

# РОЗДІЛ 1

## АНАЛІТИЧНІ ТА ЧИСЛОВІ МЕТОДИ В МЕХАНІЦІ ТА ФІЗИЦІ РУЙНУВАННЯ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ І КОНСТРУКЦІЙ

УДК 624.12

### МОДЕЛЮВАННЯ ВИЗНАЧЕННЯ ВТРАТИ МІЦНОСТІ Й ДОВГОВІЧНОСТІ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЕНЕРГЕТИКИ, БУДІВЕЛЬ ТА ІНЖЕНЕРНИХ СИСТЕМ

*І. Добрянський, д. т. н., Л. Добрянська, к. е. н., Є. Іваник, к. ф.-м. н.  
Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Чимало конструктивних елементів атомних електростанцій, будівель та інженерних споруд, виготовлених з металу, бетону й залізобетону, піддаються дії не тільки експлуатаційних технологічних навантажень і температури, а й агресивних та радіаційних середовищ. Численні результати експериментальних досліджень і натурних спостережень свідчать про те, що дія радіаційних чинників призводить до істотних змін механічних властивостей матеріалу конструкції, а в деяких випадках – до зміни роботи самої конструкції. З дією радіації змінюються властивості металу, бетону й арматури, відбувається розпухання матеріалів [1]. У результаті напружений стан конструкції змінюється, а термін «життя» зменшується. Багато конструкцій останнім часом опинилися в зоні дії радіаційних чинників. Наприклад, конструкції в зоні дії наслідків аварії на Чорнобильській АЕС, різні конструкції ядерних реакторів, конструкції могильників і сховищ, що слугують для складування відпрацьованого палива і поховання інших радіоактивних відходів. Усі ці конструкції повинні забезпечувати захист об'єктів від негативної дії радіаційних чинників, а також зберігати свої функціональні властивості на певний період експлуатації. Оскільки під впливом радіаційного опромінення змінюється напружено-деформований стан елементів конструкцій, то для прогнозування цієї зміни необхідно мати розрахункові моделі й методи розрахунку, що враховують негативну дію радіаційних чинників.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Для розрахунку ресурсу (залишкового ресурсу) елементів конструкцій за відсутності дефектів застосовують критерії класичних теорій [2–8], а за наявності дефектів – критерії механіки руйнування [9–11]. У цих критеріях присутні

характеристики довговічності матеріалів, які визначаються на основі прийнятих методик національних стандартів [11] і які можуть бути реалізовані у звичайних умовах заводської лабораторії на стандартному устаткуванні. Водночас матеріали елементів конструкцій часто піддаються впливу різних опромінь, які спричинюють зміну їх міцності й довговічності, що не може бути знайдено в умовах заводської лабораторії. У таких випадках застосовують інші критерії міцності й довговічності матеріалів, і зміну їх характеристик знаходять на основі нестандартних методик, реалізація яких вимагає спеціального устаткування та умов їх реалізації.

Сьогодні низка енергоблоків в Україні вже виробила свій проектний термін експлуатації (30 років) або наближається до нього. Для подальшої експлуатації енергоблоків, що досягли проектного терміну служби, а також для розробки проектів АЕС нового покоління з терміном експлуатації понад 30 років, необхідне забезпечення безпечної експлуатації устаткування АЕС на нові, триваліші терміни служби. Тому питання обґрунтування продовження терміну служби атомного енергоустаткування із забезпеченням його безпечної експлуатації стають сьогодні дедалі важливішими й актуальнішими. За нормативними документами РДЕО 0185-2006 і РДЕО, що існують в атомній енергетиці, 0330-2001 продовження терміну служби енергоблоків АЕС проводять за вживання великого комплексу регламентованих заходів, що охоплюють, зокрема, оцінку технічного стану й розрахунок залишкового ресурсу елементів енергоблоків з урахуванням фактичного рівня механічних властивостей і виявлених під час експлуатації дефектів. Розрахунок залишкового ресурсу, визначення розмірів дефектів, що допускаються, виконують з урахуванням збільшення тріщиноподібних дефектів у процесі експлуатації. Оскільки устаткування АЕС експлуатується в умовах термічної, механічної, корозійної й радіаційної дій, то необхідно визначити вплив експлуатаційної дії на зміну властивостей металу устаткування і трубопроводів у процесі експлуатації, що дасть змогу прогнозувати їх зміну на продовжуваний термін експлуатації. У зв'язку з цим для забезпечення безпечної експлуатації актуальним стає вдосконалення розрахунків на міцність для обґрунтування продовження терміну служби з урахуванням тривалих термінів експлуатації.

Відсутність надійних даних про зміну характеристик жароміцності конструкційних сталей під дією нейтронного опромінення спричинює значну невизначеність у проектуванні активних зон ядерних апаратів, розрахунках їх на міцність і необхідність введення в розрахунок завищених коефіцієнтів запасу, що, врешті, знижує нейтронно-фізичні характеристики реакторів та їх економічність. При цьому велике значення мають питання,

пов'язані з впливом нейтронного опромінення на високотемпературну повзучість матеріалів та їх довготривалу міцність. Особливо великий інтерес становлять ті нечисленні дослідження повзучості й довготривалої міцності, які проведені безпосередньо в потоках реакторних випромінювань. Вони необхідні для розрахунку залишкового ресурсу елементів атомних електростанцій, які контактують з першим контуром. До таких елементів належать внутрішня частина корпусу реактора й різних трубопроводів, якими тече реакторна вода. В їх стінках утворюються поверхневі тріщини, що розвиваються в результаті високотемпературної повзучості, яка посилюється за рахунок радіоактивного опромінення.

Як показують результати експериментальних досліджень [9; 10], швидкість усталеної повзучості сталі типу 304 за температури  $T=650$  °C може збільшуватися у два-п'ять разів за інтенсивності потоку швидких нейтронів, що становить  $5 \cdot 10^{12}$  н.см<sup>-2</sup>.с<sup>-1</sup>. В оглядових частинах робіт [9; 10] наведено і багато інших прикладів збільшення швидкості усталеної високотемпературної повзучості за рахунок опромінення швидкими нейтронами.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – визначити залишковий ресурс труби з поверхневою тріщиною в її стінці, яка піддається дії довготривалого внутрішнього тиску, високої температури й радіаційного опромінення. Для цього побудуємо розрахункову модель, суть якої полягає в такому.

Необхідно визначити залишковий ресурс труби внутрішнього радіуса  $r = 0,5d_1$  товщини  $h_1 = 0,5(d_2 - d_1)$ , яка піддана дії внутрішнього довготривалого статичного тиску  $p$ , температури  $T$  і радіоактивного опромінення в дозі  $\Phi$  (флюенс). Вважається, що на внутрішній стінці труби вздовж її твірної розміщена поверхнева півеліптична тріщина з півосями  $a_0$  і  $b_0$  з площею  $S_0$  (рис. 1).

В умовах дії зовнішніх чинників, за яких реалізується явище високотемпературної повзучості, тріщина буде поширюватися, і труба втратить герметичність. Завдання полягає у визначенні часу  $t = t_*$ , коли площа тріщини  $S$  у результаті високотемпературної повзучості зросте до критичного розміру  $S = S_*$ , тобто  $b(t_*) = h_1$ , і труба розгерметизується.

Для розв'язання такої задачі побудуємо математичну модель опису кінетики поширення тріщини високотемпературної повзучості у трубі й визначення періоду її докритичного росту  $t = t_*$ .

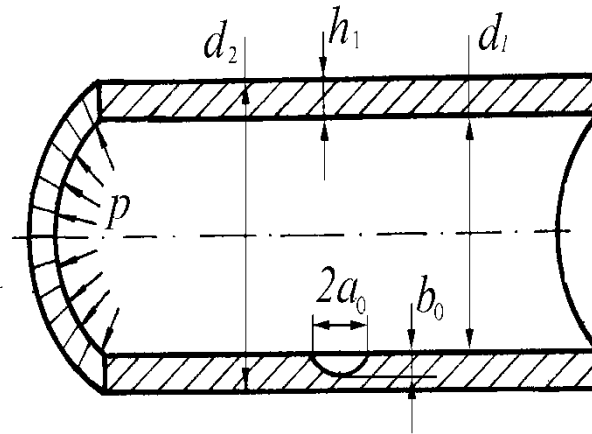


Рис. 1. Схема навантаження труби з півеліптичною тріщиною.

**Виклад основного матеріалу.** Застосуємо загальний енергетичний підхід, сформульований у [6]. На його основі для опису докритичного зростання тріщини високотемпературної повзучості отримаємо диференціальне рівняння

$$\frac{dS}{dt} = A_m \left[ \frac{K_I}{K_{IC}} \right]^{2m} \left[ 1 - \frac{K_I^2}{K_{IC}^2} \right]^{-1}. \quad (1)$$

Для повноти математичної моделі до рівняння додамо початкову й кінцеві умови

$$t = 0, \quad S(0) = S_0, \quad (2)$$

$$t = t_*, \quad S(t_*) = S_*, \quad (3)$$

де критична площа тріщини  $S = S_*$  визначається з критерію Ірвіна

$$K_I(S_*) = K_{IC}, \quad (4)$$

де  $A_m, m$  – характеристики високотемпературної повзучості [5; 6];  $K_I$  – коефіцієнт інтенсивності напружень біля контуру тріщини;  $K_{IC}$  – його критичне значення.

Отже, період докритичного збільшення тріщин високотемпературної повзучості у стінці труби визначається на основі співвідношень (1) - (4).

Щоб знайти залишковий ресурс труби (час до розгерметизації), застосуємо відомий [6] метод еквівалентних площ: зміна площі рухомої тріщини розглядуваної конфігурації наближено така, як для півкругової тріщини радіуса  $a$  рівної площі. Це значно спрощує розрахунки, але, як показано в [6], забезпечить для розрахунків достатню точність. Оскільки

товщина стінки труби  $h_1$  значно менша від її внутрішнього радіуса  $r$  ( $r \gg h$ ), то таку трубу з тріщиною під внутрішнім тиском  $p$  моделюватимемо пластиною товщини  $h_1$  з поверхневою тріщиною, яка розтягується рівнорозподіленими напруженнями  $\sigma_1 = rh_1^{-1}p$ . На основі цього та результатів роботи [6] рівняння (1) матиме вигляд

$$\frac{d\xi}{dt} = \frac{A_m}{h_1} \left[ \frac{K_I}{K_{IC}} \right]^{2m} \left[ 1 - \frac{K_I^2}{K_{IC}^2} \right]^{-1}, \quad (5)$$

$\xi = a/h_1$ ;  $K_I = 0,7prh_1^{-1} \sqrt{\pi h_1 \xi} (1 + 0,32\xi^2) (1,04 + 0,23\xi^2 - 0,11\xi^4)$  (6)  
за початкової й кінцевої умов

$$t = 0, \quad \xi(0) = \xi_0; \quad (7)$$

$$t = t_*, \quad \xi(t_*) = 1. \quad (8)$$

Підставляючи (6) у (5) та інтегруючи за умов (7), (8), отримаємо розв'язок у такому вигляді:

$$t_* = \frac{h_1}{A_m} \int_{\xi_0}^1 \left[ \frac{K_I}{K_{IC}} \right]^{-2m} \left[ 1 - \frac{K_I^2}{K_{IC}^2} \right] d\xi. \quad (9)$$

Для апробації формули (9) розглянемо конкретний випадок, коли досліджувана труба, виготовлена зі сталі ОХ16Н15МЗБ, експлуатується за температури  $650^\circ\text{C}$ , нейтронного опромінення  $\Phi = 5,3 \cdot 10^{12} \text{ н}\cdot\text{см}^{-2}\cdot\text{с}^{-1}$  потужністю  $E \geq 0,85 \text{ Мев}$ , має геометричні параметри  $h_1 = 8 \text{ мм}$ ,  $r = 20 \text{ мм}$ , і навантажена тиском  $p$ , що задовольняє умову  $\sigma_1 = 200 \text{ МПа}$  (за  $\xi_0 = 0,1$ ). Для зазначеної сталі у [9] наведені результати експериментальних досліджень високотемпературної повзучості цієї сталі за таких самих параметрів нейтронного опромінення. При цьому отримані дані для високотемпературної повзучості (усталена ділянка повзучості) добре описуються формулою

$$\varepsilon = \dot{\varepsilon} t, \quad (10)$$

де  $\varepsilon$  – значення деформації;  $\dot{\varepsilon}$  – швидкість повзучості на усталеній ділянці;  $t$  – час. У свою чергу швидкість повзучості на усталеній ділянці  $\dot{\varepsilon}$  визначається через напруження  $\sigma$  так:

$$\dot{\varepsilon} = A(\sigma\sigma_{0,2}^{-1})^n, \quad (11)$$

де  $\sigma_{0,2}$  – межа текучості сталі;  $A = 3,98 \cdot 10^{24}$  1/год;  $n = 17,8$ ;  $\sigma_{0,2} = 930$  МПа і  $A = 4,29 \cdot 10^9$  1/год;  $n = 7,2$ ;  $\sigma_{0,2} = 1100$  МПа відповідно, для зразків неопромінених і опромінених. На основі результатів робіт [5; 6] можна записати таку залежність:

$$\dot{\delta}_t = \delta_C \dot{\varepsilon} \varepsilon_C^{-1} \quad (12)$$

Аналізуючи задачу Грифітса, в якій пластинка з тріщиною розтягується зусиллями  $\sigma$ , можемо записати таке співвідношення:

$$\frac{K_I(\sigma, l)}{K_I(\sigma_*, l)} = \frac{\sigma \sqrt{\pi l}}{\sigma_* \sqrt{\pi l}} = \sigma \sigma_*^{-1} \quad (13)$$

Для багатьох матеріалів приймаємо [3]  $\sigma_* \approx \sigma_{0,2}$ ,  $K_I(\sigma_*, l) = K_{IC}$ . Тоді на основі співвідношень (11)–(13) запишемо таку формулу:

$$\dot{\delta}_t = \delta_C \varepsilon_C^{-1} A \left[ \frac{K_I}{K_{IC}} \right]^n \quad (14)$$

На основі результатів робіт [5; 6] і формули (14) співвідношення (9) можемо записати:

$$t_* = \frac{h_1 \varepsilon_C}{\delta_C A} \int_{\xi_0}^1 \left[ \frac{K_I}{K_{IC}} \right]^{-n} \left[ 1 - \frac{K_I^2}{K_{IC}^2} \right] d\xi \quad (15)$$

Величини  $\varepsilon_C, \delta_C, K_{IC}$ , які входять до формули (15), визначаємо на основі результатів робіт [9; 11; 12] у такому вигляді:  $K_{IC} = 251$  МПа·м<sup>1/2</sup>;  $\varepsilon_C = 0,1$ ;  $\delta_C = 0,3$  і  $K_{IC} = 198$  МПа·м<sup>1/2</sup>;  $\varepsilon_C = 0,25$ ;  $\delta_C = 0,83$  мм відповідно для зразків неопромінених і опромінених. Підставляючи значення наведених характеристик у формулу (15), отримаємо: для неопроміненої труби

$$t_* = 3,46 \cdot 10^{18} \int_{\xi_0}^1 K_I^{-15,8} (K_I^{-2} - 1,59 \cdot 10^{-5}) d\xi \quad (16)$$

для опроміненої труби

$$t_* = 4,60 \cdot 10^8 \int_{\xi_0}^1 K_I^{-5,2} (K_I^{-2} - 2,55 \cdot 10^{-5}) d\xi \quad (17)$$

де у формулі (13)  $K_I = 22,19 \sqrt{\xi} (1 + 0,32 \xi^2) (1,04 + 0,32 \xi^2 - 0,11 \xi^4)$ .

На основі формул (16) і (17) на рис. 2 побудовані графічні залежності довговічності  $t_*$  труби з тріщиною від її початкового розміру  $\varepsilon_0$  (крива 1 – неопромінена труба; крива 2 – опромінена труба). Як видно з рис. 2, радіаційне опромінення труби значно скорочує її довговічність.

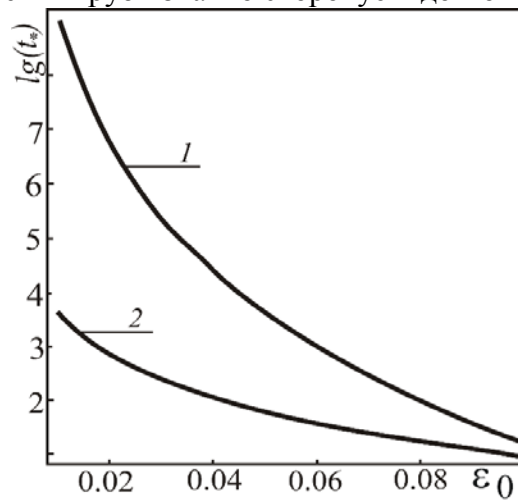


Рис. 2. Графічна залежність залишкового ресурсу труби  $t_*$  від  $\varepsilon_0$ :  
1 – неопромінена труба; 2 – опромінена труба.

Дослідимо, як впливає радіаційне опромінення на напружено-деформований стан балкової конструкції, вільної від навантаження, підсиленої з нижньої поверхні сталеву смуговою арматурою товщиною  $h$ . Обчислювальний експеримент виконаємо з використанням тих самих вихідних даних. Модуль Юнга і коефіцієнт Пуассона сталі, відповідно, дорівнюють  $21 \cdot 10^4$  МПа та 0,25.

Загальновідомо, що бетон чинить опір стиску і значно гірше – розтягу. Тому включення сталеві арматури в розтягнуту зону конструктивних елементів суттєво підвищує їх несучу здатність [4; 7; 12; 16–22]. Зазначимо, що сталь монтується не лише в розтягнутій зоні, а й у зоні стиску – для забезпечення жорсткості арматурного каркаса. Розглянемо випадок смугові арматури, що дає підстави перейти від просторово тривимірної до плоскої задачі теорії пружності, й використаємо метод скінчених елементів [23–26].

Розрахунки показують, що монтування поздовжнього шару арматури сприяє зменшенню напружень у бетонній частині конструкції. При цьому їх значення відчутно зменшуються у разі збільшення арматурної смуги, тобто арматурний шар бере частину навантаження на себе.

На рис. 3 показано переміщення  $u_y$  точок нижньої поверхні балки, підсиленої знизу смуговою сталевією арматурою товщиною  $h = H/50$  за випадку, коли матеріал усієї балки рівномірно в об'ємі деградував у результаті тривалого радіаційного опромінення (суцільна лінія), у вихідному стані (штрихова лінія) і коли лише ліва половина прогону перебувала в зоні опромінення (штрих-пунктирна лінія).

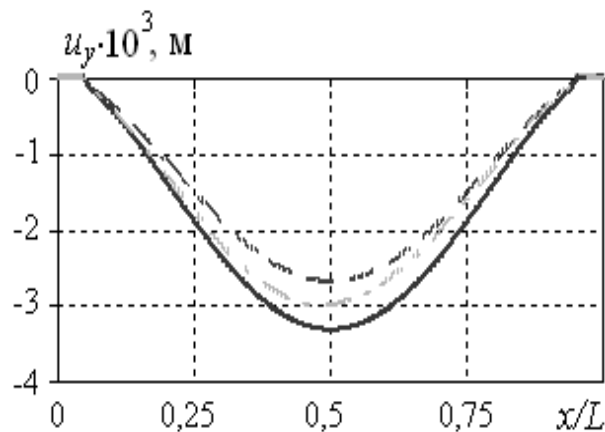


Рис. 3. Прогин прогону залізобетонної балки на опорах з накопиченою радіацією (суцільна лінія), у вихідному стані (штрихова лінія) й у разі, коли опромінювалася лише ліва половина прогону (штрих-пунктирна лінія).

На рис. 4 і 5 для зазначених випадків показано відповідно напруження на верхній і нижній поверхнях залізобетонної конструкції. Власне кажучи, рис. 4 відображає напружений стан у сталевій арматурі.

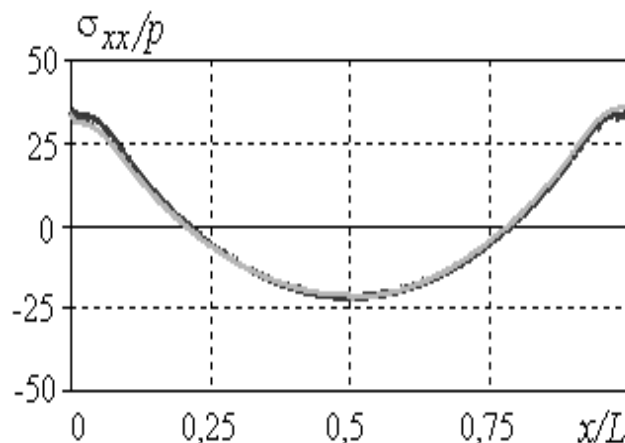


Рис. 4. Напруження на навантаженій поверхні прогону залізобетонної балки за накопиченого опромінення всій балці, у вихідному стані та коли опромінювалася ліва половина прогону.



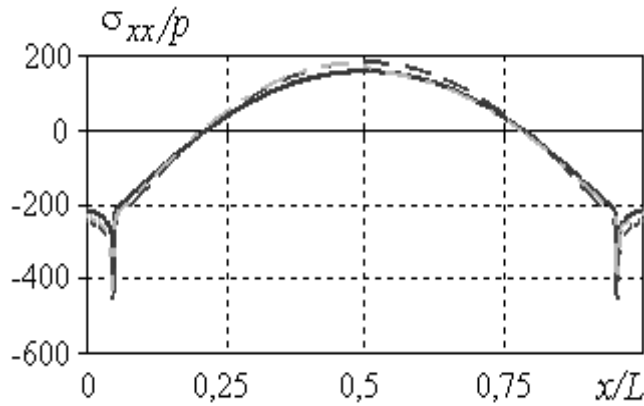


Рис. 5. Напруження у сталевій арматурі (на нижній поверхні прогону залізобетонної балки) за накопиченого опромінення у бетоні всієї конструкції (суцільна лінія), у вихідному стані (штрихова лінія) та коли опромінювалася ліва половина прогону (штрих-пунктирна лінія).

За підсилення балки двома смужками арматури товщиною  $h = H/50$  (з верхньої та нижньої поверхонь) вплив накопиченої радіації на напружено-деформований стан залізобетонної конструкції ще більше зменшується (рис. 6).

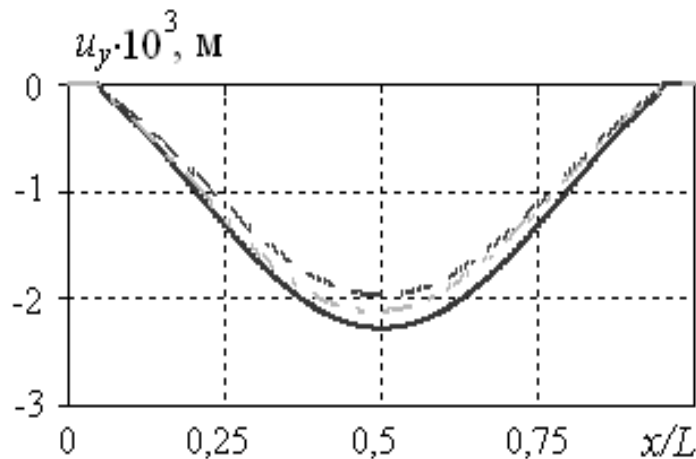


Рис. 6. Прогин прогону залізобетонної балки, підсиленої з обох поверхонь сталевую арматурою товщиною  $h = H/50$ .

Дослідження збіжності та достовірності отримуваних результатів за допомогою критерію практичної збіжності (за допомогою порівняння розв'язків, отриманих на різних скінченно-елементних поділах ділянки і в межах різних математичних моделей) показали, що досить точні розв'язки

отримуємо вже за двох елементів за висотою балки (розміри елементів в інших вимірах приймали такими, щоб елементи максимально наближалися до квадратів у разі плоскої задачі, й кубів – у разі просторово тривимірної задачі).

**Висновки.** На основі енергетичного підходу сформульовані розрахункові моделі для визначення залишкового ресурсу елементів конструкцій за силового навантаження, лазерного і радіаційного опромінення. Проаналізовано вплив радіаційного опромінення на характеристики високотемпературної міцності конструкційних матеріалів, а також енергетичного підходу для визначення періоду докритичного збільшення тріщин високотемпературної повзучості в елементах конструкцій за довготривалого статичного навантаження й радіаційного опромінення. Конкретний розрахунок ресурсу елемента конструкції показав, що радіаційне опромінення може знизити його залишковий ресурс у декілька разів. Показано, що коефіцієнт запасу міцності конструкції зі збільшенням дози радіації зменшується насамперед через зменшення межі текучості бетону.

