13

Верстка С.В. Ротко

Редактор В.І. Шваб'юк

Підписано до друку 25 червня 2020 р. Формат 60 × 84 1/16.
Папір офсетний

Гарнітура Times New Roman. Друк трафаретний.
Умовн.друк.арк. 9,75. Тираж 100 пр. Зам. №___

Віддруковано ІВВ Луцького НТУ, 43018, м.Луцьк, вул. Львівська, 75