#### Бібліографічний список

1. Андрейків О. Є. Визначення залишкової довговічності тонкостінних елементів конструкцій при двохосьовому навантаженні / О. Є. Андрейків, М. Б. Кіт // Фіз.-хім. механіка матеріалів. – 2006. – № 1. – С. 11–16.
2. Андрейків О. Є. Докритичний ріст плоскої тріщини в тривимірному тілі за високотемпературної повзучості / О. Є. Андрейків, Н. Б. Сас // Фіз.-хім. механіка матеріалів. – 2008. – № 2. – С. 19–26.
3. Андрейків О. Є. Математична модель для визначення періоду докритичного поширення тріщин високотемпературної повзучості в твердих тілах / О. Є. Андрейків, Н. Б. Сас // Доп. НАН України. – 2006. – № 5. – С. 47–52.
4. Андрейків О. Є. Механіка руйнування металічних пластин при високотемпературній повзучості / О. Є. Андрейків, Н. Б. Сас // Фіз.-хім. механіка матеріалів. – 2006. – № 2. – С. 62–68.
5. Андрейкив А. Е. Усталостное разрушение и долговечность конструкций / А. Е. Андрейкив, А. И. Дарчук. – К. : Наук. думка, 1992. – 184 с.
6. Бабей Ю. И. Физические основы импульсного упрочнения стали и чугуна / Ю. И. Бабей. – К. : Наук. думка, 1988. – 240 с.
7. Бартелеми Б. Огнестойкость строительных конструкций / Б. Бартелеми, Ж. Крюппа. – М. : Стройиздат, 1985. – 256 с.
8. Влияние реакторных излучений на сопротивление ползучести и длительную прочность аустенитной нержавеющей стали ОХ16Н15МЗБ / [Писаренко Г. С., Кисельовский В. Н., Полевой Д. В. и др.] // Проблемы прочности. – 1974. – № 4. – С. 3-8.
9. Ибрагимов Ш. Ш. Радиационные повреждения металлов и сплавов / Ш. Ш. Ибрагимов, В. В. Кирсанов, Ю. С. Пятилетов. – М. : Энергоатомиздат, 1985.

– 240 с.

10. Ковчик С. Е. Характеристики кратковременной трещиностойкости материалов и методы их определения. Механика разрушения и прочность материалов : справ. пособие / С. Е. Ковчик, Е. М. Морозов. – К. : Наук. думка, 1988. – Т. 3. – 436 с.
11. Оценка вязкости разрушения корпусных материалов реактора ВВЭР-1000 / [Гринник Э. У., Ревка В. Н., Чирко Л. И., Чайковский Ю. В.] // Ядерная физика та енергетика. – 2007. – Т. 19, № 1. – С. 83–88.
12. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О. Я. Берг. – М. : Стройиздат, 1962. – 96 с.
13. Божидарнік В. В. Механіка руйнування, міцність і довговічність неперервно армованих композитів : монографія : у 2 т. / В. В. Божидарнік, О. Є. Андрейків, Г. Т. Сулим. – Луцьк : Надстир'я, 2007. – Т. 1: Основи механіки руйнування неперервно армованих композитів. – 2007. – 400 с.
14. Божидарнік В. В. Механіка руйнування, міцність і довговічність неперервно армованих композитів : монографія : у 2 т. / В. В. Божидарнік, О. Є. Андрейків, Г. Т. Сулим. – Луцьк : Надстир'я, 2007. – Т. 2: Математичні методи в задачах механіки руйнування неперервно армованих композитів. – 2007. – 424 с.
15. Добрянський І. Вплив перепаду температур на несучу здатність та експлуатаційну надійність сталобетонних балок / І. Добрянський, А. Грицевич // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2003. – № 4. – С. 15-18.
16. Добрянський І. М. Врахування конвективного теплообміну при дослідженні процесів термічного розтріскування в бетонних зразках за дії лазерного опромінення на основі моделі крихкого руйнування / І. М. Добрянський // Машинознавство. – 2012. – № 1 (175). – С. 32–35.
17. Добрянський І. Вплив зміни температури від  $-30^{\circ}\text{C}$  до  $+70^{\circ}\text{C}$  на несучу здатність сталобетонних балок / І. Добрянський, А. Грицевич // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2007. – № 8. – С. 95-99.
18. Добрянський І. Корозія і захист арматури в бетоні / І. Добрянський, І. Ніконець, В. Молодих // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2002. – № 3. – С. 18-21.
19. Добрянський І. М. Напружений стан елементів бетонних конструкцій за дії загального і локалізованого іонізуючого опромінення / І. М. Добрянський // Машинознавство. – 2011. – № 5–6 (167–168). – С.49–51.
20. Дубровский В. Б. Бетоны в защите ядерных реакторов при высоких температурах / В. Б. Дубровский. – М. : Стройиздат, 1967. – 121 с.
21. Мурашов В. И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона / В. И. Мурашов. – М. : Изд-во Мин. стр-ва предприятий машиностроения, 1950. – 350 с.
22. Безухов Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести / Н. И. Безухов. – М. : Высш. шк., 1961. – 583 с.
23. Бенерджи П. Методы граничных элементов в прикладных науках /

- П. Бенерджи, Р. Баттерфилд. – М. : Мир, 1984. – 494 с.
24. Демидов С. П. Теория упругости / С. П. Демидов. – М. : Вища шк., 1979. – 432 с.
25. Морозов Е. М. Метод конечных элементов в механике разрушения / Е. М. Морозов, Г. П. Никишков. – М. : Наука, 1980. – 256 с.
26. Сахаров А. С. Метод конечных элементов в механике твердых тел / А. С. Сахаров, И. Альтенбах. – К. : Вища шк., 1982. – 480 с.

**Добрянський І., Добрянська Л., Іваник Є. Моделювання визначення втрати міцності й довговічності конструктивних елементів енергетики, будівель та інженерних систем**

Сформульовано підходи до визначення довготривалої міцності й довговічності елементів конструкцій за довготривалого силового навантаження й опромінення фізичними джерелами.

**Ключові слова:** міцність, довговічність, іонізоване опромінення, температурні напруження, деформації, енергетичний підхід.

**Dobryanskyy I., Dobryanska L., Ivanyk E. Modelling of determining of the loss of strength and durability of the structural elements of energy, buildings and engineering system**

Computational models are formulated to determine the long-term strength and durability of structural elements for long-term power load and natural sources of radiation.

**Key words:** strength, long life, ionization irradiation, thermal stresses, deformation, energy approach.

**Добрянский И., Добрянская Л., Иваник Е. Моделирование определения утери прочности и долговечности конструктивных элементов энергетики, строений, инженерных систем**

Сформулированы подходы к определению длительной прочности и долговечности элементов конструкций в условиях силового нагружения и облучения физическими источниками.

**Ключевые слова:** прочность, долговечность, ионизированное облучение, температурные напряжения, деформации, энергетический подход.

УДК 539.377

**РОЗРАХУНОК ТЕМПЕРАТУРНИХ НАПРУЖЕНЬ  
У ПЛАСТИНЧАСТИХ СИСТЕМАХ ЗА ОДНОВИМІРНОГО  
РОЗПОДІЛУ ТЕМПЕРАТУРИ**

*Л. Добрянська, к. е. н., Р. Шмиг, к. т. н., О. Грицина, аспірант,  
М. Івчук, асистент, С. Нікіфоряк, ст. викладач, А. Височенко, ст. викладач,  
О. Коваль, зав. лабораторією  
Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Дотримання безпечної експлуатації будівель і споруд, а також технологічного обладнання, є одним із найважливіших завдань сучасної інженерії для забезпечення надійної роботи інженерно-технологічних галузей економіки індустріальної держави.

Сучасні тенденції розвитку інженерної практики свідчать, що першочерговою є проблема контролю за термонапруженим станом елементів конструкцій і одночасно забезпечення таких умов перебігу експлуатації, за яких унеможливується виникнення небажаного внутрішнього термонапруженого стану з погляду міцності, жорсткості та стійкості. Сьогодні складно уявити процес конструювання та виготовлення машинобудівних конструкцій, елементів будівель і споруд без використання ефективних технологій з метою забезпечення на заданому рівні механічних властивостей конструкційних матеріалів, позитивного стосовно технології характеру розподілу напружень і деформацій. Серед таких технологій важливо відзначити обробку елементів конструкцій джерелами нагрівання, яка за умов належного контролю дає змогу суттєво підвищити надійність і довговічність металоконструкцій. У зв'язку з цим однією з найважливіших проблем механіки деформівного твердого тіла залишається побудова моделей розрахунку напруженості й деформативності елементів конструкцій, що перебувають під дією термомеханічного навантаження.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Розвиток і вдосконалення нових ефективних технологій термічної обробки елементів інженерних конструкцій та деталей машин неможливий без дослідження перехідних термомеханічних процесів у деформівних твердих тілах за використання різних за своїми властивостями джерел нагрівання. За інтенсивного місцевого опромінення твердих тіл існує комплекс взаємозв'язаних явищ теплоперенесення, деформування і зміни внутрішньої структури матеріалів, з яких виготовлено конструктивні елементи. Застосування процесу нагрівання на практиці потребує ґрунтовного аналізу зазначених явищ, встановлення ступеня їх взаємовпливу, а також визначення таких

технологічних параметрів як середня й локальна швидкості нагрівання-охолодження, глибина прогрітого шару, розподіл температури та її градієнтів у зоні термічної дії застосовуваних джерел тепла, оцінки температурних напружень та характерних структурних змін, які виникають під час нагрівання [1–4].

Отже, нагрівання суттєво впливає на роботу будівельних конструкцій в умовах експлуатації. З підвищенням температури знижується їх міцність, тріщиностійкість, збільшується деформація. Урахування впливу температури на роботу стрижневих елементів будівельних конструкцій дає змогу підвищити термін їх експлуатації в умовах дії високих температур, що донедавна майже нехтували проєктанти [5-11].

**Постановка завдання.** Враховуючи сутність науково-технічної проблеми, основне завдання нашого дослідження – розробка методики розрахунку теплового та зумовленого температурою напружено-деформованого стану в тонкостінних елементах будівельних конструкцій типу пластин за дії одновимірного температурного поля.

**Виклад основного матеріалу.** Розглянемо тонку прямокутну пластину сталюї товщини, в якій розподіл зміни температури є функцією координати  $y$  (див. рис.) і не залежить від інших координат  $x, z$ .

Якщо кінці пластини закріплені, то вразі її нагрівання з'являться, згідно з рівняннями теорії пружності [1; 3], поздовжні стискальні напруження, які за відсутності випучування виражаються формулою:

$$\sigma_x = -\alpha_t E T(y). \quad (1)$$

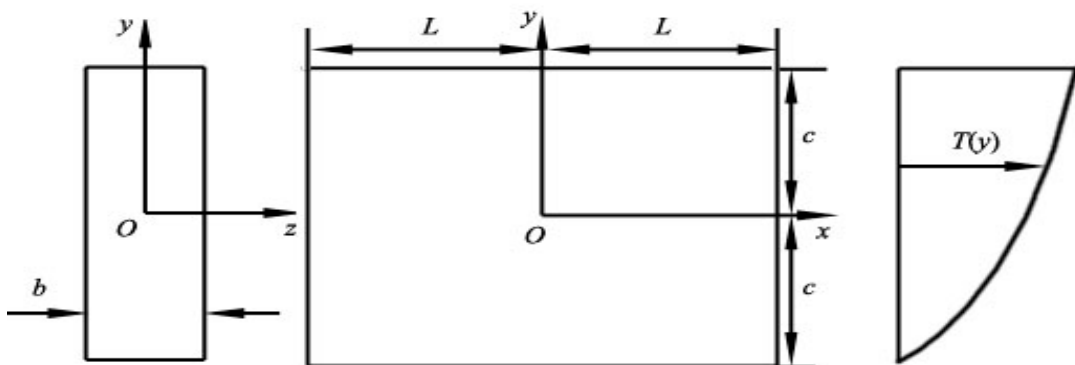


Рис. Тонка пластина за одновимірним розподілом температури.

Якщо пластина на кінцях вільна від зовнішніх зусиль (не закріплена), то для визначення температурних напружень, які виникають при цьому, необхідно до напружень, які обчислюють згідно зі залежностями відповідно до плоскої задачі термопружності, додати напруження, які виникають у пластині внаслідок прикладання розтягувальних сил інтенсивністю  $\alpha_t ET(y)$ , розподілені по кінцях. Ці розтягувальні напруження забезпечують результуючу силу

$$P_x = \int_{-c}^c \alpha_t ET(y) b dy \quad (2)$$

і на достатній від кінців відстані виникають рівномірно розподілені розтягувальні напруження:

$$(\sigma_x)_{розт} = \frac{P_x}{F} = \frac{P_x}{2cb} = \frac{1}{2c} \int_{-c}^c \alpha_t ET(y) b(y) dy. \quad (3)$$

Якщо температурний розподіл несиметричний, то додаткові розтягувальні напруження мають результуючий момент

$$M_z = \int_{-c}^c \alpha_t ET(y) b y dy. \quad (4)$$

На достатній віддалі від кінців придатна формула для нормальних напружень згину, отож цей результуючий момент спричинить напруження згину

$$(\sigma_x)_{зм} = \frac{M_z y}{I_z} = \frac{3M_z y}{2c^2 b} = \frac{3y}{2c^2} \int_{-c}^c \alpha_t ET(y) y dy. \quad (5)$$

Отже, повне напруження в тонкій незакріпленій пластині на відстані від її кінців дорівнює:

$$\sigma_x = -\alpha_t ET(y) + \frac{1}{2c} \int_{-c}^c \alpha_t ET(y) dy + \frac{3y}{2c^3} \int_{-c}^c \alpha_t ET(y) y dy. \quad (6)$$

Якщо закріплення країв чинить спротив тільки згину, то в цьому рівнянні відкидається останній доданок, а якщо тільки стиску – другий доданок.

Для балки, в якій товщина  $b$  змінюється з висотою, рівняння (6) на основі формул (3), (4) має вигляд:

$$\sigma_x = -\alpha_t ET(y) + \frac{1}{F} \int_{-c}^c \alpha_t ET(y) b(y) dy + \frac{y}{J_z} \int_{-c}^c \alpha_t ET(y) b(y) y dy, \quad (7)$$

де  $F$  – поперечний переріз балки;  $b(y)$  – ширина балки;  $J_z$  – момент інерції відносно осі  $z$ , яка проходить через центр ваги поперечного перерізу.

Якщо балка має несиметричний переріз і  $x$  та  $y$  – осі, що проходять через центр ваги поперечного перерізу цієї балки, то замість рівняння (6) матимемо

$$\sigma_z = \alpha_t E(T_0 - T), \quad T_0 = \hat{T} - K_1 x - K_2 y, \quad \hat{T} = \iint_F T dF,$$

$$K_1 = \frac{J_{xy} \int_F T y dF - J_x \int_F T x dF}{J_x J_y - J_{xy}^2}, \quad K_2 = \frac{J_{xy} \int_F T x dF - J_x \int_F T y dF}{J_x J_y - J_{xy}^2}. \quad (8)$$

Тут у формулі (8) позначено:  $F$  – площа поперечного перерізу;  $J_x$  і  $J_y$  – моменти інерції відносно осей  $x$  та  $y$ ;  $J_{xy}$  – доцентровий момент інерції. Відзначимо, що формули для величин  $K_1$  та  $K_2$  отримують аналогічно, як і для напружень за косою згину [1].

Далі розглянемо товсту пластину (плиту) зі змінною за товщиною температурою. Також можна скористатися схемою, зображеною на рисунку, вважаючи при цьому величину  $b$  достатньо великою й розглядаючи її як ширину, а  $2c$  – як товщину пластини. Оскільки розмір пластини вздовж осі  $z$  значний і елементи її розширюються у цьому напрямі по-різному внаслідок нерівномірного розподілу  $T(y)$ , то у пластині будуть створюватися як напруження  $\sigma_z$ , так і напруження  $\sigma_x$ . За повного закріплення на краях у напрямках  $x$  та  $z$  у рівняннях для компонент деформації треба покласти  $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$  і  $\sigma_y = 0$ , що приводить до залежності

$$\sigma_x = \sigma_z = -\frac{\alpha_t E T(y)}{1-\nu}.$$

Отже, рівняння (6) у випадку вільної товстої плити для віддалених точок від країв набуває вигляду:

$$\sigma_x = \sigma_z = -\frac{\alpha_t E T(y)}{1-\nu} + \frac{1}{2c(1-\nu)} \int_{-c}^c \alpha_t E T(y) dy + \frac{3y}{2c^3(1-\nu)} \int_{-c}^c \alpha_t E T(y) y dy \quad (9)$$

Розглянемо вільну тонку пластину, коли температура змінюється за параболічним законом, тобто

$$T = T_0 \left( 1 - \frac{y^2}{c^2} \right).$$

Із рівняння (6) знаходимо напруження у пластині

$$\sigma_x = \frac{2}{3} \alpha_t E T_0 - \alpha_t E T_0 \left( 1 - \frac{y^2}{c^2} \right).$$



Допустимо, що ця пластина скріплена зі стрингером, розміщеним в її центрі, і має при цьому нульову температуру  $T = 0$ . Нехай площа стрингера дорівнює  $kcb$ ; матеріали пластини і стрингера однакові. Тоді згідно зі залежністю отримуємо:

$$\sigma_x = \frac{4}{3(k+2)} \alpha_t E T_0 - \alpha_t E T_0 \left(1 - \frac{y^2}{c^2}\right) \text{ (у пластині);}$$

$$\sigma_x = \frac{4}{3(k+2)} \alpha_t E T_0 \text{ (у стрингері).}$$

Якщо підрахувати напруження згідно зі залежністю (1), прийнявши для розрахунку середню температуру  $2T_0/3$ , отримуємо:

$$\sigma_x = -\frac{2k}{3(k+2)} \alpha_t E T_0 \text{ (у пластині);}$$

$$\sigma_x = \frac{4}{3(k+2)} \alpha_t E T_0 \text{ (у стрингері).}$$

Отже, наближений розрахунок за середньою температурою пластини забезпечує правильний результат для величини напруження у стрингері, але для самої пластини отримуємо тільки середнє значення напруження, яке може бути значно меншим за максимальне.

Варто пам'ятати, що наведені формули не забезпечують правильних результатів для значень напружень поблизу країв вільної балки або пластини. Поблизу країв існує двовимірний розподіл напружень, і для їх визначення треба використовувати складніші формули теорії пружності, або використати наближену методику розрахунку за дотичними напруженнями.

**Висновки.** Розглянуто тонку прямокутну пластину сталої товщини, в якій розподіл зміни температури є функцією однієї координати. Подані формули не забезпечують правильних результатів для значень напружень поблизу країв вільної балки або пластини. Поблизу країв наявний двовимірний розподіл напружень.

#### Бібліографічний список

1. Безухов Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести / Н. И. Безухов. – М. : Высш. шк., 1961. – 583 с.
2. Берман Р. Теплопроводность твердых тел / Р. Берман. – М. : Мир, 1979. – 288 с.
3. Боли Б. Теория температурных напряжений / Б. Боли, Дж. Уэйнер. – М. : Мир, 1964. – 517 с.
4. Гейтвуд Б. Е. Температурные напряжения, применительно к самолетам, снарядам, турбинам и ядерным реакторам / Б. Е. Гейтвуд. – М. : Изд-во иностр. лит., 1959. – 350 с.
5. Гольденблатт И. И. Нелинейные проблемы теории упругости /

- И. И. Гольденблатт. – М. : Наука, 1974. – 486 с.
6. Зарубин В. С. Инженерные методы решения задач теплопроводности / В. С. Зарубин. – М. : Энергоатомиздат, 1983. – 328 с.
7. Коляно Ю. М. Методы теплопроводности и термоупругости неоднородного тела / Ю. М. Коляно. – К. : Наук. думка, 1992. – 280 с.
8. Коренев Б. Г. Задачи теории теплопроводности и термоупругости / Б. Г. Коренев. – М. : Наука, 1980. – 400 с.
9. Мак-Адамс В. Х. Теплопередача / В. Х. Мак-Адамс. – М. : Metallurgizdat, 1961. – 400 с.
10. Михеев М. А. Основы теплопередачи / М. А. Михеев, И. М. Михеева. – М. : Энергия, 1977. – 343 с.
11. Мотовиловец И. А. Термонапряженное состояние прямоугольной пластины при воздействии многоступенчатого источника тепла / И. А. Мотовиловец, А. М. Новикова, С. И. Шевченко // Динамика и прочность машин. – 1980. – Вып. 31. – С. 89-96.

**Добрянська Л., Шмиг Р., Грицина О., Івчук М., Нікіфоряк С., Височенко А., Коваль О. Розрахунок температурних напружень у пластинчастих системах за одновимірного розподілу температури**

Розглянуто тонку прямокутну пластину сталої товщини, в якій розподіл зміни температури є функцією однієї координати; виявлено, що наведені формули не забезпечують правильних результатів для значень напружень в околі країв вільної балки або пластини, оскільки поблизу країв наявний двовимірний розподіл напружень.

**Ключові слова:** пластина, температурні напруження, деформації, одновимірний розподіл температури.

**Dobryanska L., Shmyh R., Hritsina O., Ivchuk M., Nikiforyak S., Vysochenko A., Koval O. The calculating of temperature stresses in plate systems by one-dimensional distribution of temperature**

It is considered thin rectangular plate of constant thickness in which the distribution of temperature is function of one coordinate; determined that given formulae not give the true results for value on close be edge of free beam or plate therefore on the edge there are two-dimensional distribution of stresses.

**Key words:** plate, temperature stresses, deformation, one-dimensional distribution of temperature.

**Добрянская Л., Шмыг Р., Грицына О., Ивчук М., Никифоряк С., Высоченко А., Коваль О. Расчет температурных напряжений в пластинчатых системах при одномерном распределении температуры**

Рассмотрена тонкая прямоугольная пластина постоянной толщины, в которой распределение температуры есть функцией одной координаты; установлено, что полученные формулы не дают правильных результатов для значений напряжений в окрестности краев свободной балки или пластины,

поскольку вблизи краев имеет место двумерное распределение напряжений.

**Ключевые слова:** пластина, температурные напряжения, деформации, одномерное распределение температуры.

УДК 539.3

## МЕТОД $R$ -ФУНКЦИЙ У НЕСТАЦИОНАРНИХ ЗАДАЧАХ ТЕПЛОПРОВІДНОСТІ УЗАГАЛЬНЕНОЇ ТЕРМОМЕХАНІКИ

*Ю. Боднар, к. т. н.*

*Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Існують випадки, наприклад, за дії серії короткочасних лазерних імпульсів високої інтенсивності, коли виникає потреба у врахуванні кінцевої швидкості поширення тепла за різних теплофізичних розрахунків.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** У низці досліджень [1–3] вказано на необхідність врахування кінцевої швидкості поширення тепла. У праці [1] розглянуто задачі ідентифікації температурних полів в ізолюючих конструкціях чорної металургії; у [2] – розігрів поверхні тіла високоінтенсивними короткочасними лазерними імпульсами; у [3] – вплив процесів релаксації теплового потоку на розподіл хвиль перемикавання в активних середовищах.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – враховуючи актуальність кінцевої швидкості поширення тепла для низки практичних задач, розглянути нестационарну задачу теплопровідності з урахуванням релаксації теплового потоку, яка є однією зі складових задачі узагальненої термомеханіки. Задачу розглянемо в рамках теорії  $R$ -функцій. Різні аспекти практичного використання методу  $R$ -функцій для розв'язання класичного рівняння теплопровідності наведені в монографії [4].

**Виклад основного матеріалу.** Розглядатимемо рівняння теплопровідності [5]:

$$\Delta t - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 t}{\partial \tau^2} - \frac{1}{a} \frac{\partial t}{\partial \tau} = 0 \quad \text{в } \Omega \quad (1)$$

за початкових умов

$$t(x, 0) = t^{(0)}(x), \quad \frac{\partial t}{\partial \tau}(x, 0) = t^{(1)}(x), \quad (2)$$

де  $\tau$  – час ( $\tau \in [0, \tau_N]$ ),  $t(x, \tau)$  – температура;  $c = \sqrt{\frac{a}{\tau_r}}$  – швидкість поширення тепла;  $\tau_r$  – час релаксації теплового потоку;  $a$  – коефіцієнт температуропровідності;  $\Delta$  – оператор Лапласа;  $\Omega$  – нормальний перетин циліндричного тіла (ділянка на площині  $x_1 O x_2$ );  $t^{(0)}(x)$ ,  $t^{(l)}(x)$  – задані функції,  $x = (x_1, x_2)$ .

Вважаємо, що на поверхні  $\partial\Omega$  тіла  $\Omega$  – задана межева умова [5]

$$\lambda_t \frac{\partial t}{\partial n} + \alpha_s \left( I + \tau_r \frac{\partial}{\partial \tau} \right) (t - t^c) = 0, \quad (3)$$

де  $\alpha_s$  – коефіцієнт теплообміну (тепловіддачі) з поверхні тіла;  $\lambda_t$  – коефіцієнт теплопровідності ізотропного тіла;  $n$  – зовнішня нормаль до поверхні тіла;  $t^c(x, \tau)$  – температура середовища, яке омиває поверхню тіла.

Похідні за часом у (1) – (3) замінюємо скінченними різницями

$$\begin{aligned} \frac{\partial t}{\partial \tau}(x, \tau_k) &= \frac{t(x, \tau_k) - t(x, \tau_{k-1})}{h} \\ \frac{\partial^2 t}{\partial \tau^2}(x, \tau_k) &= \frac{t(x, \tau_k) - 2t(x, \tau_{k-1}) + t(x, \tau_{k-2})}{h^2} \end{aligned} \quad (4)$$

Тоді одержимо послідовність стаціонарних задач теплопровідності

$$\Delta t_k - \left( \frac{1}{c^2 h^2} + \frac{1}{ah} \right) t_k = - \left( \frac{2}{c^2 h^2} + \frac{1}{ah} \right) t_{k-1} + \frac{1}{c^2 h^2} t_{k-2} \quad \text{в } \Omega \quad (5)$$

з межовими умовами

$$\lambda_t \frac{\partial t_k}{\partial n} + \alpha_s \left( I + \frac{\tau_r}{h} \right) t_k = \alpha_s t_k^c + \frac{\tau_r}{h} t_{k-1} \quad \text{на } \Omega, k=1, 2, \dots, N \quad (6)$$

Тут  $t_k(x) = t(x, \tau_k)$ ,  $t_0(x) = t^{(0)}(x)$ ,  $t_{-1}(x) = t^{(0)}(x) - ht^{(l)}(x)$ ,

$\tau_k = kh$ ,  $h = \tau_N / N$ ,  $k = \overline{1, N}$ ,  $[0, \tau_N]$  – часовий проміжок;  $N$  – кількість частин його розбиття,  $t_k^c(x) = t^c(x, \tau_k + \tau_r)$ ,  $h \gg \tau_r$ . У процесі виведення структури розв'язку задачі (5), (6) використаємо позначення

$$h_0 = \frac{\alpha_s}{\lambda_t} \left( I + \frac{\tau_r}{h} \right), \quad q_k = \frac{\alpha_s}{\lambda_t} t_k^c(x) + \frac{\tau_r}{\lambda_t h} t_{k-1}(x) \quad (7)$$

Нехай  $\omega(x)$  – ліва частина нормалізованого до першого порядку рівняння межі  $\partial\Omega$  ділянки  $\Omega$ , яка може бути побудована за допомогою  $R$ -функцій з використанням  $R$ -кон'юнкції,  $R$ -диз'юнкції,  $R$ -заперечення:

$$X_1 \wedge_0 X_2 = X_1 + X_2 - \sqrt{X_1^2 + X_2^2} - R\text{-кон'юнкції}$$

$$X_1 \vee_0 X_2 = X_1 + X_2 + \sqrt{X_1^2 + X_2^2} - R\text{-диз'юнкції}$$

$$\bar{X}_1 = -X_1 - R\text{-заперечення}$$

Тоді межову умову (6) з урахуванням (7) продовжимо в  $\Omega$  [6], а саме

$$D_1 t_k(x) + h_0 t_k(x) = q_k(x) + \omega \varphi_k^{(0)}(x), \quad x \in \Omega, \quad (8)$$

де  $D_1 = \frac{\partial \omega}{\partial x_1} \frac{\partial}{\partial x_1} + \frac{\partial \omega}{\partial x_2} \frac{\partial}{\partial x_2}$  ( $D_1 = \frac{\partial}{\partial n}$  на  $\partial\Omega$ ),  $\varphi_k^{(0)}(x)$  – невизначена функція.

Подамо розв'язок задачі розкладенням

$$t_k(x) = \Phi_k(x) + \omega(x) \Psi_k(x), \quad (9)$$

де  $\Phi_k(x)$ ,  $\Psi_k(x)$  – довільні функції. Підставляючи (9) у (8), отримаємо

$$\begin{aligned} D_1 \Phi_k(x) + D(\omega) \Phi_k(x) + \omega D_1 \Phi_k(x) + h_0 \Phi_k(x) + h_0 \omega D_1 \Phi_k(x) = \\ = q_k(x) + \omega \varphi_k^{(1)}(x), \quad x \in \Omega, \end{aligned} \quad (10)$$

де  $\varphi_k^{(1)}(x)$  – нова невизначена функція.

Враховуючи формулу  $D_1(\omega) = 1 + o(\omega)$  і об'єднуючи в (10) доданки з множником  $\omega(x)$  за довільних функцій, запишемо:

$$\Psi_k(x) = -D_1 \Phi_k(x) - h_0 \Phi_k(x) + q_k(x) + \omega \varphi_k(x).$$

Підставляючи вираз для  $\varphi_k(x)$  в (9), отримаємо структуру розв'язку задачі (5), (6) :

$$t_k(x) = \Phi_k(x) - \omega D_1 \Phi_k(x) - h_0 \omega \Phi_k(x) + \omega q_k(x) + \omega^2 \varphi_k(x). \quad (11)$$

Щодо функцій  $\Phi_k(x)$  і  $\varphi_k(x)$  в (11) відзначимо:  $\Phi_k(x)$  – невизначена компонента структури, незалежно від вибору якої межова умова (6) задовольняється точно; за числової реалізації структури розв'язку останнім доданком у (11) можна знехтувати, оскільки множник  $\omega^2(x)$  за  $\varphi_k(x)$  в околі межі  $\partial\Omega$  має порядок малості  $O(\delta^2)$ , де  $\delta$  – відстань до  $\partial\Omega$ .

Довільністю у виборі функції  $\Phi_k(x)$  можна скористатися для задоволення рівняння (5). Це можна здійснити варіаційним або проєкційним методами [4].

**Висновки.** На основі теорії  $R$ -функцій запропоновано метод дослідження нестационарних температурних полів у тілах обмежених розмірів з урахуванням релаксації теплового потоку.

### Бібліографічний список

1. Маркин А. Д. Тепловые процессы в изолирующих конструкциях черной металлургии и их идентификация [Электронный ресурс] / А. Д. Маркин // Наук. пр. Донецьк. національн. технічн. університету. – 2005. – Вип. 102. – Режим доступа :<http://ea.donntu.edu.ua/handle/123456789/2617> markin.pdf.
2. Породько Л. В. Врахування кінцевої швидкості поширення тепла при лазерному розігріві поверхні твердого тіла / Л. В. Породько, Л. Б. Лерман, О. Ю. Семчук // Хімія, фізика та технологія поверхні. – 2011. – № 3. – С. 343-346.
3. Соболев О. Л. Влияние процессов релаксации на распространение волн перехода сверхпроводник-нормальный металл / О. Л. Соболев // Журнал технической физики. – 1990. – № 3. – С. 16-21.
4. Рвачев В. Л. Алгебра логики и интегральные преобразования в краевых задачах / Рвачев В. Л., Слесаренко А. П. – К. : Наук. думка, 1976. – 287 с.
5. Подстригач Я. С. Обобщенная термомеханика / Я. С. Подстригач, Ю. М. Коляно. – К. : Наук. думка, 1976. – 311 с.
6. Рвачев В. Л. Метод  $R$ -функций в задачах теории упругости и пластичности / Рвачев В. Л., Синекон Н. С. – К. : Наук. думка, 1990. – 216 с.

### **Боднар Ю. Метод $R$ -функцій у нестационарних задачах теплопровідності узагальненої термомеханіки**

Запропоновано метод дослідження нестационарних температурних полів з урахуванням релаксації теплового потоку. Метод побудований із використанням теорії  $R$ -функцій. Заміною похідних за часом скінченними різницями задача зводиться до послідовності стаціонарних задач теплопровідності. З використанням  $R$ -функцій побудована структура розв'язку цих задач. Невизначені компоненти структури знаходимо варіаційним або проєкційним методами, задовольняючи рівняння теплопровідності.

**Ключові слова:** температурне поле,  $R$ -функції, релаксація теплового потоку.

### **Bodnar Yu. $R$ -functions method in unsteady heat conduction problems generalized thermomechanics**

Proposed a method for the study of unsteady temperature fields with heat flux relaxation. The method is based on the theory of  $R$ -functions. Replacing the time derivatives by finite differences, the problem reduces to a sequence of stationary heat conduction problems. With the use of  $R$ -functions built structure these tasks. Unknown functions structures defined on the basis of variational or projection methods.

**Key words:** temperature field,  $R$ -functions, relaxation heat flow.

### **Боднар Ю. Метод $R$ -функцій в нестационарних задачах теплопровідності обобщенной термомеханики**

Предложен метод исследования нестационарных температурных полей с учетом релаксации теплового потока. Метод основан на теории  $R$ -функций. Заменой производных по времени конечными разностями задача сводится к

последовательности стационарных задач теплопроводности. С использованием  $R$ -функций построена структура решения этих задач. Неизвестные функции структуры определяем на основании вариационных или проекционных методов.

**Ключевые слова:** температурное поле,  $R$ -функции, релаксация теплового потока.

УДК 539.3

### **ХАРАКТЕР МЕРИДИАЛЬНИХ І КРУГОВИХ НАПРУЖЕНЬ ДЛЯ ИДЕАЛЬНОГО ТА НЕИДЕАЛЬНОГО КОНТАКТІВ НА ПОВЕРХНІ СФЕРОІДАЛЬНОГО ВКЛЮЧЕННЯ**

*Т. Бубняк, к. ф.-м. н., В. Якимець, к. т. н.  
Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Із появою на початку 60-х років ХХ ст. так званих сучасних типів композитів пов'язані з цими матеріалами галузі науки і техніки значно розширилися. Це пояснюється передусім потребами застосовувати у побудові сучасних конструкцій (наприклад, літальних апаратів) дуже міцні та надлегкі композитні матеріали. Хоча властивості сучасних композитів досить добре вивчені, проте часто інженерам важко передбачити руйнування конструкції чи композита.

Практичне застосування класичної механіки руйнування до композитів обмежене надзвичайною складністю аналізу напруженого стану неоднорідного середовища, тому на сьогодні отримані результати лише для найпростіших, однонапрямлених схем армування.

Під час створення композитних матеріалів включення, що виникають у матриці, суттєво впливають на напружено-деформівний стан композита загалом за різних механічних чи теплових навантажень.

Компоненти напружень досягають екстремальних значень на межі розділу фаз, що зумовлено в одних випадках технологією виробництва, а в інших – неоднорідність вводиться з метою покращання міцності композита.

Проте характер контакту між середовищем і включенням, яке міститься у ньому (ідеальний контакт – жорстка спайка; неідеальний – ковзання без відриву) в деяких випадках суттєво впливає на перерозподіл напружень біля включення.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Досить ефективним методом розв'язку задач теорії пружності є метод Фур'є, який базується на представленні загальних розв'язків рівнянь рівноваги через потенціальні функції. Особливістю застосування цього методу є використання різних

представлень розв'язку рівнянь Ляме через гармонічні функції, що дає змогу шукати розв'язок у вигляді рядів.

Важливі результати у цьому напрямі висвітлені у працях таких учених, як: В.Т. Грінченко, Ф.Д. Коваленко, Я.С. Підстригач, Ю.М. Подільчук, І.О. Мотовиловець, К.В. Солянік-Красса, В.Л. Рвачов, Ю.М. Коляно та багатьох інших, у них побудовані точні розв'язки просторових задач теорії пружності й статичної термопружності у сферичній, циліндричній, сфероїдальній, параболічній та інших системах координат.

**Постановка завдання.** Розглянемо задачу про розподіл напружень у необмеженому трансверсально-ізотропному середовищі, яке містить анізотропне відносно механічних властивостей включення у формі стиснутого сфероїда, за одноосного розтягу. Завдання нашого дослідження – проаналізувати вплив неідеального та ідеального контактів між середовищем і включенням на концентрацію напружень.

**Виклад основного матеріалу.** Розв'язуючи просторові задачі теорії пружності зі сфероїдальними включеннями, зручно користуватися системами координат для стиснутого сфероїда [2]

$$(\eta_j, \theta_j, \varphi) : x = a_j \operatorname{ch} \eta_j \sin \theta_j \cos \varphi, y = a_j \operatorname{ch} \eta_j \sin \theta_j \sin \varphi,$$

$$z = \lambda_j a_j \operatorname{sh} \eta_j \cos \theta_j, \text{ причому } (0 \leq \eta_j < \infty, \quad 0 \leq \theta_j < \pi, \quad 0 \leq \varphi < 2\pi).$$

Введемо позначення:

$$\operatorname{ch} \eta_j = q_j, \operatorname{sh} \eta_j = \bar{q}_j, \cos \theta_j = p_j, \sin \theta_j = \bar{p}_j, \operatorname{ch} \eta_{j0} = q_{j0}, \operatorname{sh} \eta_{j0} = \bar{q}_{j0}.$$

На граничній поверхні сфероїда ( $\eta_j = \eta_{j0} = \text{const}$ ) виконують рівності  $a_1 q_{10} = a_2 q_{20} = a_3 q_{30}$ ,  $\lambda_1 a_1 \bar{q}_{10} = \lambda_2 a_2 \bar{q}_{20} = \lambda_3 a_3 \bar{q}_{30}$ , які забезпечують збіг граничних поверхонь.

Розглядаємо осесиметричну задачу про визначення концентрації напружень у середовищі зі сфероїдальним включенням за граничних умов ((1) – включення, (2) – середовище) [1]:

$$\sigma_{\eta}^{(1)} = \sigma_{\eta}^{(2)}, \quad u_{\eta}^{(1)} = u_{\eta}^{(2)}, \quad \tau_{\eta\theta}^{(1)} = \tau_{\eta\theta}^{(2)} = 0. \quad (1)$$

Використовуючи розв'язки зовнішньої та внутрішньої задач для трансверсально-ізотропного стиснутого сфероїда, запишемо вигляд компонент деформацій і напружень додаткового напруженого стану:

$$u_{\eta,\mu} = \sum_{j=1,2} \frac{1}{H_j} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{2n+1} \left( V_{j,n} P_{n+1}(p_j) + U_{j,n} \frac{P_{n-1}(p_j)}{n+1} \right) a_{n0}^{(j)};$$



$$\sigma_{\eta,d} = \sum_{j=1,2} \frac{1}{H_j^2} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{2n+1} \left( A_{j,n} P_{n+1}(p_j) + B_{j,n} \frac{P_{n-1}(p_j)}{n+1} \right) a_{n0}^{(j)}; \quad (2)$$

$$\tau_{\eta\theta,d} = \sum_{j=1,2} \frac{1}{H_j^2} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{2n+1} \left( C_{j,n} P_{n+1}^{(1)}(p_j) + D_{j,n} \frac{P_{n-1}^{(1)}(p_j)}{n(n+1)} \right) a_{n0}^{(j)},$$

де коефіцієнти  $V_{j,n}, U_{j,n}, A_{j,n}, B_{j,n}, C_{j,n}, D_{j,n}$  виражаються через приєднані функції Лежандра другого роду  $Q_n^{(1)}(\bar{i}q_j)$  [3].

Компоненти напружень і переміщень основного напруженого стану на поверхні включення мають вигляд:

$$u_{\eta,o} = \frac{ab}{3H} \left( 2 \left( \left( -2 \frac{\nu'}{E'} - \frac{1-\nu}{E} \right) a_o + \frac{1+\nu'}{E'} c_o \right) P_2(p) + \right. \\ \left. + \left( 2 \left( -\frac{\nu'}{E'} + \frac{1-\nu}{E} \right) a_o + \frac{1-2\nu'}{E'} c_o \right) P_0(p) - \right);$$

$$\sigma_{\eta,o} = \frac{1}{3H^2} \left( (2a_o b^2 + c_o a^2) P_0(p) + 2(c_o a^2 - a_o b^2) P_2(p) \right); \quad (3)$$

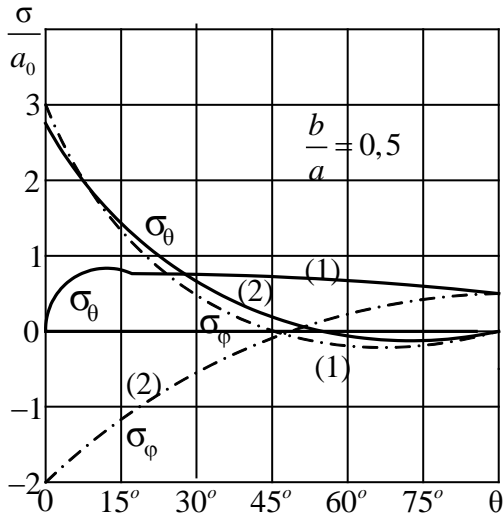


Рис. Концентрація напружень за ідеального й неідеального контактів

$$\tau_{\eta\theta,o} = \frac{ab}{3H^2} (a_o + c_o) P_2^{(1)}(p),$$

де  $\nu, \nu'; E, E'$  – відповідно коефіцієнти Пуассона і модулі Юнга середовища та включення (див. рис.).

Підставляючи побудовані розв'язки зовнішньої та внутрішньої задач у граничні умови (1), прирівнюючи коефіцієнти біля однакових функцій Лежандра  $P_n(p)$  та використовуючи рівності (2.3-2.4) з [3], отримаємо нескінченну систему лінійних алгебраїчних рівнянь для визначення невідомих коефіцієнтів розкладу  $a_{n,0}^{(j)}$ , яку розв'язують редукцією [3; 4].

Числові розрахунки зроблені для матеріалів із такими пружними характеристиками:

середовище –  $c_{11} = 16,8$ ;  $c_{12} = 7,1$ ;  $c_{33} = 18,9$ ;  $c_{14} = 18,9$ ;  $c_{44} = 5,5$ ;

включення –  $c_{11}^* = 16,1$ ;  $c_{12}^* = 3,4$ ;  $c_{33}^* = 5,0$ ;  $c_{14}^* = 6,1$ ;  $c_{44}^* = 3,8$ .

**Висновки.** Для дослідження числових результатів використано сфероїдальне включення, яке має співвідношення осей  $b/a = 0,5$ . Характер концентрації меридіальних і кругових напружень уздовж осі  $X$  наведено на рисунку. Суцільною лінією показано концентрації меридіальних напружень, відповідно (1) – для ідеального, та (2) – неідеального механічних контактів. Кругові напруження показано пунктирною лінією.

На екваторі включення концентрація меридіальних напружень для неідеального контакту досягає максимальних стискальних значень, тоді як для кругових – максимального розтягу.

Для ідеального контакту концентрація меридіальних напружень не суттєво відхиляється від номінальних значень, проте кругові напруження максимально стискальні на екваторі.

Концентрація меридіальних і кругових напружень швидко згасає з наближенням до полюса, прямуючи до нульового значення.

#### **Бібліографічний список**

1. Подильчук Ю. Н. Граничные задачи статики упругих тел / Ю.Н. Подильчук // *Пространственные задачи теории упругости и пластичности* : в 5 т. – К. : Наук. думка, 1984. – Т. 1. – 303 с.
2. Соколовський Я.И. Напряженное состояние трансверсально-изотропной среды со сфероидальным включением при неидеальном механическом контакте / Я.И. Соколовский, Т.И. Бубняк // *Теоретическая и прикладная механика*. – 1995. – Вып. 25. – С.17-26.
3. Соколовський Я.І. Просторова задача трансверсально-ізоотропного середовища із сфероїдальним включенням при неідеальному механічному контакті / Я.І.Соколовський, Т.І.Бубняк // *Доповіді НАН України*. – 1996. – № 9. – С. 45-50.
4. Бубняк Т.І. Ріст напружень в околі сфероїдального включення / Т.І. Бубняк, І.Т. Бубняк// *Вісник Львівського державного аграрного університету* : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2007. – № 8. – С. 21-25.

#### **Бубняк Т., Якимець В. Характер меридіальних і кругових напружень для ідеального та неідеального контактів на поверхні сфероїдального включення**

Досліджено характер концентрації меридіальних і кругових напружень на поверхні сфероїдального включення в умовах ідеального та неідеального механічних контактів між середовищем і включенням.

**Ключові слова:** потенціальні функції, трансверсально-ізоотропне середовище, контакт, сфероїд, поле напружень.

**Bubniak T., Yakymets V. Character meridian and circumferential stresses for perfect and imperfect spheroidal inclusion on surface**

The nature of the concentration meridian and circular tension stresses on the surface of a spheroidal inclusion under perfect and imperfect mechanical contact between the environment and inclusion.

**Key words:** potential functions, transversally isotropic medium, contact, sphere, field of pressure.

**Бубняк Т., Якимец В. Характер меридиональных и круговых напряжений для идеального и неидеального контактов на поверхности сфероидального включения**

Исследован характер концентрации меридиональных и круговых напряжений на поверхности сфероидальных включений в условиях идеального и неидеального механических контактов между средой и включением.

**Ключевые слова:** потенциальные функции, трансверсально-изотропная среда, идеальный контакт, сфероид, поле напряжений.

УДК 633.1.001

**МОДЕЛЮВАННЯ ПРОЦЕСУ АКТИВНОГО ВЕНТИЛЮВАННЯ  
У БАШТІ ЦИЛІНДРИЧНОЇ ФОРМИ**

*Л. Шпак, к. фіз.-мат. н.*

*Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** У зонах помірного та вологого клімату використання установок активного вентилявання забезпечує ощадність режимів їх функціонування та відповідних енергозатрат. Удосконалення математичних моделей розрахунку процесів активного вентилявання приводить до необхідності розробки ефективних числових алгоритмів у побудові розв'язку одержаних крайових задач.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Процес сушіння активним вентиляванням детально проаналізовано у працях [3; 4]. У працях [1; 2] запропоновано математичну модель задачі за умови нелінійності функції щільності осушуваного матеріалу. З використанням описаних моделей пропонуються адекватно покращені граничні умови, що забезпечують нерозривність повітряного потоку.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – моделювання закономірностей розподілу тиску повітряних потоків у башті циліндричної форми за досушування нерухомої маси активним вентиляванням. У припущенні стаціонарності та осесиметричності процесів у башті

циліндричної форми рівняння нерозривності повітряного потоку запишемо у циліндричних координатах  $(r, z)$  у вигляді [2; 4]

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left( r \cdot \varepsilon(z) \frac{\partial P}{\partial r} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \varepsilon(z) \frac{\partial P}{\partial z} \right) = 0, \quad r_0 < r < R, \quad 0 < z < H, \quad (1)$$

де  $\varepsilon(z) = \varepsilon_0 (1 + bz)^2$ ,

$\varepsilon_0$  – скважистість матеріалу в нижній частині башти;  $b$  – константа.

Розв'язок диференціального рівняння (1) визначали з граничних умов:

$$P|_{r=r_0} = p_0, \quad P|_{r=R} = p_1; \quad (2)$$

$$\frac{\partial P}{\partial z} \Big|_{z=0} = 0, \quad P|_{z=H} = p_1 \frac{r-r_0}{R-r_0} + p_0 \frac{r-R}{r_0-R}. \quad (3)$$

**Виклад основного матеріалу.** Аналітичний вираз розв'язку граничної задачі (1)-(3) будували методом Фур'є.

Виконали заміну:  $P = PG + d \cdot r + c$ , (4)

де  $d = \frac{p_1 - p_0}{R - r_0}$ ;  $c = \frac{p_0 \cdot R - p_1 \cdot r_0}{R - r_0}$ .

У результаті заміни одержали задачу з однорідними граничними умовами та рівнянням:

$$\frac{\partial^2 PG}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial PG}{\partial r} + \frac{\partial^2 PG}{\partial z^2} + \frac{2b}{1+bz} \frac{\partial PG}{\partial z} = -\frac{d}{r} \quad (5)$$

Наближення розв'язку будуюмо у формі:  $PG_n(r, z) = \varphi_n(r) \psi_n(z)$ . (6)

Складову  $\psi_n(z)$  визначаємо з рівняння:

$$\frac{d^2 \psi_n}{dz^2} + \frac{2b}{1+bz} \frac{d\psi_n}{dz} + k_n^2 \psi_n = 0. \quad (7)$$

Враховуючи однорідність умов:  $\frac{d}{dz} \psi_n(0) = 0$ ,  $\psi_n(H) = 0$ , запишемо

$$\text{розв'язок: } \psi_n(z) = C_1 \frac{\cos k_n z + \frac{b}{k_n} \sin k_n z}{1 + b \cdot z}. \quad (8)$$

Сталу  $C_1 = \frac{1}{k_n} \cdot \left( \int_0^H (\cos k_n z + \frac{b}{k_n} \sin k_n z)^2 dz \right)^{-1/2}$  обчислили з умови

нормування, а числа  $k_n$  визначаються з трансцендентного рівняння

$$\cos(k \cdot H) + \frac{b}{k} \sin(k \cdot H) = 0. \quad (9)$$

Радіальну складову  $\varphi_n(r)$  знаходимо з рівняння:

$$\frac{d^2 \varphi_n}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d \varphi_n}{dr} - k_n^2 \varphi_n = -\frac{A}{r}, \quad (10)$$

за однорідних граничних умов  $\varphi_n(r_0) = 0$  і  $\varphi_n(R) = 0$ .

$$\text{Тут } A = d \cdot C_1 \cdot \int_0^H (1 + b \cdot z) \cdot (\cos k_n z + \frac{b}{k_n} \sin k_n z) dz.$$

Розв'язок будемо за допомогою спеціальних модифікованих функцій Беселя  $I_0(\cdot)$ ,  $K_0(\cdot)$  та функції Струве  $L_n(\cdot)$  [5]:

$$\begin{aligned} \varphi_n(r) = \frac{A \cdot \pi}{2k_n \cdot \Delta} \cdot [ & (I_0(\kappa_n r) \cdot (K_0(\kappa_n R) L_0(\kappa_n r_0) - L_0(\kappa_n r_0) K_0(\kappa_n R)) + \\ & + K_0(\kappa_n r) \cdot (L_0(\kappa_n R) I_0(\kappa_n r_0) - I_0(\kappa_n R) L_0(\kappa_n r_0)) + \\ & + L_0(\kappa_n r) \cdot (K_0(\kappa_n r_0) I_0(\kappa_n R) - K_0(\kappa_n R) I_0(\kappa_n r_0))] \end{aligned} \quad (11)$$

де  $\Delta = I_0(\kappa_n r_0) K_0(\kappa_n R) - I_0(\kappa_n R) K_0(\kappa_n r_0)$ .

Визначивши часткові розв'язки (8), (11), що задовольняють рівняння (7) і (10) та відповідні граничні умови, враховуючи заміну (4), будемо ряд, який і буде визначати загальний розв'язок вихідної граничної задачі (1)-(3):

$$P(r, z) = d \cdot r + c + \sum_{n=1}^{\infty} \varphi_n(r) \psi_n(z) \quad (12)$$

Згідно з аналітичним виразом (12) побудовано числовий алгоритм, реалізований у пакеті Maple.

Числову апробацію методу проводили для значень параметрів:

$$r_0 = 0,5 \text{ м}; R = 3 \text{ м}; H = 4 \text{ м}; b = 1,8 \text{ і } 3,8 \text{ 1/м}; p_0 = 1000 \text{ Н/м}^2; p_1 = 10 \text{ Н/м}^2.$$

На основі отриманих розрахункових значень побудовано графіки зміни тиску повітряних потоків за радіальною координатою  $r$ , що показано на рис. 1-2.

$r$	$b = 1,8$	$b = 3,8$
0,5	1000	1000
1	461	495
1,5	227	265
2	102	133
2,5	34	52
3	10	10

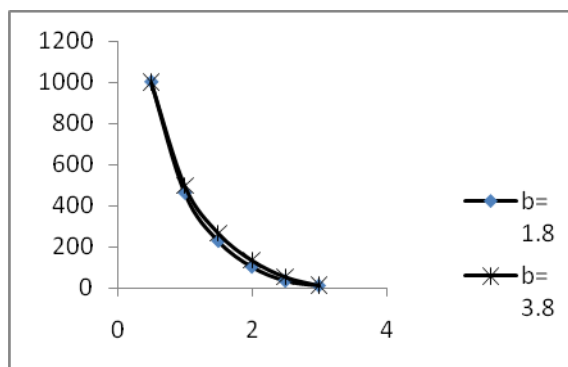


Рис. 1. Тиск повітря на висоті  $z = 2$ .

$r$	$z = 2$	$z = 3$
0,5	1000	1000
1	495	640
1,5	265	428
2	133	264
2,5	52	126
3	10	10

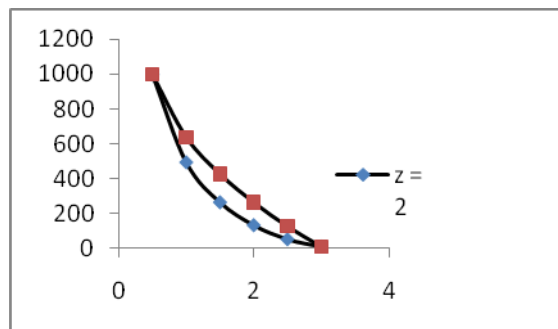


Рис. 2. Тиск повітря за  $b = 3,8$ .

**Висновки.** Отримані розрахункові значення достатньо узгоджуються з експериментальними даними. Застосування запропонованої моделі з адекватно покращеними граничними умовами дає змогу оптимізувати конструктивні параметри установок такого типу. Побудовані числові алгоритми можуть використовуватися за формування об'єкта досушування відповідно до його геометричних розмірів і термодинамічних характеристик.

#### Бібліографічний список

1. Шпак Л. Я. Варіаційно-моментний підхід у задачі моделювання процесу повітророзподілу при досушуванні у башті циліндричної форми / Л. Я. Шпак // Вісник Львівського національного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2011. – № 12. – С. 45-49.
2. Затхей Б. І. Моделювання і дослідження процесів переміщення повітряних потоків у стозі циліндричної форми / Б. І. Затхей, Є. Г. Іваник, Л. Я. Шпак // Вісник Львівського національного аграрного університету: агроінженерні дослідження. – 2008. – № 12, т. 1. – С. 345-353.
3. Zatchej В. Analiz przepływu powietrza w stertach siana o cylindrycznym kształcie / В. Zatchej, Р. Budin // Inżynieria Rolnicza. – 2003. – № 11(53). – S. 261-268.
4. Анискин В. И. Теория и технология сушки и консервации зерна активным

вентиляциею / В. И. Анискин, В. А. Рыбарук. – М. : Колос, 1972. – 400 с.

5. Коренев Б. Г. Задачи теории теплопроводности и термоупругости. Решения в бесселевых функциях / Б. Г. Коренев. – М. : Наука, 1980. – 400 с.

**Шпак Л. Моделивання процесу активного вентилявання у башті циліндричної форми**

Розглянуто процес руху повітряних мас у матеріалі, розміщеному в циліндричному бункері активної вентиляції. Аналіз розподілу тиску будують на основі розв'язку крайової задачі для диференціальних рівнянь у частинних похідних. Відповідний алгоритм реалізують з використанням Maple-програмування. Наведено результати числових досліджень.

**Ключові слова:** моделювання розподілу тиску, крайова задача для рівняння в частинних похідних, метод Фур'є.

**Shpak L. Modeling of active ventilation processes in cylindrical tower**

The process of air mass movement in the immovable material placed in the cylindrical bunker of active ventilation is described. Analysis of the pressure distribution is based on the solution of the boundary value problem for partial differential equations. The correspondent algorithm was realized using Maple-programming. The results of numerical investigations are presented.

**Key words:** modeling, pressure distribution, boundary value problem for equations in partial derivatives, Fourier method.

**Шпак Л. Моделирование процесса активного вентилярования в башне цилиндрической формы**

Рассматривается процесс движения воздушных масс в материале, размещенном в цилиндрическом бункере активной вентиляции. Анализ распределения давления строится на основе решения краевой задачи для дифференциальных уравнений в частных производных. Соответствующий алгоритм реализуется с использованием Maple-программирования. Приведены результаты численных исследований.

**Ключевые слова:** моделирование распределения давления, краевая задача для уравнения в частных производных, метод Фурье.

## РОЗДІЛ 2

# ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ Й ДІАГНОСТИКА РОБОТИ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ І КОНСТРУКЦІЙ

УДК 624.011.1:691.11

### ДОСЛІДЖЕННЯ НА РОЗТЯГ З'ЄДНАНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ НА МЕТАЛОЗУБЧАСТИХ ПЛАСТИНАХ (МЗП)

*Б. Демчина, д. т. н, А. Кравз, аспірант,  
Я. Шидловський, спеціаліст, І. Яремко, магістр  
Національний університет «Львівська Політехніка»*

**Постановка проблеми.** Під час проектування і дослідження дерев'яних армованих вант ключовою проблемою поставало питання з'єднання дерев'яних елементів у суцільну жорстку нитку.

Проведено випробування з'єднань окремих дощатих елементів дерев'яної ванти, яку досліджували [5].

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Проектування з'єднань дерев'яних елементів на металозубчастих пластинах можна проводити згідно з двома методиками: перша – Ю.В. Слущкоухова [1] та Я.Котвіца [2]; друга – згідно з ДБН В.2.6-161:201Х (проект, перша редакція) [4].

**Постановка завдання.** Дослідні зразки вузлових з'єднань дерев'яних елементів ДЗ-1 (4 шт.) – це дві дошки розміром 145x32, з'єднані з обох боків чотирма металозубчастими пластинами МЗП-1,2 (рис. 1), які були вдавнені на пресі 2ПГ-100 силою 10 т. До розривної машини зразок закріплювався через спеціальні опорні вузли раніше випробуваної дерев'яної ванти, які були закріплені шістьма болтами М8 з одного боку зразка.

Для дослідження вузлових з'єднань було розроблено програму експериментальних досліджень, яка передбачала проведення випробування дослідних зразків на розтяг. Дослідні зразки з'єднання дерев'яних елементів на металозубчастих пластинах були випробувані на розривній машині типу Р-20 (ГОСТ 7855-74) у вертикальному положенні зі шарнірним закріпленням на кінцях.

Загальний вигляд і схема випробувальної установки подані на рис. 2.

За результатами дослідження встановлювали несучу здатність вузлових з'єднань на МЗП кожного дослідного зразка.



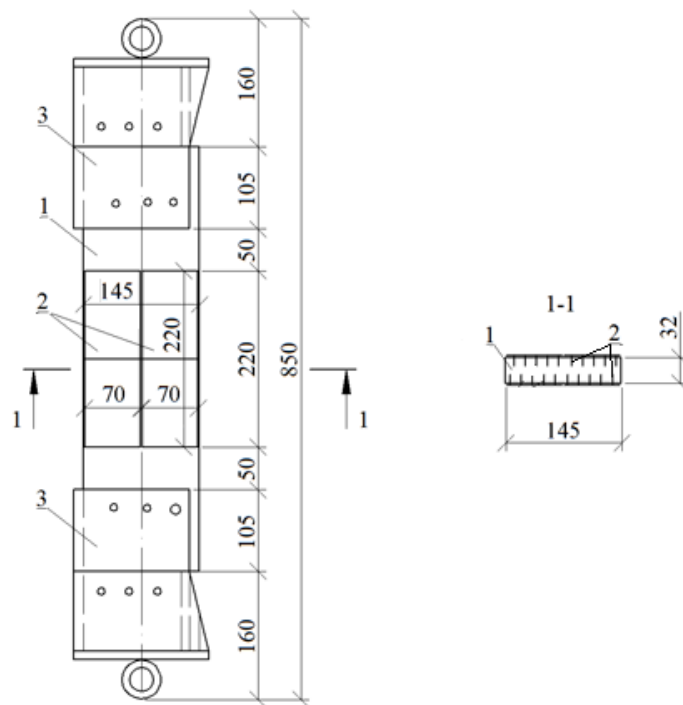


Рис. 1. Схема зразка ДЗ-1:  
 1 – дослідний зразок; 2 – металозубчасті пластини;  
 3 – спеціальний опорний вузол.

**Виклад основного матеріалу.** У дослідному зразку марки ДЗ-1.1 за результатами візуального спостереження встановлено, що руйнування відбулося внаслідок розриву трьох металозубчастих пластин та згину зубів однієї пластини у місці з'єднання (рис. 3). У зразку марки ДЗ-1.2 руйнування відбулося у місці розташування сучка (рис. 4). У зразках ДЗ-1.3 та ДЗ-1.4 відбулося розривання усіх пластин у місці з'єднання (рис. 5, 6).

Під час експерименту розривна машина будувала графік залежності абсолютних деформацій з'єднання від навантаження розтягу (рис. 7).

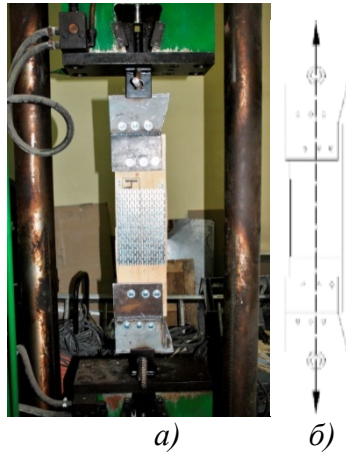


Рис. 2. Випробування дослідних зразків:  
*a)* загальний вигляд установки; *б)* схема досліджень.

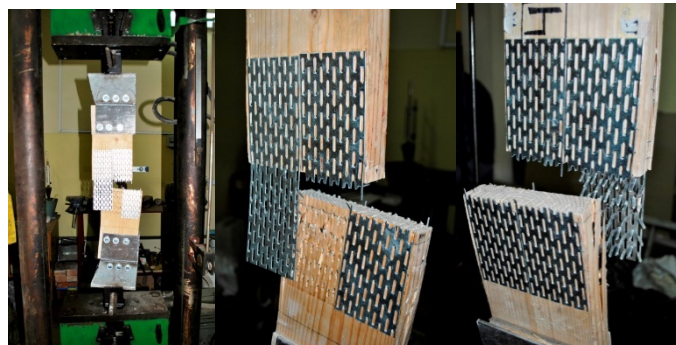


Рис. 3. Вигляд зразка ДЗ-1.1 після випробування.

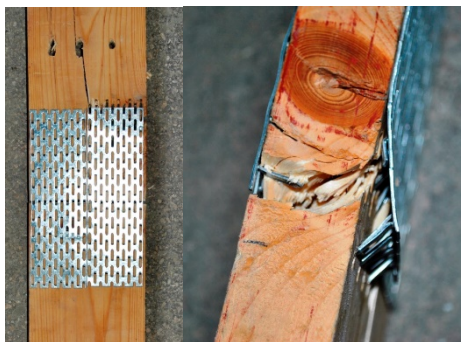


Рис. 4. Вигляд зразка ДЗ-1.2 після випробування.

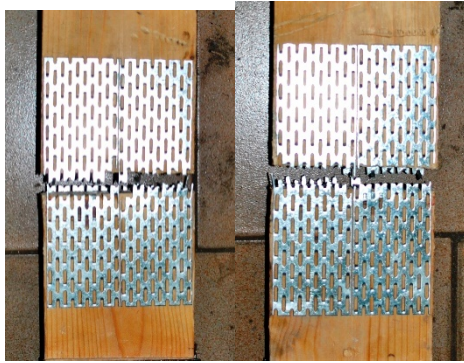


Рис. 5. Вигляд зразка ДЗ-1.3 після випробування.

Рис. 6. Вигляд зразка ДЗ-1.4 після випробування.

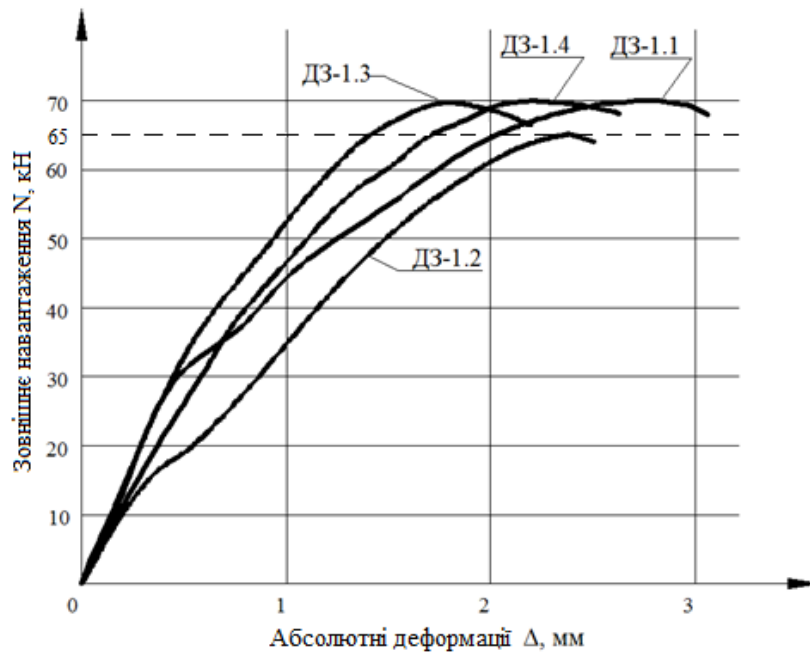


Рис. 7. Графіки залежності абсолютних деформацій з'єднання від зовнішнього навантаження.

У таблиці подано результати порівняння експериментальних результатів випробування на розтяг вузлових з'єднань на металозубчастих пластинах із розрахунковими.

Таблиця

Порівняння розрахункових та експериментальних значень  
несучої здатності з'єднання

Марка дослідного зразка	Несуча здатність з'єднання					
	Експериментальна, кН	Розрахункова				
		Умови	Методи ка № 1, кН	$\Delta_1$	Методи ка № 2, кН	$\Delta_2$
ДЗ-1.1	70,40	Зминання деревини та згин зубів	40,00	1,76	57,32	1,23
		Міцність пластини на розтяг	32,20	2,18	39,9	1,76
ДЗ-1.2	66,00	Зминання деревини та згин зубів	40,00	1,65	57,32	1,15
		Міцність пластини на розтяг	32,2	2,05	39,9	1,65
ДЗ-1.3	69,60	Зминання деревини та згин зубів	40,00	1,74	57,32	1,21
		Міцність пластини на розтяг	32,20	2,16	39,9	1,74
ДЗ-1.4	70,80	Зминання деревини та згин зубів	40,00	1,77	57,32	1,23
		Міцність пластини на розтяг	32,20	2,19	39,9	1,77

$\Delta_i$  – коефіцієнт запасу міцності:  $\Delta_i = \frac{N_{ex,i}}{N_{teor,i}}$

### Висновки

За результатами поданого порівняння можна дійти висновків:

1) розрахунок з'єднання згідно з методикою № 1 (методика Ю.В.Слущкоухова [1] та Я.Котвіца [2]) показує запас міцності з'єднання 1,65-1,77 з умови зминання деревини та згину зубів, і 2,05-2,19 з умови міцності пластини;

2) розрахунок з'єднання згідно з методикою № 2 (згідно з ДБН В.2.6-161:201Х(проект, перша редакція) [4]) показує запас міцності з'єднання 1,15-1,23 з умови зминання деревини та згину зубів, і 1,65-1,77 з умови міцності пластини.

3) з'єднання на МЗП має більший коефіцієнт запасу міцності з умови міцності пластини на розтяг, ніж з умови зминання деревини та згину зубів;

4) розрахунок з'єднання згідно з методикою № 2 з умови зминання деревини та згину зубів потрібно додатково перевірити експериментальними дослідженнями з іншими параметрами з'єднання на МЗП, оскільки розрахунок не є досконалим. Робочі ділянки пластини рекомендується зменшити, щоб руйнування відбувалося за зазначеною умовою (зминання деревини та згину зубів), а не з умови розриву пластин, що дасть змогу перевірити розрахунок;

5) розрахунок необхідно здійснювати за методикою № 2 згідно з ДБН В.2.6-161:201Х (проект, перша редакція), оскільки вона забезпечує точніший розрахунок (коефіцієнти запасів міцності порівняно з методикою № 1 менші);

б) з'єднання на МЗП рекомендується виконувати з урахуванням відступу у 10 мм пластини від краю дошки, тобто для використання у цій роботі пластин завширшки 70 мм (дві пластини – 140 мм) висота дошки повинна становити щонайменше 160 мм. Це унеможливить появу сколів у місці з'єднання під час запресування пластини у деревину, а також підвищить несучу здатність, оскільки збільшаться ділянки пластини, які вступають у роботу.

#### **Бібліографічний список**

1. Конструкции из дерева и пластмасс / Слуцкоухов Ю.В. и др. – М., 1986. – 543 с.
2. Konstrukcje drewniane w budownictwie tradycyjnym / Janusz Kotwica. – Warszawa, 2011. – 357 s.
3. ДБН В.2.6-161:2010. Дерев'яні конструкції / Мінрегіонбуд України. – К., 2011. – 102 с.
4. ДБН В.2.6-161:201Х (проект, перша редакція) / Мінрегіон України. – К., 2011. – 117 с.
5. Методика експериментальних досліджень міцності та деформативності дерев'яної ванти, армованої сталевим тросом / А. Р. Кравз, Б. Г. Демчина, І. І. Лукач та ін. // Теорія і практика будівництва. – Львів : Вид-во Львівської політехніки, 2012. – 4 с.
6. Рекомендации по проектированию и изготовлению дощатых конструкций на МЗП. – М. : ЦНИИСК им. Кучеренко, 1983. – 39 с.

#### **Демчина Б., Кравз А., Шидловський Я., Яремко І. Дослідження на розтяг з'єднань дерев'яних елементів на металозубчастих пластинах (МЗП)**

Подано результати експериментально-теоретичних досліджень на розтяг з'єднань дерев'яних елементів на металозубчастих пластинах (МЗП).

**Ключові слова:** випробування, дерев'яні конструкції, металозубчасті пластини.

#### **Demchyna B., Kravz A., Shydlovskiy Y., Yaremko I. Research tensile connections of wooden elements on truss connector plates**

In the article the results of experimental and theoretical studies on stretching connections of wooden elements on truss connector plates.

**Key words:** tests of wooden construction, truss connector plate.

**Демчина Б., Кравз А., Шидловский Я., Яремко И. Исследования на растяжение соединений деревянных элементов на металлозубчатых пластинах (МЗП)**

Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований на растяжение соединений деревянных элементов на металлических зубчатых пластинах (МЗП).

**Ключевые слова:** испытание, деревянные конструкции, металлозубчатые пластины.

УДК 692.1

## **ВИМІРЮВАННЯ ЗУСИЛЬ ПІД ПІДОШВОЮ ПАЛІ ЗА ДОПОМОГОЮ СПЕЦІАЛЬНОЇ ВИМІРЮВАЛЬНОЇ ПЛАСТИНИ**

*Б. Демчина, д. т. н., Ю. Кунанець, аспірант, Н. Волосецький, магістр  
Національний університет «Львівська політехніка»*

**Постановка проблеми.** Під час вдавлювання паль у ґрунт змінюються фізико-механічні властивості ґрунту навколо палі. За рахунок витіснення ґрунту палею відбувається його ущільнення, як по боковій поверхні, так і під її нижнім кінцем [1]. Металевий наконечник сприяє прорізання палею слабких шарів ґрунту і допомагає заглибитися в сильніші [5]. Під нижнім кінцем зона ущільнення набуває сферичної форми та розповсюджується вглибину на відстань 3-4 діаметрів палі. За довжиною ущільнене циліндричне тіло ґрунту становить 3-5 діаметрів палі. На розмір і форму ущільненої зони впливають вид ґрунту і вологість. Епюра напружень для окремої палі має форму: під нижнім кінцем – випуклу, а за довжиною – криволінійну, яка залежить від сил тертя, що діють уздовж осі палі [1; 4; 7].

Отже, враховуючи складність теоретичних розрахунків та їх залежність від багатьох параметрів, знаходження зусиль під подошвою палі безпосередньо в реальних умовах сьогодні є актуальним і необхідним питанням наукових інженерних досліджень.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Досить відомі натурні дослідження процесів формування ущільнених зон за вдавлювання паль і подальшого розвитку деформацій їх основ з відповідним аналізом напружень у середовищі навколо палі [2; 3]. При цьому теоретичне

прогнозування та перевірку результатів досліджень необхідно виконувати відповідно до вимог чинних нормативних документів України [4].

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – розробити спеціальну конструкцію нижнього кінця трубобетонної палі, за допомогою якої можна вимірювати зусилля під її підшовою. Така конструкція повинна давати змогу отримати зусилля, що виникають під підшовою палі безпосередньо під час її вдавлювання у ґрунт.

**Виклад основного матеріалу.** Для вимірювання зусиль під підшовою палі було розроблено спеціальну конструкцію наконечника палі, яка полягала у розміщенні в ньому відповідної вимірювальної металевої пластини. Ця пластина була виготовлена з високоміцної сталі. Пластина вільно опиралася на дві опори, якими слугували приварені до стінок труби анкерні металеві пластини. Завдяки такому розташуванню вона працювала як шарнірно обперта балка на двох опорах. Вимірювальну пластину підбирали з умови її роботи у пружній стадії. Це дало змогу отримати однакові значення деформацій як при таруванні на дослідному стенді, так і в робочому середовищі (ґрунті). Робота пластини за навантаження фіксується за допомогою показів тензодатчиків з базою 20 мм (рис. 1).

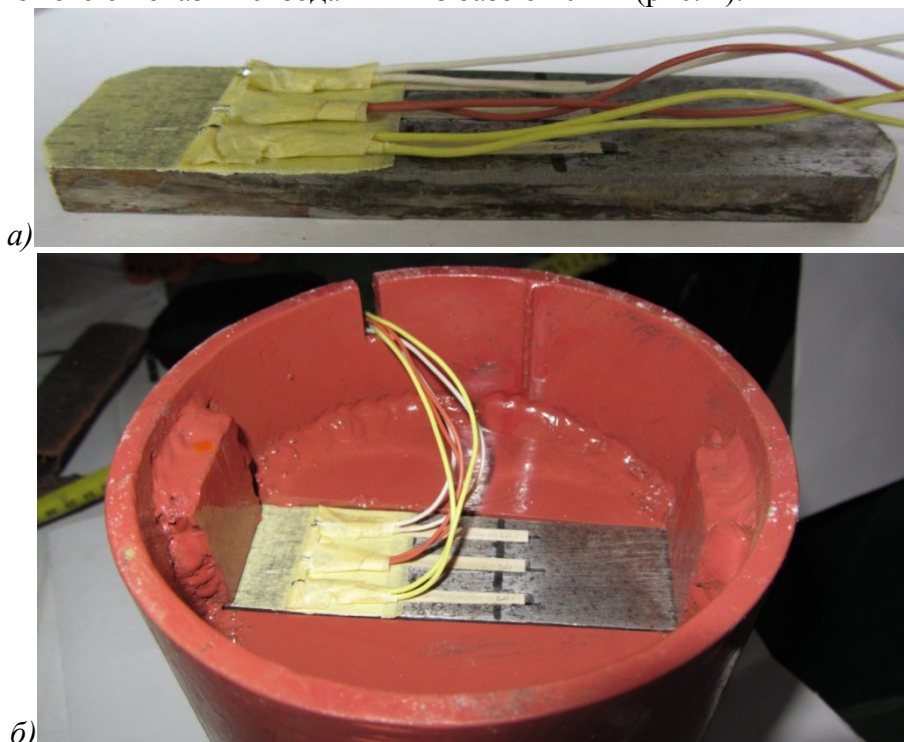


Рис. 1. Робота пластини за навантаження: а) вимірювальна пластина; б) наконечник палі.

Для палей різних діаметрів розміри пластини будуть змінюватися. Також є можливість застосовувати пластини з різними міцнісними й деформативними характеристиками сталі. Тому кожену пластину, яку потрібно використати для знаходження зусиль під нижнім кінцем палі, варто тарувати. Тобто в кожному конкретному випадку необхідно знати залежність між зусиллям, якого докладають до наконечника палі (відповідно, до металевої пластини) та деформаціями вимірювальної пластини. Під час заглиблення палі у ґрунт, зчитуючи покази деформацій із пластини, за тарувальною кривою з'являється можливість оцінити зусилля під подошвою.

### Методика проведення експерименту

Основною метою випробування наконечника палі у лабораторних умовах стала побудова тарувальної кривої: залежності між зусиллям, яке створюється на кінець палі, та показів тензодатчиків на вимірювальній пластині. Для цього була розроблена методика тарування вимірювальної пластини в наконечнику палі та використання приладу «Чобіток» (рис. 2).

Передача навантаження  $P$  від гідравлічного домкрата (1) на поршень (2), який завдяки піщаному шару (3) рівномірно передавав зусилля на пластину (4). Упорами слугують пластини пресу. Подача масла у гідравлічний домкрат, який встановлювався між пластиною пресу і приладом «Чобіток», відбувалася за допомогою ручної гідравлічної станції. Стискальне зусилля контролювали за допомогою манометра гідравлічної станції. Так у лабораторних умовах була змодельована робота нижнього кінця палі в реальних умовах.

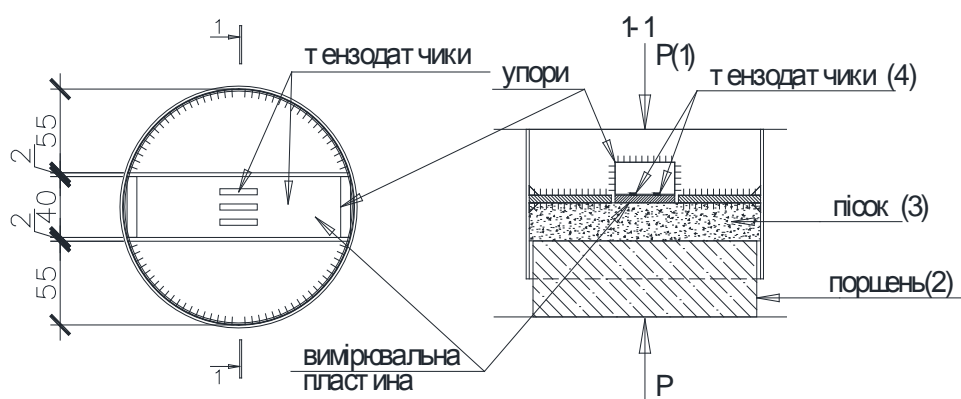


Рис. 2. Схема конструкції «Чобіток».

На першому етапі досліджували наконечник палі типу «Чобіток» з метою тарування вимірювальної пластини. Було проведено серію



випробувань і статистичну обробку отриманих даних. Заміри деформацій пластинки проводили за допомогою приладу АИД-4, до якого були виведені провідники з тензодатчиків. Після зняття навантаження й релаксації напружень у металі вимірювальної пластини контролювали повне повернення деформацій пластини до початкових значень.

Завантаження кінця палі здійснювали гідравлічним домкратом, який створював центральне прикладення сили окремими ступенями. Величину ступеня навантаження приймали такою, що дорівнювала 20 кН відповідно до вимог [3], що відповідало величині граничного, передбачуваного програмою досліджень, навантаження 200 кН. На кожному ступені навантаження було забезпечено витримку до умовної стабілізації напружень у металі пластинки, яка згідно з вимогами [3] п. 8.2.3 становила 15 хв. За виконаними дослідженнями отримана тарувальна крива  $N$ - $\mathcal{E}$  для вимірювальної пластини, яка наведена на рис. 3.

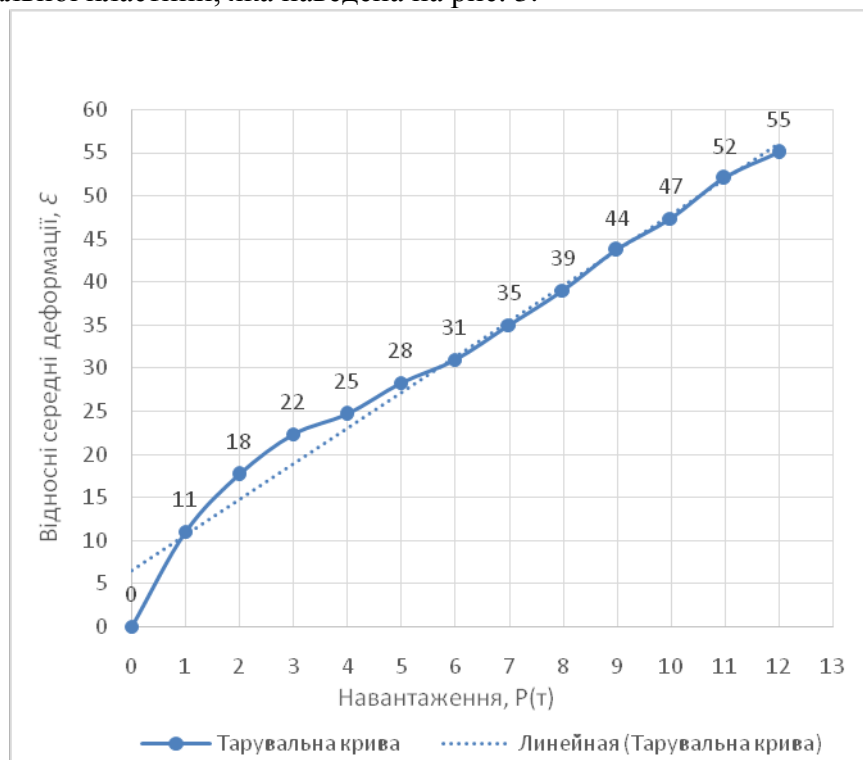


Рис. 3. Залежність між навантаженнями  $P$  та відносними деформаціями.

Отримана залежність  $N$ - $\mathcal{E}$  буде використана у визначенні тиску під підошвою палі (зусилля під нижнім кінцем), яка буде виконана у формі «Чобітка», в якому буде розміщена досліджувана вимірювальна пластинка.

## Висновки

1. Завдяки спеціальній конструкції нижнього кінця палі – наконечника типу «Чобіток» з металевою вимірювальною пластиною – з'явилася можливість отримати зусилля, що виникають під подошвою палі безпосередньо під час її вдавлювання у ґрунт, завдяки заміру деформацій вимірювальної пластини та зіставлення їх із відповідними деформаціями на тарувальній кривій.

2. Запропоновано методику тарування вимірювальної пластини. У лабораторних умовах змодельована робота наконечника палі типу «Чобіток» у ґрунті.

## Бібліографічний список

1. Берлинов М. Основания и фундаменты / Берлинов М. В. – М. : Лань, 2011. – 205 с.
2. Тугаенко Ю. Процессы деформирования грунтов в основаниях фундаментов, свай и свайных фундаментов / Тугаенко Ю. Ф. – Одесса : Астропринт, 2008. – 216 с.
3. Бартоломей А. Прогноз осадок свайных фундаментов / Бартоломей А. А., Омельчак И. М., Юшков Б. С. – М. : Стройиздат, 1994. – 384 с.
4. Основи та фундаменти будівель та споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10- 2009. Зміна 1 – [Чинні від 2011-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 57 с. – (Серія “Державні будівельні норми України”).
5. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польових випробувань палями : ДСТУ Б В.2.1-1-95. – К., 1995. – 58 с. – (Серія “Національний стандарт України”).
6. Gr-stroyka.ru. Строительство гражданских и промышленных зданий и сооружений. Проектирование гражданских зданий. Сваи [Электронный ресурс]. – Режим доступа : [http://gr-stroyka.ru/index.php?option=com\\_content&view=article&id=99:2010-10-08-08-15-02&catid=3:2010-04-30-09-55-15&Itemid=4](http://gr-stroyka.ru/index.php?option=com_content&view=article&id=99:2010-10-08-08-15-02&catid=3:2010-04-30-09-55-15&Itemid=4).
7. Цифровий репозиторій ХНУМГ ім. О.М.Бекетова [Електронний ресурс]. – Режим доступу: [http://eprints.kname.edu.ua/954/7/LF12-3\\_13-1.doc](http://eprints.kname.edu.ua/954/7/LF12-3_13-1.doc).

### **Демчина Б., Кунанець Ю., Волосецький Н. Вимірювання зусиль під подошвою палі за допомогою спеціальної вимірювальної пластини**

Описано конструкцію наконечника трубобетонної палі типу «Чобіток», що дає змогу визначити зусилля під її подошвою за вдавлювання та випробування палі. У лабораторних умовах проведено серію експериментів для можливості подальшого використання приладу за випробування палі в реальних умовах.

**Ключові слова:** наконечник палі, вдавлювання, вимірювальна пластина.

**Demchyna B., Kunanets Y., Volosetsky N. Measuring forces under the sole piles using special measuring plate**

This paper describes the design tip of metal pile to determine at its sole effort by indentation and test piles. In the laboratory, a series of experiments on the tip of the pile (device "Chobitok") for possible future use of the appliance when tested piles in the wild.

**Key words:** tip of the pile, indentation, a calibration plate.

**Демчина Б., Кунанец Ю., Волосецкий Н. Измерения усилий под подошвой сваи с помощью специальной измерительной пластины**

Представлено конструкцію нижнього кінця трубобетонної сваї прибором «Чобиток», який дозволяє визначити зусилля під її подошвою при вдавлюванні і испытанні сваї. В лабораторних умовах проведена серія експериментів з наконечником сваї для можливості подальшого використання прибора при испытанні сваї в реальних умовах.

**Ключевые слова:** наконечник сваи, вдавливания, измерительная пластина.

УДК 624.011.2

## **ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ДЕРЕВ'ЯНИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК РАМИ З OSB-СТІНКОЮ**

*Б. Демчина, д. т. н., М. Сурмай, асистент, А. Пелех, асистент  
Національний університет «Львівська Політехніка»*

**Постановка проблеми.** Розвиток будівельної галузі сприяє пошуку нових варіантів конструкцій, які б переважали не тільки за міцнісними та деформативними параметрами, а й за значно меншою вартістю виготовлення та монтажу. До таких конструкцій належать двотаврові дерев'яні колони та балки з OSB-стілкою.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Роботу дерев'яних двотаврових балок із OSB-стілкою досліджували як вітчизняні, так і зарубіжні науковці. На сьогодні у Національному університеті «Львівська політехніка» проводять експерименти з визначення ефективного перерізу таких балок.

**Постановка завдання.** Конструювання будівель з дерев'яних двотаврових елементів з OSB-стілкою передбачає попереднє випробування їх у натурну величину. Завдання нашого дослідження – виготовити дві балки різного перерізу (рис. 1) з метою визначення допустимого погонного розрахункового навантаження на кожен з них.

**Виклад основного матеріалу.** Дерев'яну двотаврову балку марки Б-1 було виготовлено з двох дощок перерізом 40 x 80 мм та з OSB-стілки 12,5 x 155 мм. Дерев'яну двотаврову балку марки Б-2 виготовлено з двох дощок перерізом 50 x 136 мм та з двома OSB-стілками перерізом 12,5 x 132 мм, між

якими вкладали пінополістирол товщиною 80 мм. Стінки з'єднували з полицьками за допомогою поліуретанового клею. Проліт балок, що випробовували, становив 5400 мм.

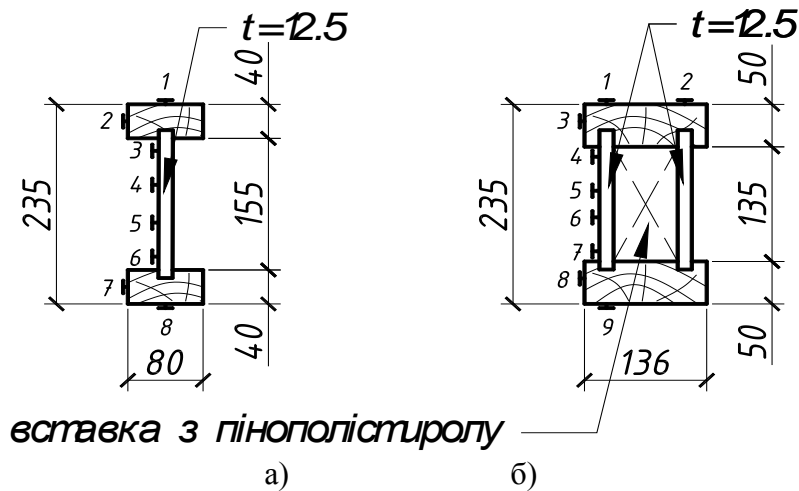


Рис. 1. Переріз досліджуваних балок та розміщення мікроіндикаторів:  
а) марка Б-1; б) марка Б-2.

Дерев'яні двотаврові балки 1 були випробувані на лабораторному стенді (рис. 2) в горизонтальному положенні за схемою однопролітної розрізної балки з лівою нерухомою та правою рухомою опорами. Навантаження здійснювали за допомогою домкрата 3 та розподільчої траверси 4 і прикладали до балки у третинах прольоту до повного їх руйнування. Вимірювання величини навантаження здійснювалося за допомогою опорних кільцевих динамометрів 2. Навантаження прикладалося ступенями по 110 кг кожне, витримка між якими становила 10 – 15 хв. Абсолютні деформації за висотою перерізу балки всередині прольоту вимірювалися чотирма мікроіндикаторами 5 з базою 100 мм. Прогин балки вимірювали за допомогою прогинуміра Аістова 7, а просідання опор – двома індикаторами 6.

Для встановлення міцності деревини поясів балки на виробничому майданчику у процесі виготовлення дослідних балок було розроблено спеціальний пристрій для визначення питомого опору висмикуванню сталевих нагелів із деревини (ДБ-1), на який отримано патент України на корисну модель № 64102 [1]. Схема пристрою показана на рис. 3.

Принцип роботи пристрою ДБ-1 для визначення питомого опору висмикуванню сталевих нагелів із деревини полягав у тому, що ним виконували замір величини висмикувального зусилля шурупа, попередньо

закрученого в деревину на певну глибину, а далі за допомогою перехідних формул (56) зі СНиП II-25-80 [2] визначали величину міцності деревини.

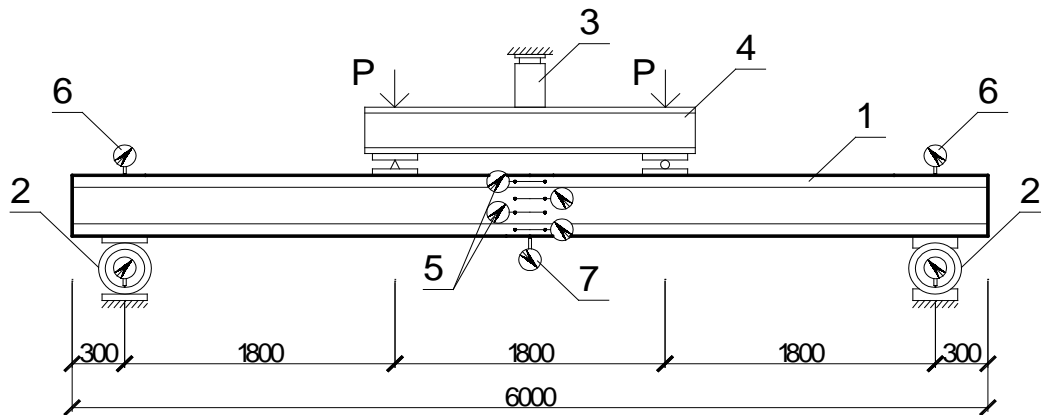


Рис. 2. Схема завантаження балки: 1 – балка; 2 – кільцеві динамометри; 3 – домкрат; 4 – розподільча траверса; 5, 6 – мікроіндикатори; 7 – індикатори; 8 – прогиномір Аістова.

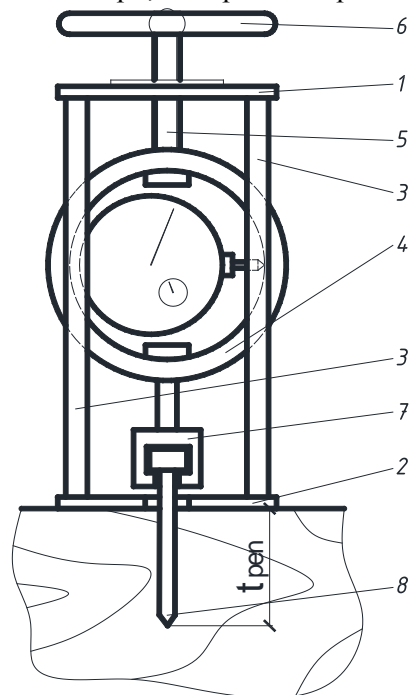


Рис. 3. Схема пристрою для визначення питомого опору висмикуванню сталевих нагелів з деревини: 1 – верхня опорна траверса; 2 – нижня опорна траверса; 3 – опорні стійки; 4 – кільцевий динамометр; 5 – витяжний гвинт; 6 – рукоятка; 7 – ключ під головку нагеля; 8 – спеціальний сталевий шуруп; 9 – мікроіндикатор.

**Результати випробування.** За результатами проведених випробувань були побудовані експериментальні та розрахункові графіки залежностей прогинів балок від навантаження (рис. 4, 5).

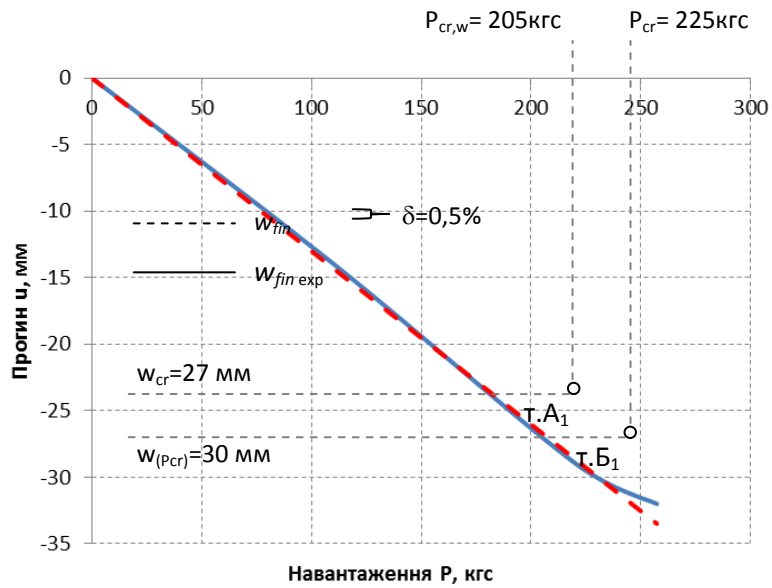


Рис. 4. Залежність експериментальних і розрахункових прогинів балки марки Б-1 від навантаження.

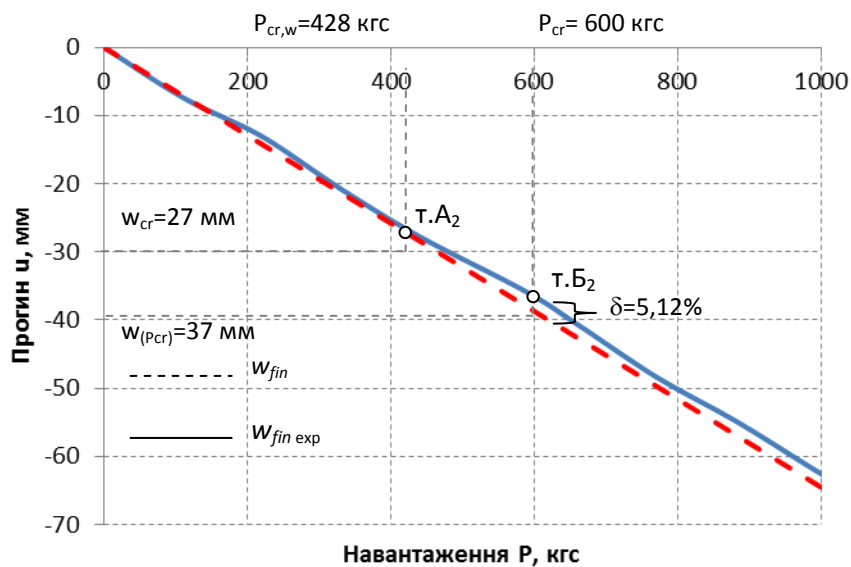


Рис. 5. Залежність експериментальних і розрахункових прогинів балки марки Б-2 від навантаження.

Згинальний момент у середині балок знаходили з визначення:

$$M = Pl/3 \quad (1)$$

Через згинальний момент визначили значення величини еквівалентного розподіленого навантаження, з умови, що

$$M = ql^2/8 = Pl/3, \quad (2)$$

тоді

$$q = 8P/3l. \quad (3)$$

Розрахункове значення погонного рівномірно розподіленого навантаження приймаємо із коефіцієнтами  $k_{mod}$  та  $\gamma_M$  згідно з [1]:

$$q_d = k_{mod} * q / \gamma_M \quad (4)$$

Погонне рівномірно розподілене навантаження для балки Б-1 становило 0,7, а для балки Б-2 – 1,45 кН/м.

Розрахунок двотаврових балок за другою групою граничних станів рекомендовано проводити як для клеєфанерної двотаврової балки, але з урахуванням фізико-механічних характеристик OSB-стілки та коефіцієнта  $k_w$

$$w_{fin} = w_{fin,0} / k_w \quad (5)$$

де  $w_{fin}$  – розрахунковий прогин досліджуваної балки з OSB-стілкою;

$w_{fin,0}$  – розрахунковий прогин двотаврової балки згідно з нормами [3], [4].

Коефіцієнт  $k_w$  визначали із формули:

$$k_w = w_{fin,0} / w_{fin,exp} \quad (6)$$

де  $w_{fin,exp}$  – експериментальне значення прогину балки.

Через відношення (6) визначено, що для балки марки Б-1 значення коефіцієнта  $k_w = 0,75$ , для балки марки Б-2  $k_w = 0,8$ .

Порівняння розрахункового прогину  $w_{fin}$  (5) із експериментальним  $w_{fin,exp}$  показало максимальне розходження  $\delta = 5,12\%$  (див. рис. 4, 5).

Проаналізувавши графік прогинів балки Б-1, встановили два критичні моменти. Перший (т.А<sub>1</sub>) визначений за навантаження  $P_{cr,w} = 205$  кгс, коли балка досягла гранично допустимого прогину 27 мм, що визначався згідно з умовою [3]:

$$w_{cr} = l/200 = 5400/200 = 27 \text{ мм.} \quad (7)$$

Другий момент – у точці перегину кривої графіка прогинів балки Б-1 (т. Б<sub>1</sub>), що настав за навантаження  $P_{cr} = 225$  кгс.

Критичні точки визначали аналогічно, як і в балці Б-1. Гранично допустимого прогину (т.А<sub>2</sub>) було досягнуто в момент навантаження  $P_{cr,w} = 428$  кгс, а точка перегину кривої графіка (т.Б<sub>2</sub>) встановлена за навантаження  $P_{cr} = 600$  кгс.

Характер руйнування балок показано на рис. 6, 7. Для обох балок руйнування почалося з розриву нижнього розтягнутого поясу в місцях із

дефектами деревини на ділянці чистого згину балок, після чого тріщини поширилися і на OSB-стінки.



Рис. 6. Місце руйнування розтягнутої полички балки Б-1.



Рис. 7. Місце руйнування стінки та поличок балки Б-2.

### Висновки

1. Розрахунок прогину випробуваних балок можна рекомендувати виконувати за існуючою методикою як для клеєфанерної двотаврової балки із врахуванням коефіцієнта  $k_w = 0,75$  для балок типу марки Б-1 та  $k_w = 0,8$  для балок типу марки Б-2, що забезпечують запас несучої здатності до 5%.

2. Допустиме значення еквівалентного розрахункового розподіленого навантаження для балки марки Б-1 становило  $q_d = 0,7$  кН/м, а для балки марки Б-2 –  $q_d = 1,45$  кН/м.

3. Руйнування з'єднань дощатих поясів балок з OSB-стілкою не відбувалося.

### Бібліографічний список

1. Пат. 64102 Україна, МПК G01N 3/08, G01N 33/46. Пристрій для визначення питомого опору висмикуванню сталевих нагелів з деревини / Демчина Б.Г., Демчина Х.Б., Пелех А.Б., Сурмай М.І. ; заявник і патентовласник НУЛП. – у 2011



04827; заявл. 19.04.11; опубл. 25.10.11, Бюл. № 20.

2. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции / Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1982. – 66 с.

3. ДБН В.2.6-161:2010. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011.

4. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования: [учеб. пособие для вузов] / под ред. проф. Иванова В. А. – 3-е изд., перераб. и доп. – К. : Вища шк., 1981. – 392 с.

**Демчина Б., Сурмай М., Пелех А. Дослідження міцності та деформативності дерев'яних двотаврових балок рами з OSB-стіною**

Подано результати досліджень міцності й деформативності деревини двотаврової балки з OSB-стіти. Наведені аналіз та рекомендації.

**Ключові слова:** дерев'яні конструкції, OSB-плита, міцність та деформативність.

**Demchyna B., Surmay M., Pelech A. Research of strength and deformability wooden I-beams with OSB-wall**

This paper presents the results of research strength and deformability of wood I-beams frame with OSB-wall. Are presented the analysis and recommendations.

**Key words:** wooden structures, OSB-plate, strength and deformability

**Демчина Б., Сурмай М., Пелех А. Исследование прочности и деформативности деревянных двутавровых балок рамы с OSB-стенкой**

Представлены результаты исследований прочности и деформативности древесены двутавровой балки рамы из OSB-стены. Наведены анализ и рекомендации.

**Ключевые слова:** деревянные конструкции, OSB-плита, прочность и деформативность.

УДК 624.072.001.5+666.11

## **ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ СКЛЯНИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ**

*Б. Демчина, д. т. н., М. Черевко, аспірант, В. Прокоп'юк, магістр  
Національний університет «Львівська політехніка»*

**Постановка проблеми.** Будівельне виробництво на сьогодні вимагає від конструкцій вирішення дедалі більшої кількості функціональних завдань. Серед них можна виділити потребу прозорості та освітленості з метою задоволення антикорупційних та естетичних потреб користувача.

Вирішити такі завдання може використання скляних будівельних несучих конструкцій, які забезпечують, окрім несучої здатності, необхідний рівень освітлення, а також створюють можливості реалізації архітектурних і дизайнерських рішень, які були неможливими з використанням інших видів непрозорих конструкцій (наприклад, будівництво прозорих будівель та споруд).

Однією з переваг скляних конструкцій є безпека застосування. Триплексоване скло – це два або більше органічних чи силікатних скла, склеєних між собою спеціальною полімерною плівкою. Навіть за втрати конструкцією своїх функціональних властивостей ця технологія не допускає її повного руйнування, утримуючи осколки на плівці.

Можливості використання триплексованого скла в будівельних конструкціях малодосліджені, зокрема в Україні, що зумовлює необхідність таких досліджень.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Триплексоване скло в Україні на сьогодні не дуже поширене. Його використовують у виготовленні самонесучих або ненесучих конструкцій, як-от перегородок, вікон, або дизайнерських елементів інтер'єру (столиків, підставок, колон тощо). Останнім часом таке скло почали активно використовувати у виробництві скляних прозорих підлогах. Проте немає державних норм і стандартів для розрахунку конструкцій із триплексованого скла, що зумовлює високу собівартість таких конструкцій, оскільки вони вимагають індивідуальних проєктів і проведення експериментальних досліджень у кожному випадку.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – визначити несучу здатність і деформативність скляної балки експериментальним шляхом; порівняти міцність і деформативність балок для різних способів виготовлення скляних балок.

Для проведення експерименту була виготовлена серія з двох скляних балок з габаритними розмірами 1000x100x70 мм. Кожна балка була виготовлена з п'яти шарів скла. Матеріал – негартоване листове скло згідно з ДСТУ Б В.2.7-122:2009 (міцність на стиск – 700 МПа, питома вага – 2500 кг/м<sup>3</sup>, товщина – 19 мм [1]. Відповідно до технології триплексування, між шарами скла була вкладена полімерна плівка, після чого балки були запечені за температури 130 °С. Для балки БС-1 використовували два шари полімерної плівки між кожним шаром скла, а для балки БС-2 – один шар (рис. 1).

**Виклад основного матеріалу.** Експериментальні балки досліджували як балки, оперті на двох опорах із прикладанням зосереджених сил у третинах прольоту (рис. 2) [2]. Зовнішнє навантаження створювали за допомогою гідравлічного домкрату 1 та передавали через

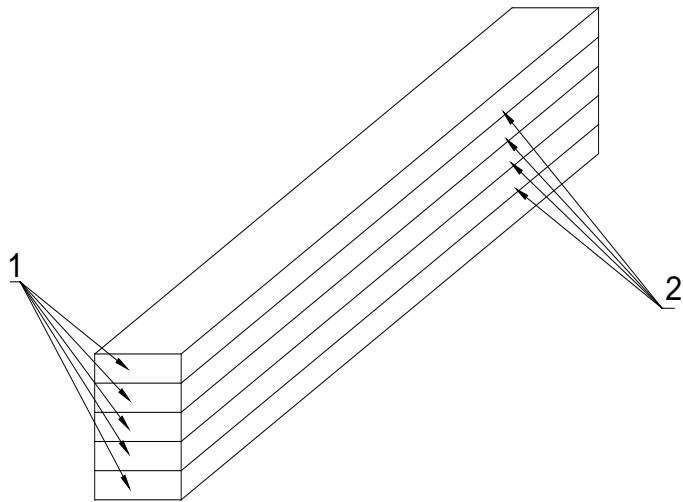


Рис. 1. Модель скляної багат шарової балки: 1 – шар скла; 2 – полімерна плівка.

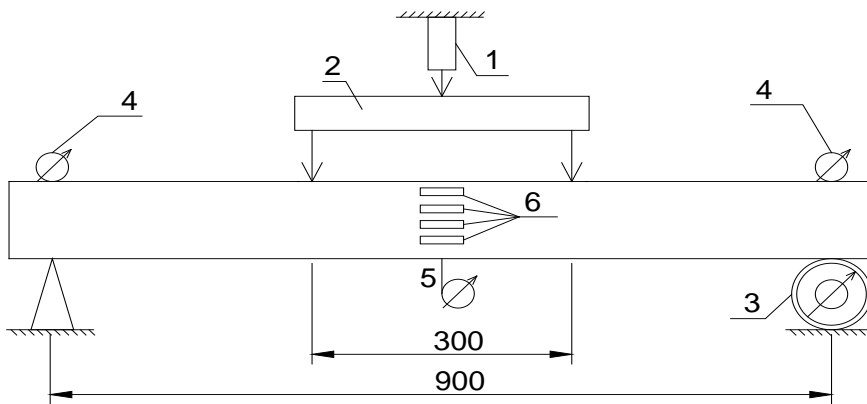


Рис. 2. Схема випробувань скляної балки:  
 1 – гідравлічний домкрат; 2 – траверса для передачі завантаження у третинах прольоту балки; 3 – динамометричне кільце з індикатором годинникового типу; 4 – мікроіндикатор; 5 – прогиномір Аістова; 6 – тензорезистори.

траверсу 2. Між елементами стенду та скляною балкою встановлювали прокладки з волоку для уникнення місцевого сколювання та руйнування скла в місцях обпирання. Зусилля фіксували за допомогою індикатора годинникового типу, встановленого у динамометричне кільце 3, яке розміщували між балкою та опорою. Над опорами поверх балок були встановлені індикатори годинникового типу 4 для заміру осадок опор,

прогини балки вимірювали за допомогою прогиноміра Аістова 5, встановленого посередині прольоту під балкою.

На одній із бічних поверхонь були наклеєні тензорезистори з базою 20 мм для вимірювання деформацій. Навантаження зразків здійснювали ступенями з кроком 1,5 кН до руйнування. Витримка між ступенями навантаження становила 5 хв.

За результатами аналізу показів тензодатчиків, розміщених у середині прольоту балок за висотою перерізу, отримано характер розвитку нормальних напружень з умови  $\sigma = E \cdot \varepsilon$  (рис. 3).

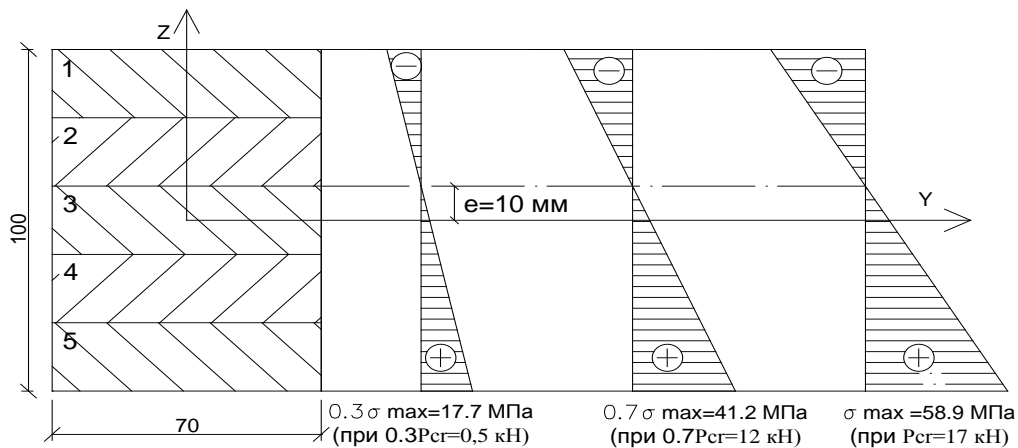


Рис. 3. Епюри нормальних напружень скляної балки БС-1 (де знаком “-“ позначені стиснуті шари, “+” – розтягнуті).

Під час завантаження балок спостерігали утворення вертикальної наскрізної тріщини у нижньому шарі № 5 балки БС-1 посередині її прольоту за навантаження  $P=0,95 P_{cr1}=16$  кН (рис. 4). За значення навантаження  $P=0,9$ ,  $P_{cr2}=10,9$  кН спостерігали утворення вертикальної наскрізної тріщини у нижньому шарі № 5 балки БС-2 посередині прольоту. Повне руйнування дослідних зразків наставало за  $P_{cr1}=17$  кН (для БС-1) і  $P_{cr2}=12$  кН (для БС-2), що супроводжувалося різким звуком. Спостерігали утворення незначної кількості осколків у місцях руйнування балок.

На основі аналізу показів за прогиноміром Аістова та опорних індикаторів побудовані графіки прогинів балок БС-1 та БС-2 залежно від зовнішнього навантаження (рис. 5).

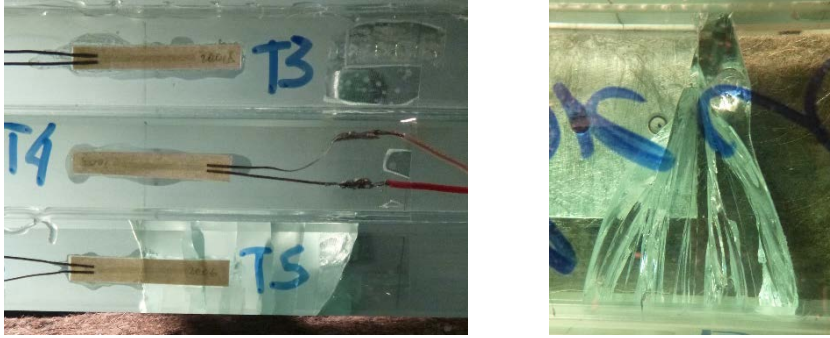


Рис. 4. Утворення тріщини у нижньому шарі балки БС-1 (вигляд збоку (фото ліворуч) та зверху (фото праворуч)).

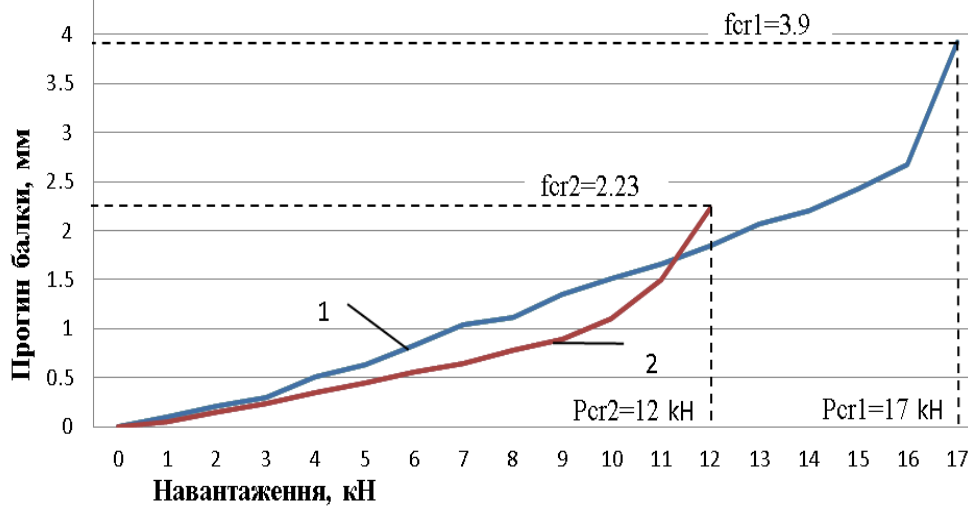


Рис. 5. Графіки залежності прогину скляної балки від навантаження:  
1 – балка марки БС-1; 2 – балка марки БС-2.

Характер руйнування дослідних зразків показано на рис. 6 (а; б).

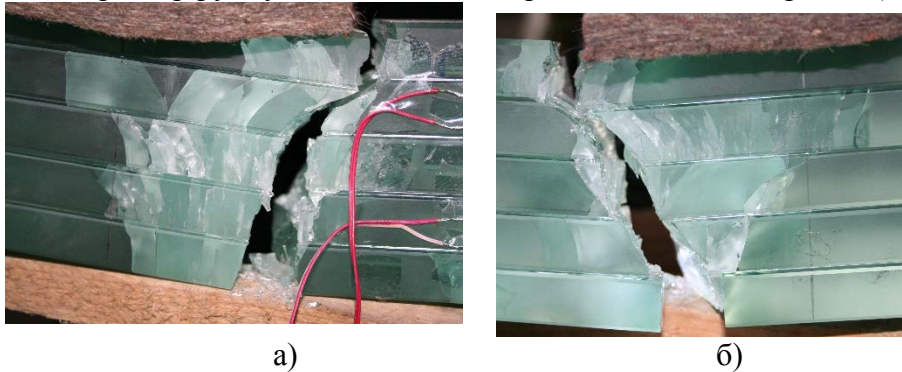


Рис. 6. Руйнування балки марки БС-2 у зоні чистого згину біля точки прикладання навантаження (вигляд з двох протилежних боків).

### **Висновки**

1. Балка марки БС-1 із подвійним шаром плівки між шарами скла зруйнувалася за  $P_{cr}=17$  кН, на відміну від балки марки БС-2 ( $P_{cr}=12$  кН), що свідчить про вплив кількості шарів полімерної плівки на несучу здатність балки.

2. Аналіз отриманих показів тензодатчиків дав змогу визначити величини стиснутих і розтягнутих шарів скла. Нейтральна вісь балок проходить між другим і третім шарами балки (нумерація згори балки) та зміщена від геометричної осі балки вгору (див. рис. 3).

### **Бібліографічний список**

1. ДСТУ Б.В.2.7-122:2009. Скло листове. Технічні умови. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – С. 52.
2. ДСТУ 2825-94. Розрахунки та випробування на міцність. Терміни та визначення основних понять. – К., 1998. – С. 42.

### **Демчина Б., Черевко М., Прокоп'юк В. Дослідження міцності та деформативності скляних балкових конструкцій**

Описано експериментальне дослідження несучої здатності та деформативності скляних балок, виготовлених за технологією триплексування.

**Ключові слова:** скляна балка, триплексування.

### **Demchyna B., Cherevko M., Prokopjuk V. Research of strength and deformability of glass beam constructions**

The article describes experimental study of bearing capacity and deformability of glass beams produced by triplexing technology.

**Key words:** glass beam, triplexing.

### **Демчина Б., Черевко М., Прокоп'юк В. Исследование прочности и деформативности стеклянных балочных конструкций**

Описано експериментальное исследование несущей способности и деформативности стеклянных балок, изготовленных по технологии триплексирования.

**Ключевые слова:** стеклянная балка, триплексирование.

УДК 624.012.44: 693.54

## ВИЗНАЧЕННЯ ПРОГИНІВ У ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКОВИХ ЕЛЕМЕНТАХ

*А. Мазурак, к. т. н., І. Ковалик, асистент, В. Михайлечко,  
ст. викладач, М. Садовий, магістр, П. Амброзьяк, аспірант  
Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Широке і вже тривале використання бетону й залізобетону практично в усіх сферах життєдіяльності підвищує імовірність їх можливого пошкодження. Відповідно для забезпечення належної експлуатації виникає потреба у відновленні й підсиленні залізобетонних конструкцій. Величезний спектр конструкцій з їх різноманітними конструктивними схемами зумовлюють використання різних способів підсилення. Методи підсилення залізобетонних конструкцій предметно описані в літературі й їх успішно застосовують у будівництві [1–3].

Підсилення залізобетонних елементів без зміни конструктивної схеми відбувається переважно збільшенням поперечного перерізу, додаткового нарощування шарів бетону, а також армування у вигляді арматурних стрижнів чи металевих каркасів.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Дослідження залізобетонних підсиленних конструкцій наведені у працях Є.М. Бабича, А.Я. Барашикова, З.Я. Бліхарського, С.В. Бондаренко, О.І. Валового, О.Б. Голишева, О.Ю. Єрьоменко, Є.Ф. Лисенко, Г.А. Молодченко, Л.А. Мурашко, Й.П. Новаторського, Р.С. Санжаровського, Г.Н. Хайдукова, О.Л. Шагіна та інших [1-3]. На основі досліджень авторів були розглянуті ефективні конструктивні рішення з підсилення залізобетонних конструкцій і запропоновані методи розрахунку.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – визначити прогини експериментальних балкових залізобетонних елементів, звичайних і підсиленних; перевірити запропонований алгоритм розрахунку кривизни і прогинів дослідних балок на основі деформаційної моделі; порівняти експериментальні величини прогинів із теоретичними значеннями.

**Виклад основного матеріалу.** Проведені дослідження склалися зі шести експериментальних зразків: чотирьох звичайних (Б-1, .. Б-2) та двох підсиленних (Б-1п, Б-2п), з проектними розмірами ( $L \times h \times b$ ) 1850x150x80(120). Зразки дослідних балок виготовлені залізобетонними ( $f_{cd}=28,1$  МПа) за звичайною технологією та піддані підсиленню нарощуванням бокової поверхні шаром бетону 40 мм із вкладеними металевими каркасами. В усіх елементах за підсилення на поверхні балки, у стиснутій і розтягнутій зонах

влаштовані короткі арматурні стрижні (анкери). Клас підсилення шару торкретбетону для балок (Б-1п, Б-2п) –  $f_{cd} = 32,3$  МПа. Методика дослідження звичайних і підсилених залізобетонних балкових елементів відбувалася з використанням додаткових пристосувань за класичною схемою [6].

Результати досліджень, отримані експериментальним шляхом, та значення, отримані за розрахунком (див. таблицю), які базувалися на підходах чинних нормативних документів [4; 5] і відповідного алгоритму, поданого на рис. 1, показують високу збіжність, у діапазоні експлуатаційних навантажень.

Як видно із графіків (рис. 2.), як у звичайних, так і в підсилених балках, практично на всіх етапах навантаження, аж до руйнування, експериментальні та розрахункові значення кривих проходять паралельно, із незначним відхиленням, середнє значення відхилення складає 4%, максимальна розбіжність у балці Б-1 –8%.

Таблиця

Результати отриманих прогинів експериментальних балок

Шифр балок	Експериментальні значення прогину $f$ за $0,8 M_{руйн.}$ , мм	Теоретичне значення прогину $f$ за $0,8 M_{руйн.}$ , мм	$\frac{f_{теор.}}{f_{експ.}}$
Б-1	0,86	0,93	1,08
Б-2	0,88	0,95	1,08
Б-3	0,87	0,91	1,05
Б-4	0,84	0,90	1,07
Б-1п	0,91	0,95	1,04
Б-2п	0,88	0,93	1,05



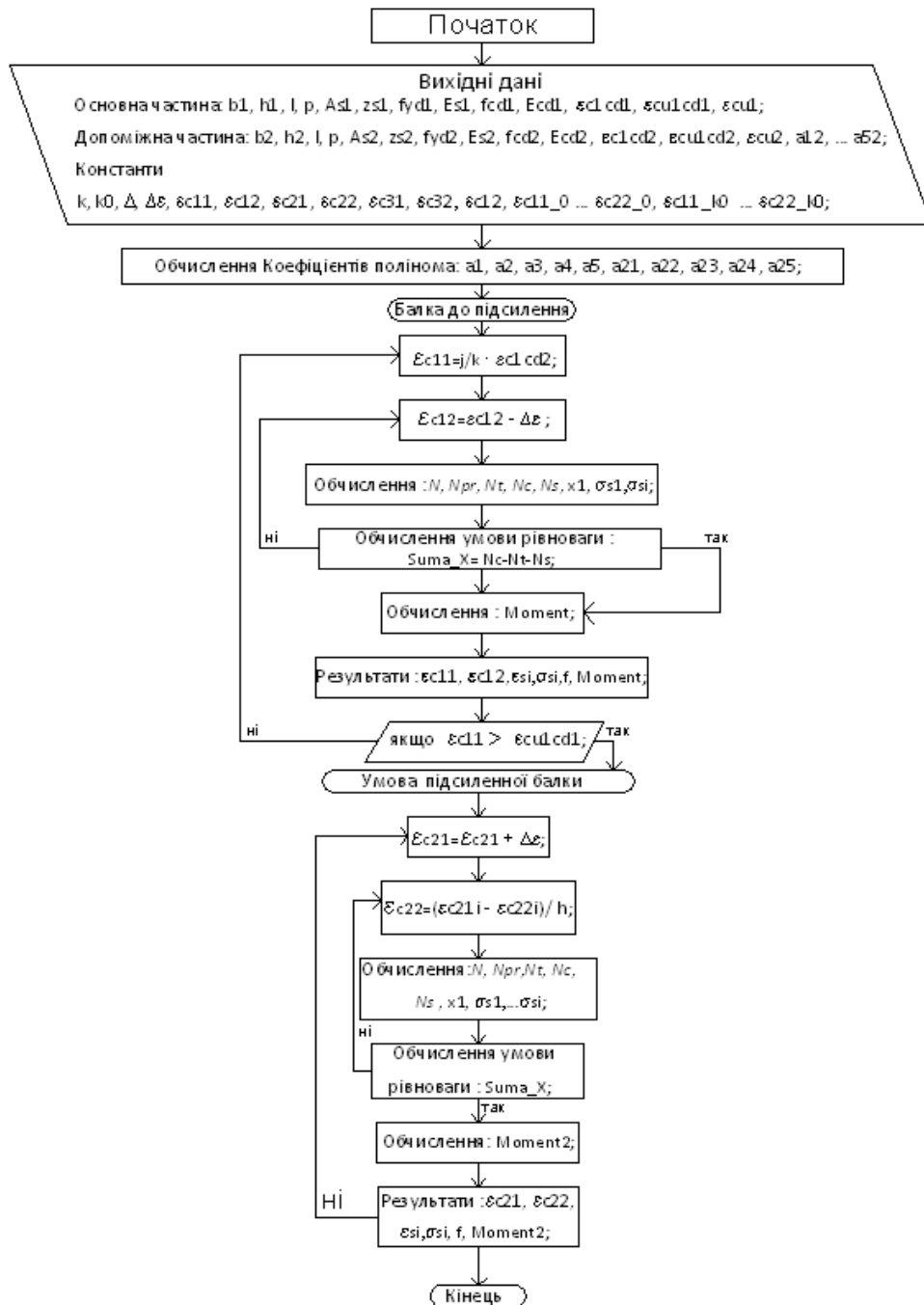


Рис. 1. Блок-схема розрахунку кривизни та прогинів підсилених залізобетонних балок.

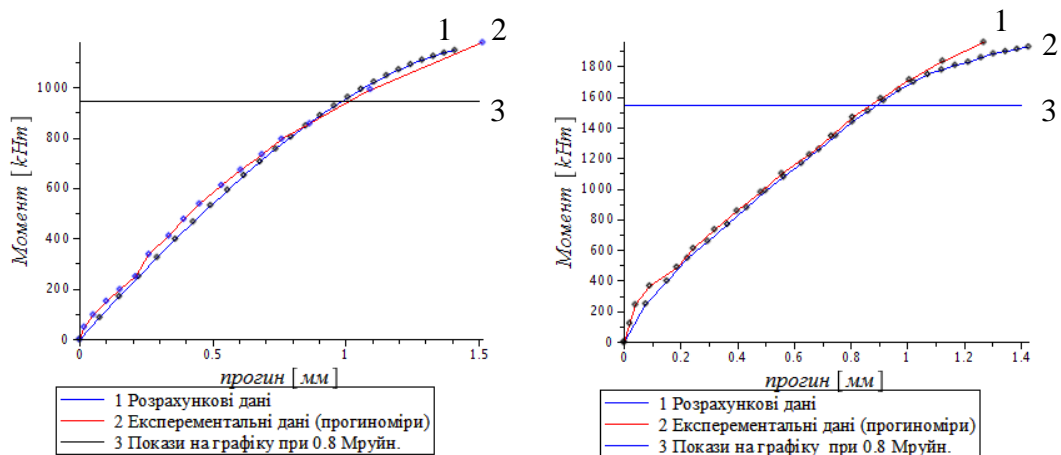


Рис. 2. Графіки прогинів експериментальних балок:  
 а) Б-2 (звичайної); б) Б-1п (підсиленої).

**Висновки.** Провівши аналіз теоретичних та експериментальних значень прогинів залізобетонних балкових елементів, бачимо високу збіжність результатів у межах 4-8 %, як для звичайних, так і для підсилених зразків у діапазоні експлуатаційних навантажень.

У наступних дослідженнях доцільно вивчити процес підсилення залізобетонних елементів за різними способами і за різних рівнів навантаження з урахуванням усіх значень, отриманих за другою групою граничних станів.

#### Бібліографічний список

1. Барашиков А. Я. Експериментальні дослідження згинаних залізобетонних елементів, підсилених різними способами / А. Я. Барашиков, О. П. Сумак, Б. А. Боярчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівель і споруд : зб. наук. пр. – Рівне : РДТУ, 2000. – № 5. – С. 294-297.
2. Міцність та деформативність залізобетонних балок, підсилених після впливу агресивного середовища / З. Я. Бліхарський, Р. В. Вашкевич, Р. Є. Хміль, Р. Ф. Струк, А. Р. Терешко // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: Міжвід. наук.-техніч. зб. - Вип. 74, кн. 2. – К. : ДП НДІБК, 2011. – С. 28-35.
3. Гольшев А. Б. Проектирование усиленных железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / Б. Гольшев, И. Н. Ткаченко. – К. : Логос, 2001. – 172 с.
4. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – [Чинний від 2011-06-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 116 с. – (Національний стандарт України).
5. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).

6. Методика експериментальних досліджень залізобетонних балок виготовлених і підсилених торкретуванням / А. В. Мазурак, В. М. Калітовський, М. Я. Юхим [та ін.] // Дороги і мости : зб. наук. пр. – К. : ДерждорНДІ, 2009. – Вип. 11. – С. 226-232.

**Мазурак А., Ковалик І., Михайлечко В., Садовий М., Амброзяк П.  
Визначення прогинів у підсилених залізобетонних балкових елементах**

Запропоновано теоретичну й експериментальну оцінки величини прогинів підсилених залізобетонних балкових елементів.

**Ключові слова:** прогини балки, деформації, підсилення балки.

**Mazurak A., Kovalik I., Mihaylechko V., Sadovui M., Ambroziak P.  
Definition bend in the strengthening of reinforced concrete girder elements**

This article describes the theoretical and experimental evaluation reinforced concrete beam bends bits and pieces.

**Key words:** beam bending, deformation, reinforcement of beams.

**Мазурак А., Ковалик І., Михайлечко В., Садовий М., Амброзяк П.  
Определение изгибов в усиленных железобетонных балочных элементах**

Описана теоретическая и экспериментальная оценка изгибов усиленных железобетонных балочных элементов.

**Ключевые слова:** изгибы балки, деформации, усиление балок.

УДК 624. 012

**ДЕФОРМАЦІЙНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ ПРОГИНІВ  
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗА ТРИВАЛОЇ ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ**

*В. Білозір, к. т. н.*

*Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Міжнародне співробітництво у багатьох галузях науки і техніки потребує зближення норм проектування продукції різноманітного призначення. Це в низці випадків усуває перешкоди між національними кордонами для вільного переміщення товарів, послуг та капіталів. Тому Мінрегіонбуд України проводить значну роботу щодо гармонізації вітчизняних будівельних норм проектування з європейськими. У 2011 році були прийняті вітчизняні норми [1; 2] з одночасною відміною СНиП 2.03.01-84\*. Наступним кроком у цьому напрямі є надання чинності Єврокоду 2 з 2013 року [3]. Одночасне функціонування цих трьох документів триватиме до 2016 року, після чого залізобетонні конструкції проектуватимуть у нашій країні виключно за Єврокодом 2. Тому практичні

методи розрахунку, загальні алгоритми яких описані в цьому документі схематично і поверхнево, потребують детальної розробки, що сприятиме швидшому опануванню проектувальниками відповідного розрахункового апарату.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** У нормах [1] зазначено, що під час розрахунку прогинів потрібно враховувати постійні, змінні, тривалі та короткочасні навантаження. Стандарт [2] передбачає розрахунок прогинів за дії тривалих навантажень проводити з використанням відомих формул, в яких кривизну пропонується помножувати на коефіцієнт повзучості. У праці [4] розроблений практичний метод розрахунку прогинів за дії короткочасного навантаження з використанням середнього значення кривизни елемента, як це пропонують у європейських нормах [3].

Єврокод 2 передбачає визначення прогинів за дії лише квазіпостійних навантажень [3; 5]. Пояснюється це тим, що реальні навантаження на конструкції практично не перевищують квазіпостійних характеристичних значень. Тому немає потреби у збільшенні поперечних перерізів згинальних елементів, коли перевірка прогинів розрахунком з урахуванням усіх навантажень забезпечує негативний результат.

Отже, між вітчизняними нормами [1; 2] і Єврокодом 2 [3] існують певні протиріччя в частині розрахунку прогинів, що ускладнює роботу проектувальників.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – розробка аналітичного апарату для розрахунку прогинів з урахуванням лінійної та нелінійної повзучості бетону стиснутої зони згинальних елементів.

**Виклад основного матеріалу.** Розрахунок за деформаційним методом дасть змогу отримати деформації арматури, кривизни, напруження в арматурі за дії квазіпостійних навантажень. Роботу розтягнутої зони бетону на ділянках без тріщин, знижені середні значення деформацій бетону й арматури на ділянках із тріщинами не враховуватимемо.

Якщо обчислені значення прогинів і ширини розкриття тріщин будуть меншими за гранично допустимі, то розрахунок можна буде вважати завершеним. За інших обставин потрібно враховувати зазначені чинники.

Для отримання трансформованої діаграми деформування бетону необхідно до пружних деформацій бетону ( $\varepsilon_{ce} = \sigma_c / E_c$ ) додати деформації повзучості  $\varepsilon_{cc(\infty, t_o)}$  лінійної (ф.(3.6) [3]) до рівня напружень  $0,45 f_{ck}$ , а за вищих напружень – нелінійної (ф.(3.7) [3]). Модуль  $E_c = 1,05 E_{cm}$ .

Отже:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{cc(\infty, t_o)}. \quad (1)$$

Наприклад, за відносної вологості вище, ніж  $75^0$  для бетону класу С20/25 коефіцієнт повзучості  $\varphi(\infty, t_o)$  (п. 3.1 [3]) дорівнює 2.

Усі необхідні обчислення виконаємо з використанням електронних таблиць Excel, створивши діаграму деформування бетону з урахуванням повзучості (рис. 1).

Для розглядуваного класу бетону за  $\varphi(\infty, t_o) = 2$  отримано:

$$\frac{\sigma_c}{f_{ck}} = -73412\varepsilon_c^2 + 527,3\varepsilon_c + 0,0169 \quad (2)$$

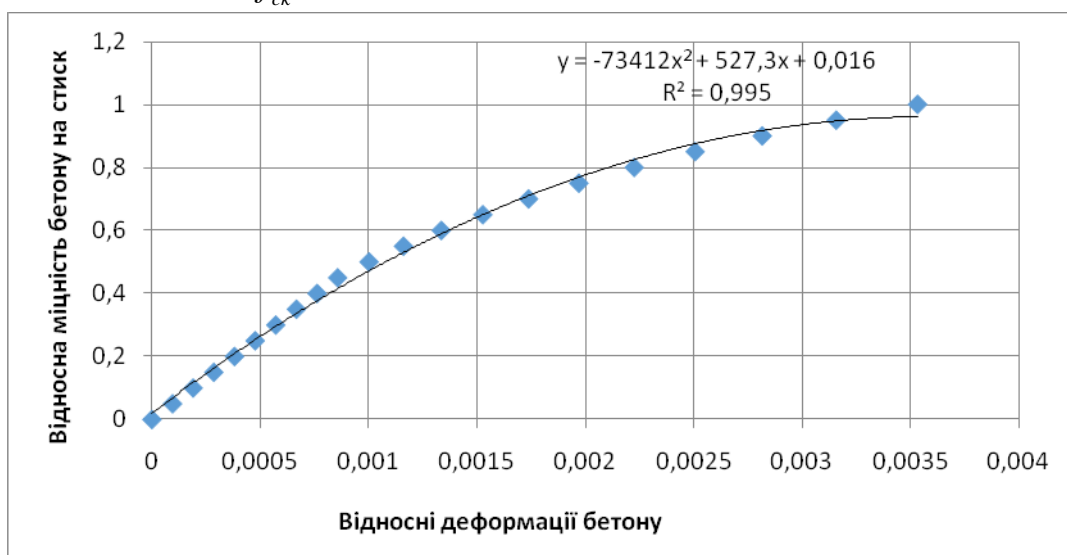


Рис. 1. Трансформована діаграма деформування бетону з урахуванням повзучості.

Нехтуючи вільним членом 0,0169 і спроектувавши множник 527,3, отримуємо рівняння, яке також добре описує діаграму " $\sigma_c - \varepsilon_c$ ":

$$\sigma_c = f_{ck} (-73412\varepsilon_c^2 + 550\varepsilon_c). \quad (3)$$

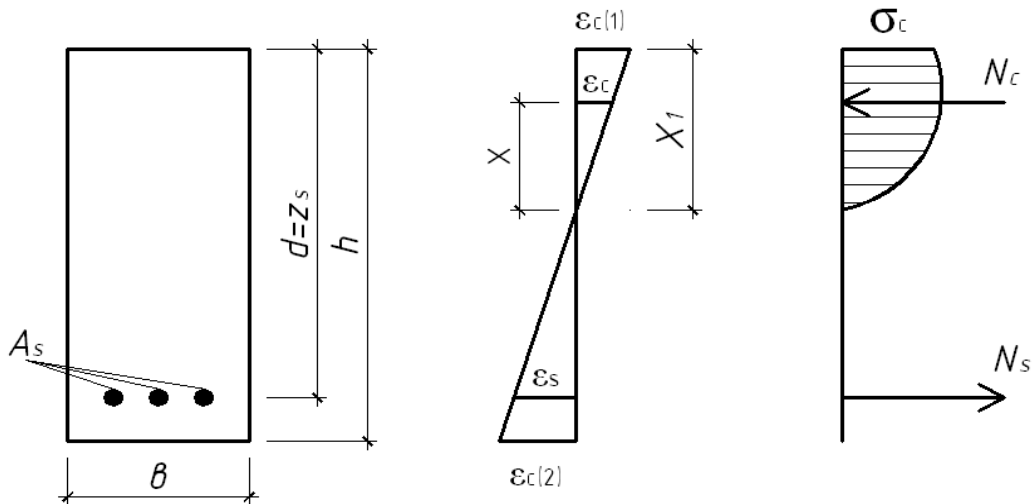


Рис. 2. Поперечний переріз, епюри деформацій та внутрішніх зусиль балки.

Із подібності трикутників епюри деформацій (рис. 2) можна отримати:

$$x_1 = \varepsilon_{c(1)} / \aleph, \quad (4)$$

де  $\aleph = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)}}{h}$  – кривизна;

$$\varepsilon_c = \aleph \cdot x; \quad (5)$$

$$\varepsilon_s = \aleph(x_1 - z_s) \quad (6)$$

Внутрішні зусилля в арматурі та стиснутій зоні бетону рівні і протилежні за знаком:

$$N_s + N_c = 0, \quad (7)$$

$$\text{де } N_s = \varepsilon_s E_s A_s \text{ за } \varepsilon_s \leq \frac{f_{yk}}{E_s};$$

$$N_s = f_{yd} A_s \text{ за } \varepsilon_s \geq \frac{f_{yk}}{E_s}.$$

Рівнодійна внутрішніх зусиль у стиснутій зоні бетону  $N_c$ :

$$N_c = \int_F \sigma_c dF = \int_0^{x_1 = \varepsilon_{c(1)}/N} f_{ck} (-73412N^2 x^2 + 550Nx) b dx =$$

$$= \frac{1}{N} (-24470,67 \varepsilon_{c(1)}^3 + 275 \varepsilon_{c(1)}^2) f_{ck} b \quad (8)$$

Згинальний момент у перерізі:

$$M = M_s + M_c, \quad (9)$$

$$\text{де } M_s = \sigma_s A_s (x_1 - z_s);$$

$$M_c = \int_F \sigma_c x dF = \int_0^{x_1 = \varepsilon_{c(1)}/N} f_{ck} (-73412N^2 x^2 + 550Nx) b dx =$$

$$= \frac{1}{N^2} (-18353 \varepsilon_{c(1)}^4 + 183,33 \varepsilon_{c(1)}^3) f_{ck} b.$$

Поданий аналітичний апарат реалізуємо для опису напружено-деформованого стану балки на всіх етапах деформування. Розглядали балку з такими параметрами:  $l_0 = 600$  см,  $b = 20$  см,  $h = 45$  см,  $d = 40$  см, арматура – 3 Ø20 А 400С, бетон – С20/25. Результати, отримані з використанням Ексел, подані у таблиці.

Таблиця

Результати розрахунку балки за деформаційною методикою з урахуванням повзучості бетону стиснутої зони

$\varepsilon_{c(1)}$	$\varepsilon_{c(2)}$	$1/\text{сМ} = \frac{1}{\rho}$	$x_{\text{сМ}} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{N}$	$\sigma$ кН/сМ <sup>2</sup>	$M, \text{кН} \cdot \text{см}$
0,00035	-0,00046	1,79445E-05	19,50461	-7,72336	2433,329
0,0007	-0,0009	3,54952E-05	19,72096	-15,116	4744,087
0,001	-0,00126	5,02187E-05	19,91291	-21,1837	6625,078
0,0012	-0,00149	5,98667E-05	20,04454	-25,088	7826,946
0,0014	-0,00172	6,93798E-05	20,17879	-28,879	8986,624
0,001651	-0,002	8,11429E-05	20,35212	-33,48	10383,47
0,001934	-0,0023	9,40799E-05	20,5527	-38,4216	11868,77
0,002	-0,00237	9,70836E-05	20,60081	-39,5502	12205,52
0,0025	-0,00388	0,000141868	17,62196	-40	12700,25
0,003	-0,00567	0,000192599	15,57639	-40	12937,41
0,0035	-0,00758	0,000246236	14,21403	-40	13084,79

Наприклад, за моменту 78, 27 кН·м кривизна  $1/r = 5,99 \cdot 10^{-5}$  1/см. Прогин можна обчислити за наближеною формулою:

$$f = k_m \frac{1}{r} l^2, \quad (10)$$

де  $k_m = \frac{5}{48}$  для рівномірно розподіленого навантаження.

$$\text{Отже, } f = \frac{5}{48} \cdot 5,99 \cdot 10^{-5} \cdot 600^2 = 2,24 \text{ см.}$$

Якщо би розрахункові значення прогинів перевищили граничні, то доцільно врахувати нерівномірність деформацій арматури і бетону між тріщинами. Тоді кривизну можна визначити за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{\Psi_C \varepsilon_{c(1)} + \Psi_S \varepsilon_s}{d}, \quad (11)$$

де  $\Psi_C, \Psi_S$  – коефіцієнти нерівномірності деформацій бетону та арматури між тріщинами [6].

Тут  $\Psi_C = 0,9$ .

$$\Psi_S = 1 - 0,8 \frac{M_{cr}}{M}, \quad (12)$$

де  $M_{cr}, M$  – момент утворення тріщин та момент, за якого визначають прогин.

Прогин, визначений за цією методикою з використанням формули (10), дорівнює 1,84 см, а за визначення прогину з використанням інтеграла Мора – 1, 58 см.

Для такої балки визначали також прогин із використанням середнього значення кривизни, як це прийнято в Єврокодi 2 [3–5]. За тривалої дії навантаження він дорівнює 1,66 мм.

Розрахунок за методикою [2] засвідчив, що за моменту 78, 27 кН·м кривизна  $1/r = 4,45 \cdot 10^{-5}$  1/см. З урахуванням повзучості, як це запропоновано у стандарті [2], отримуємо:

$$f = k_m \frac{1}{r} \varphi_{(\infty, e_0)} l^2 = \frac{5}{48} \cdot 4,45 \cdot 10^{-5} \cdot 2 \cdot 600^2 = 3,34 \text{ см.}$$



## Висновки

1. Запропонована методика визначення прогинів із використанням деформаційної моделі й трансформованих діаграм деформування бетону за тривалої дії навантаження, в яких врахована лінійна та нелінійна повзучість.

2. Порогини, визначені за пропозиціями ДБН і ДСТУ [1; 2], більше, ніж удвічі перевищують прогини, розраховані за Єврокодом 2 [3] і за запропонованою методикою.

3. Запропонована методика дає змогу отримати значення прогинів, близькі до розрахованих за Єврокодом 2 [3].

### Бібліографічний список

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98: 2009. – Введ. в дію 01.07.2011. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. – Введ. в дію 01.06.2011. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
3. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1: 2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1: 2010. – Введ. в дію 01.07.2013. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
4. Бабич В. Є. Практичний метод розрахунку прогинів залізобетонних балок за ДСТУ Б В.2.6-156: 2010 / Бабич В. Є. // Комунальне господарство міст : наук.-техн. зб. – 2012. – № 101. – Харків : ХНУМГ, 2012. – С. 532-540.
5. Биби Э. В. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2: Проектирование железобетонных конструкций / Биби Э. В., Нараянан Р. С. – М. : МГСУ, 2012. – 292 с.
6. СП 63.13330.2012. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – Введ. в действ. 01.01.2013. – М. : Минрегион России, 2011. – 147 с.

### **Білозір В. Деформаційний метод розрахунку прогинів залізобетонних балок за тривалої дії навантаження**

Розроблений деформаційний метод розрахунку прогинів залізобетонних балок за тривалої дії навантаження. Показана можливість визначення прогинів з врахуванням лінійної та нелінійної повзучості бетону стиснутої зони балок.

**Ключові слова:** балки, залізобетон, прогини, розрахунок.

### **Bilozir V. Deforming method of calculating deflections of reinforced concrete beams under long-term loading**

Deforming method of calculating deflections of reinforced concrete beams under long-term loading is developed. The possibility of determining deflections considering linear and nonlinear creepage of the concrete of beams' compressed zones is suggested.

**Key words:** beams, reinforced concrete, deflections, calculation.

**Билозир В. Деформационный метод расчета прогибов железобетонных балок при длительном действии нагрузки**

Разработан деформационный метод расчета прогибов железобетонных балок при длительном действии нагрузки. Показана возможность определения прогибов с учетом линейной и нелинейной ползучести бетона сжатой зоны балок.

**Ключевые слова:** балки, железобетон, прогибы, расчет.

УДК 624.011.17

**ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ДЕРЕВ'ЯНИХ БАЛОК,  
АРМОВАНИХ ЗОВНІШНЬОЮ СТРІЧКОВОЮ АРМАТУРОЮ**

*Т. Боднарчук, к. т. н., С. Нікіфоряк, ст. викладач, М. Івчук, асистент  
Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Створення нових ефективних конструкцій – основна вимога сучасного будівельного виробництва. Армування дерев'яних конструкцій стрижневою арматурою періодичного профілю уже відоме і його успішно використовують у будівництві. Використання стрічкової сталі для зовнішнього армування дерев'яних конструкцій залишається маловивченим.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Глибокі наукові дослідження дерев'яних конструкцій, армованих металевою стрижневою арматурою, провели В.Ю. Щуко, С.І. Рощина, Е.С. Уточкіна, А.В. Кріцін, В.А. Репін та ін. Останніми роками роботу склопластикової та базальтопластикової арматури в поєднанні з дощатоклеєними балками ретельно досліджують науковці НУ «Львівська політехніка» Б.Г. Демчина, Т.Й. Бляхар, А.Р. Кравз, М.І. Сурмай [3]. Учені довели, що підсилення деревини арматурою зменшує впливи природних вад деревини, суттєво збільшує несучу здатність та жорсткість конструкцій за зниження їх маси й вартості.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – провести експериментальні дослідження напружено-деформованого стану конструкції, дослідити зчеплення арматури з деревиною та вплив довготривалого навантаження на міцність і жорсткість.

Об'єктом дослідження були балки суцільного перерізу завдовжки 1900 мм та з поперечним перерізом 150 x 100 мм з подвійним армуванням металевою гладкою стрічкою. Арматуру прикріплювали до балки за допомогою клею у другій і третій серіях, а в четвертій – на механічних

в'язях. Для порівняння результатів досліджували аналогічні балки першої серії без армування.

Для забезпечення зчеплення арматури з деревиною використовували епоксидний клей ЕД-1, який заливали в попереднього вибрані пази. Після цього зразки встановлювали під прес із витримкою 12 год. У зразків четвертої серії стрічкову арматуру закріплювали за допомогою самонарізів.

**Виклад основного матеріалу.** Випробування проводили у лабораторії кафедри будівельних конструкцій Львівського національного аграрного університету. Для експерименту використовували стенд статичних випробувань балкових конструкцій. Зусилля докладали однією силою посередині прогону гідравлічним домкратом та контролювали динамометром. Прогин балки визначали трьома індикаторами годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм, два з яких вимірювали просідання опор, а третій фіксував прогин посередині балки. У найнапруженіших ділянках стиснутої та розтягнутої зон балки деформації вимірювали також мікроіндикаторами годинникового типу (рис. 1).

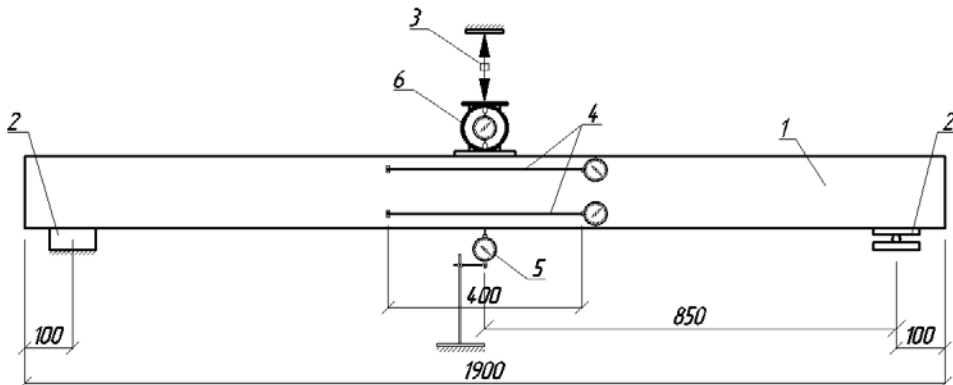


Рис. 1. Схема стенда та розміщення вимірювальних приладів на дослідних балках:

- 1 – зразок, що випробовується; 2 – нерухома та рухома опори;
- 3 – гідравлічний домкрат; 4 – мікроіндикатори; 5 – прогиномір на штативі;
- 6 – кільцевий динамометр.

Програмою експерименту було передбачено дослідження балок чотирьох серій: I серія – балка без армування; II – балка, армована металевою смугою 40x4 мм, з'єднання яких виконували за допомогою епоксидного клею (рис. 2); III – балка, армована металевою смугою 40x4 мм, поставленою на ребро, з'єднання яких виконували за допомогою епоксидного клею; IV – балка, армована металевою смугою 40x4 мм, приєднання якої виконували за допомогою нагелів (рис. 3).

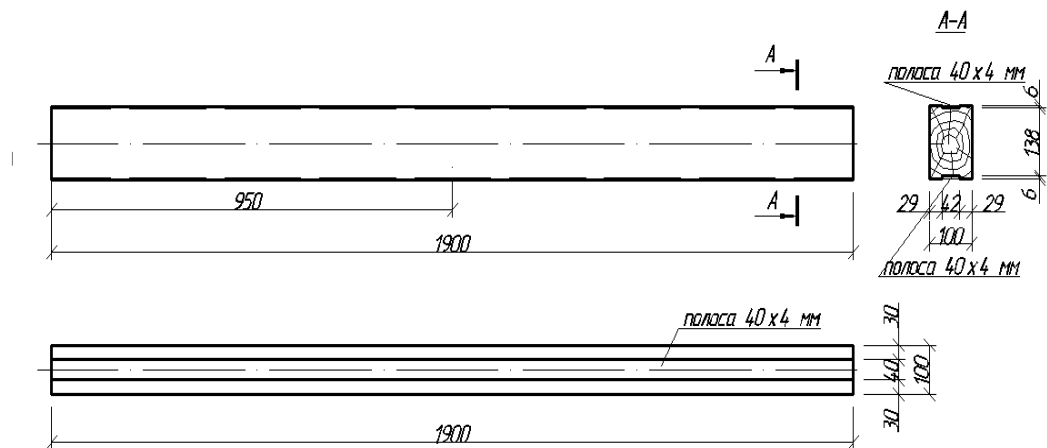


Рис. 2. Схема армування дослідних зразків серій II та IV.

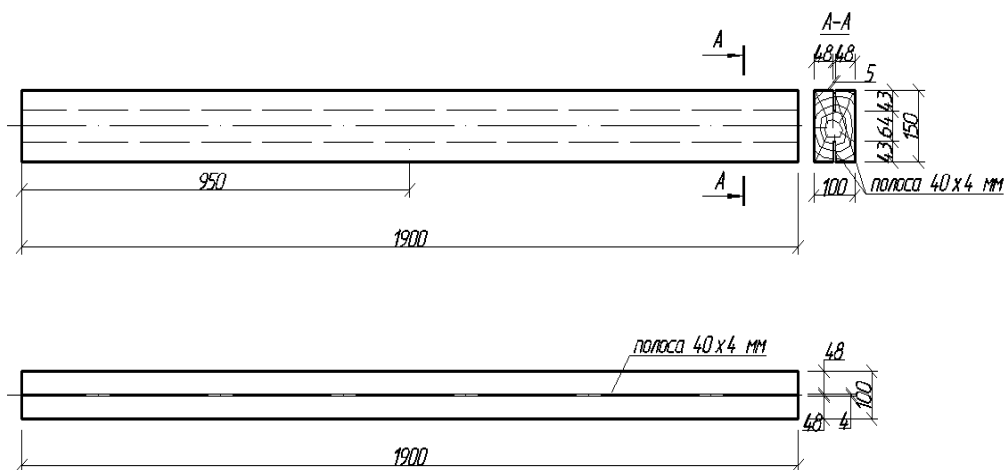


Рис. 3. Схема армування дослідних зразків серії III.

Аналізуючи експериментальні дані, отримані за випробовування металодерев'яних балок, можна дійти таких висновків:

1. За навантажень  $0,25N_{\max}$  металодерев'яна балка працює у пружній стадії.
2. Граничних прогинів у армованих балках досягали за навантажень, що втричі перевищували навантаження в неармованих балках.
3. Наявність арматури збільшує несучу здатність дерев'яних балок та зменшує прогини.
4. Практично всі балки зруйнувалися від розриву волокон деревини у розтягнутій зоні.

5. Наявність арматури запобігає раптовому фізичному руйнуванню балок у момент розриву нижніх волокон деревини.

Одним із провідних науковців у галузі армованих дерев'яних конструкцій є В.Ю. Щуко [1]. Згідно з його методикою момент інерції згинаних армованих конструкцій визначають за залежністю  $I_{пр} = b h^3 / 12 + n F_a (h_0/2)^2$  (де  $I_{пр}$  – приведений момент інерції;  $b$  – ширина перерізу;  $h$  – висота перерізу;  $n$  – співвідношення модулів пружності арматури та деревини;  $F_a$  – площа поперечного перерізу арматури;  $h_0$  – відстань від центру ваги арматури до центру ваги балки. Момент опору визначають за формулою  $W_{пр} = 2 \cdot I_{пр} / h_0$ . Результати, які були отримані за теоретичного розрахунку, порівнювали з результатами експериментальних досліджень (табл. 1).

Таблиця 1

Балка	$N_{\text{за.мет.Щуко}}$ кН	$N_{\text{експеримт}}$ кН	%
Б-1 (серія I)	5,41	17,7	70
БА-2 (серія II)	10,35	35,5	71
БА-3 (серія III)	12,55	47,7	74
БА-4 (серія IV)	10,48	35,5	71

Порівнюючи експериментальні дані з теоретичними розрахунками за методикою В.Ю. Щуко, розбіжність складає  $\approx 72\%$ .

Під час розрахунку за рекомендаціями відомого науковця В.З. Клименка розрахункові характеристики перерізу для балок із подвійним симетричним армуванням визначають за формулами:  $I_{\text{зм}} = \frac{b h^3}{12} [1 + 3 \frac{F_a}{b h} \mu]$ ;  $W_{\text{зм}} =$ , де  $E_a$ ,  $E_d$  – модулі пружності арматури й деревини;  $\mu = F_a / b h$  – коефіцієнт армування перерізу;  $F_a$  – площа арматури;  $b$  та  $h$  – висота та ширина) [2].

Порівняння результатів теоретичних розрахунків дослідних балок за методикою, запропонованою В.З. Клименком з експериментальними даними, показують розбіжність  $\approx 74\%$  (табл. 2).

Таблиця 2

Балка	$N_{\text{Клименко}}$ кН	$N_{\text{експеримент}}$ кН	%
Б-1 (серія I)	5,41	17,7	70
БА-2 (серія II)	10,35	35,4	71
БА-3 (серія III)	8,38	47,7	83
БА-4 (серія IV)	10,35	35,4	71

З метою збільшення точності оцінки несучої здатності армованих балок спробуємо використати розрахунковий апарат, що базується на визначенні геометричних характеристик складеного перерізу

металодерев'яної балки з урахуванням способу з'єднання арматури з деревиною. Оскільки переріз симетричний, то момент інерції та момент опору матимуть вигляд:

$$I_{\text{пр}} = \frac{bh^3}{12} + \frac{t \cdot c^3}{12} * \frac{E_d}{E_a} * \xi + 2t * c * (a)^2 * \frac{t \cdot c^3}{12} * \frac{E_d}{E_a} \xi \quad \text{см}^4;$$

$$W_{\text{пр}} = \frac{2 \cdot I_{\text{пр}}}{h} \text{см}^3,$$

де  $I$  – момент інерції дерев'яної балки;  $I_a$  – момент інерції арматури;  $E_a$  – приведений модуль пружності арматури до деревини;  $a$  – відстань від центру ваги арматури до центру ваги балки;  $\xi$  – коефіцієнт, що враховує спосіб з'єднання арматури з деревиною. Величину прогину визначаємо за формулою:  $f_0 = \frac{F}{3} \leq [f]$  см;  $f = f_0 \times \xi$  см. Результати розрахунків подано в табл. 3.

Таблиця 3

Балка	$N_{\text{склад. метод}}$	$N_{\text{експеримент.}}$	%
Б-1 (серія I)	5,4	17,7	70
БА-2 (серія II)	19,44	35,4	45
БА-3 (серія III)	24,47	47,7	49
БА-4 (серія IV)	15,93	35,4	55

Отже, найточнішою з-поміж перелічених методик розрахунку є оцінка несучої здатності за запропонованою методикою. Оскільки коефіцієнт  $\xi$  був прийнятий на основі незначної кількості експериментальних даних, його необхідно уточнити, що забезпечить ще більшу точність теоретичних розрахунків. Розбіжність результатів за такої методики розрахунку складає  $\approx 54\%$ .

### Висновки

1. Розбіжність між теоретичними розрахунками та результатами експериментальних досліджень склала для методики В.Ю. Щуко  $\approx 72\%$ , для методики, запропонованої В.З. Клименко, –  $74\%$ , а для методики, запропонованої авторами,  $\approx 54\%$  (зважаючи на неоднорідність будови деревини, ці результати є цілком прийнятними). Під час оцінки прогинів за запропонованою методикою розбіжність становила  $37\%$ , а за методикою В.Ю. Щуко –  $45\%$ . Отже, запропонований метод можна використовувати для оцінки несучої здатності та жорсткості армованих дерев'яних конструкцій.

2. Армвання дерев'яних балок дає змогу майже удвічі збільшити їх несучу здатність.

3. Найефективнішим способом армування дерев'яних балок стрічковою арматурою є встановлення її вертикально у площині дії згинального моменту (серія III).

4. Кріплення стрічкової сталі до дерев'яних балок за допомогою клею (серія II) та шурупів (серія IV) показало однаково високу їх надійність у забезпеченні спільної роботи матеріалів у конструкції.

5. Використання стрічкової сталі доцільне за реконструкції та підсилення дерев'яних конструкцій, оскільки кріплення її шурупами просте й недороге.

#### **Бібліографічний список**

1. Щуко В. Ю. Деревянные конструкции с рациональным армированием / В.Ю. Щуко, С.И. Рощина, В.А. Репин // Деревянные конструкции в современном строительстве : материалы Междунар. научн.-техн. конф. – М. : ЦНИИСК, 2000. – С. 4 - 5.
2. Клименко В. З. Расчет деревянных конструкций по деформациям и на прочность по деформированной схеме / В. З. Клименко // Строительная механика и расчет сооружений / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – 2012. – № 6. – С. 69-73.
3. Проектування дерев'яних конструкцій. Єврокод 5 : ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010. Офіц.вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 244 с.
4. Досвід виготовлення дощатоклеєних балок, армованих неметалевою арматурою / Б. Г. Демчина, М. І. Сурмай, А. Р. Кравз, Т. Й. Бляхар // Вісник ДонНАБА. – 2010. – № 5(85), т. 2. – С. 193-197.
5. Степанюк Ю. В. Напружено-деформований стан дерев'яних балок армованих зовнішньою стрічковою арматурою : магістерська робота / Ю. В. Степанюк. – Львів-Дубляни, 2012. – 92 с.

#### **Боднарчук Т., Нікіфоряк С., Івчук М. Дослідження несучої здатності дерев'яних балок, армованих зовнішньою стрічковою арматурою**

Подано результати експериментальних досліджень дерев'яних балок, армованих металевою стрічковою арматурою, та запропоновану методику оцінки їх несучої здатності.

**Ключові слова:** дерев'яні конструкції, металева стрічкова арматура, несуча здатність, деформації, з'єднання, розрахунок несучої здатності.

#### **Bodnarchuk T., Nikiforyak S., Ivchuk M. Investigation of the bearing capacity of wooden beams reinforced outer reinforcement tape**

The results of experimental studies of wooden beams reinforced with metal tape reinforcement and the method of evaluation of their carrying capacity.

**Key words:** wood structure, metal band fitting, bearing capacity, deformation, a compound bearing capacity calculation.

#### **Боднарчук Т., Никифоряк С., Івчук М. Исследование несущей способности деревянных балок, армированных внешней ленточной арматурой**

Приведены результаты экспериментальных исследований деревянных балок, армированных металлической ленточной арматурой, и предложенную методику оценки их несущей способности.

**Ключевые слова:** деревянные конструкции, металлическая ленточная арматура, несущая способность, деформации, соединения, расчет несущей способности.

УДК 624.154.546.012.45

### **НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ БУРОНАБИВНИХ МІКРОПАЛЬ З РОЗШИРЕНОЮ П'ЯТОЮ У ҐРУНТАХ РІЗНОГО ТИПУ**

*О. Гнатюк, к. т. н., М. Лапчук, аспірант  
Львівський національний аграрний університет,  
П. Холод, к. т. н.  
Національний університет "Львівська політехніка"*

**Постановка проблеми.** Ефективною конструкцією для влаштування нових та посилення існуючих фундаментів є залізобетонні мікропалі, які виготовляють буронабивним способом у вигляді стрижня круглого поперечного перерізу діаметром до 250 мм із бетону литої консистенції з арматурним каркасом і поширеною до двох діаметрів п'ятою конусоподібної форми. Для дослідження їх реальної роботи автори статті та інженери ПП БКФ "Основа" провели їх натурні випробування на об'єктах будівництва у різних ґрунтових умовах та проаналізовано їх розрахункову та експериментальну несучу здатність [3].

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** На кафедрі будівельних конструкцій Львівського національного аграрного університету була розроблена і впроваджена у реальне будівництво нова ефективна конструкція буронабивних залізобетонних мікропаль із поширеною п'ятою та проведені експериментальні дослідження їх несучої здатності [1; 2; 6].

**Постановка завдання.** Зазвичай фактичні значення несучої здатності буронабивних мікропаль, визначені експериментально методом їх польових випробувань статичним вдавлюванням, перевищують їх теоретичні значення, отримані розрахунком за нормами [5]. Завдання нашого дослідження – аналіз кількісного співвідношення експериментальної та теоретичної несучої здатності для різних типів ґрунтів.

**Виклад основного матеріалу.** З метою перевірки надійності роботи у різних ґрунтових умовах було проведено експериментальні випробування 25 натурних дослідних зразків буронабивних мікропаль з поширеною



п'ятою на реальних об'єктах будівництва та реконструкції промислових і цивільних споруд.

Проведені дослідження несучої здатності буронабивних залізобетонних мікропаль діаметром 175÷250 мм із поширеною п'ятою діаметром 350÷450мм. Це дало змогу порівняти їхню роботу залежно від:

- параметрів палі (діаметр палі, діаметр поширення, довжини);
- інженерно-геологічних умов.

Польові випробування мікропаль на дію вертикального навантаження проводили з метою експериментальної перевірки їх несучої здатності й деформативності ґрунтів основи на рівні п'яти палі за схемою статичного вдавлювання [4].

До комплексу обладнання для випробування входили: насосна станція НСР-400, гідравлічний домкрат для створення навантаження, розпірна конструкція для сприйняття реактивних сил від домкрата у вигляді металевої балки і 2-х анкерних палі (в окремих випадках за відповідного розрахункового обґрунтування потрібно 4 анкерні палі), реперна система і вимірювальні прилади для визначення переміщень оголовків палі і анкерів (рис. 1, 2). Розпірна конструкція складалася з двох упорних і двох розподільчих (у випадку чотирьох анкерних палі) металевих балок, які з'єднувалися між собою за допомогою болтів під час монтажу.

Усі конструкції розпірної системи були розраховані, запроектовані і виготовлені для навантаження, що на 20% перевищувало передбачену програмою досліджень величину. Пристрій для навантаження мікропалі забезпечував центральне його прикладення рівномірними окремими ступенями.

Палі для випробування виготовляли у заздалегідь виготовлених шнековим бурінням свердловинах діаметрами 175, 200 та 250 мм. У нижньому кінці свердловини спеціальними ножовими пристроями влаштовували поширення п'яти діаметром 350, 400, або у деяких випадках – 450 мм. Бетонування палі виконували литим бетоном класу С16/20 – С20/25, армування – каркасами з поздовжньою стрижневою арматурою 4Ø12 А400С. Аналогічно були виготовлені анкерні палі, у кожній з яких додатково встановлено анкерні стрижні діаметром 30 мм для закріплення металевої балки розпірної системи.

Випробування мікропалі проводили монотонним способом ступінчато зростаючим статичним вдавлювальним навантаженням. Навантаження прикладалися рівномірно, без ударів, ступенями навантаження, значення яких встановлювали програмою випробувань, але не більше  $\frac{1}{10}$  заданого у програмі найбільшого навантаження на палю. Вдавлююче зусилля домкрата визначалося за показами манометра насосної

станції. Перед початком випробувань домкрат обов'язково тарувався на гідравлічному пресі, який пройшов повірковий контроль. Осідання мікропалі вимірювали двома прогиномірами системи Аістова з ціною поділки 0,01 мм, розташованих у двох діаметрально протилежних точках перерізу у верхньому кінці мікропалі. Витягування анкерних паль замірювали прогиномірами системи Максимова з ціною поділки 0,1 мм.

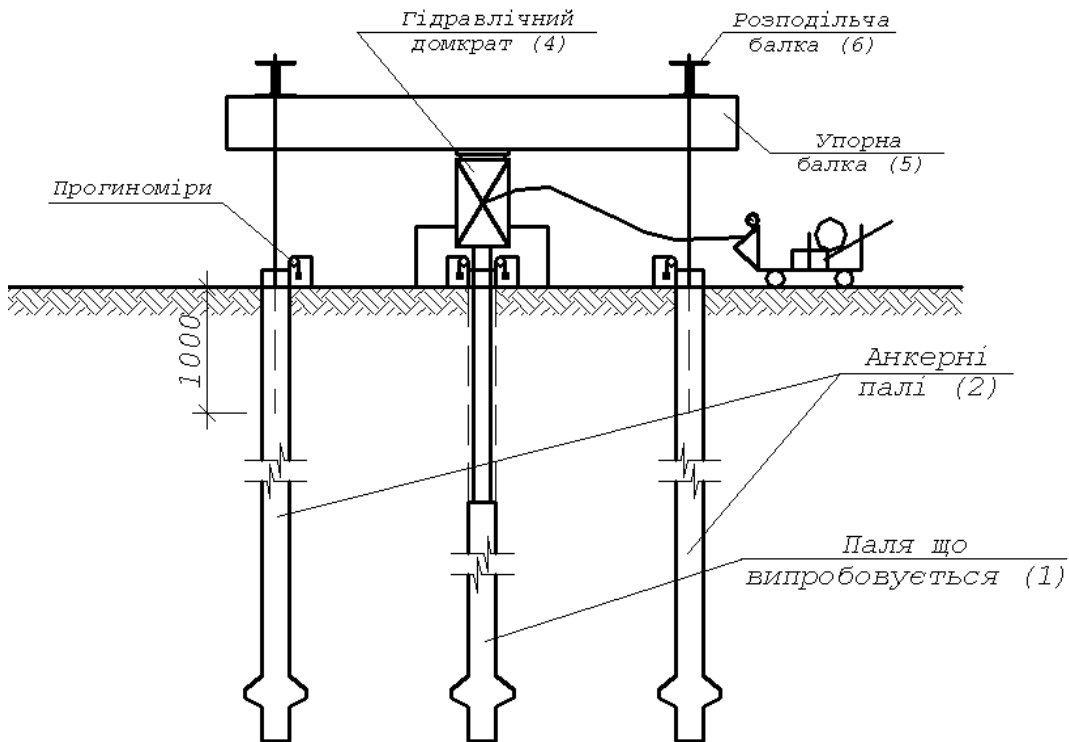


Рис. 1. Установа для випробування мікропаль з чотирма анкерними палями: 1 – дослідна палля; 2 – анкерні палі; 3 – анкерні стрижні; 4 – гідравлічний домкрат; 5 – упорна балка; 6 – розподільча балка.

На кожному ступені навантаження натурної палі знімали відліки за всіма приладами для вимірювання деформацій у такій послідовності: нульовий відлік – перед навантаженням палі, перший відлік – одразу після прикладення навантаження, потім послідовно чотири відліки з інтервалом 30 хв. і далі через кожен рік до умовної стабілізації деформації (затухання деформації).

За критерій умовної стабілізації деформації під час випробування натурною паллю приймал швидкість навантаження, яка не перевищувала 0,1 мм за останні: 60 хв. спостережень, якщо під нижнім кінцем палі

залягають піщані або глинисті ґрунти від твердої до тугопластичної консистенції; 2 год. спостережень, якщо під нижнім кінцем палі залягають глинисті ґрунти від м'якопластичної до текучої консистенції.

Навантаження у випробовуванні доводили до значення, за якого загальне осідання палі складало не менше, ніж 40 мм. При заглибленні нижніх кінців палей у великоуламкові, щільні піщані та глинисті ґрунти твердої консистенції навантаження доводили до значення, що було передбачене програмою випробувань, але не менше, ніж 1,5 значення величини несучої здатності палі, яка визначалася розрахунком.



Рис. 2. Проведення експериментальних досліджень несучої здатності мікропалей на об'єкті влаштування фундаментів по вул. Козацькій, 18, м. Львові (ґрунт основи – жорстка осадкових порід).

Розрахункові значення несучої здатності та допустимого навантаження для досліджуваних мікропалей приймали за методикою

додатку Н [5]. До уваги брали частину навантаження, яка сприймалася основним несучим шаром у відсотковому відношенні розрахункової несучої здатності основного та інших шарів ґрунту основи.

У результаті аналізу було встановлено, що відношення розрахункового та експериментального допустимого навантаження на палі, приведені до основного несучого шару, становило:

- для напівскельних ґрунтів (щебенистий ґрунт та жорства  $R_0=400\div 450\text{кПа}$ ) –  $1,8\div 2,04$ ;
- пісок дрібний ( $e=0,56\div 0,69$ ) –  $1,02\div 1,14$ ;
- пісок середньої крупності ( $e=0,61\div 0,66$ ) –  $1,66\div 2,0$ ;
- супісок пластичний ( $I_L = 0,31\div 0,67$ ) –  $1,36\div 3,12$ ;
- суглинок тугопластичний і твердий ( $I_L = 0,2\div 0,5$ ) –  $2,1\div 3,9$ ;
- глина тверда і напівтверда ( $I_L = 0,25$ ) –  $1,38\div 2,18$ .

**Висновки.** Проведені експериментальні випробування нових ефективних конструкцій буронабивних залізобетонних мікропаль з поширеною п'ятою з високою несучою здатністю, мінімальною витратою матеріалів і простою технологією їх виготовлення та влаштування у різних ґрунтових умовах.

Аналіз експериментальних та визначених теоретично даних показав, що в усіх випадках експериментальні значення несучої здатності та граничного навантаження на мікропалю перевищують розрахункові. Середнє значення відношення розрахункового та експериментального допустимого навантаження на палі становило для напівскельних ґрунтів 1,86, пісків дрібних – 1,1, пісків середньої крупності – 1,85, супісків – 2,38, суглиноків – 3,52, глин – 1,61. Отже, найближчими є значення теоретичної та експериментальної несучої здатності для пісків дрібних, а найбільше недооцінене розрахункове значення для супісків.

Отримані в результаті експериментальних та теоретичних досліджень дані, наведені у статті, дають змогу попередньо оцінити реальну несучу здатність буронабивних залізобетонних мікропаль із поширеною п'ятою.

#### **Бібліографічний список**

1. Деклараційний патент на винахід № 2003109615. Україна. Буронабивна мікропалля з поширеною п'ятою / Гнатюк О. Т., Мазепа О. М., Ониськів Б. М. (Україна). – Опубл. 26.05.04, Бюл. № 5.
2. Деклараційний патент на корисну модель № 1824563789. Україна. Поширювач свердловин для буронабивних залізобетонних мікропаль / Добрянський І. М., Ванкевич П. І., Гнатюк О. Т., Мазепа О. М., Ониськів Б. М. – Опубл. 26.03.05, Бюл. № 3.
3. ПП БКФ Основа [Електронний ресурс]. – Режим доступу : [http://\\_pposnova.lviv.ua](http://_pposnova.lviv.ua).
4. Ґрунти. Методи польових випробувань палями : ДСТУ Б В.2.1– 95 (ГОСТ 5686-

- 94). – К. : Укрархбудінформ, 1997. – 57 с.
5. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель та споруд. – К. : Мінрегіонбуд, 2009. – 161с.
6. Результати експериментально-теоретичних досліджень кушів буронабивних мікропаль проти дії горизонтальних навантажень / І.М. Добрянський, О.Т. Гнатюк, М.А. Лапчук, О.М. Мазепа, П.Ф. Холод // Галузеве машинобудування, будівництво : зб. наук. праць / Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – 2013. – Вип. 3 (38). – Полтава : ПолтНТУ, 2013. – С. 120-127.

**Гнатюк О., Лапчук М., Холод П. Несуча здатність буронабивних мікропаль з поширеною п'ятою у грунтах різного типу**

Проведені польові випробування буронабивних залізобетонних мікропаль з поширеною п'ятою на об'єктах влаштування пальових фундаментів ПП БКФ “Основа” й у лабораторії будівельних конструкцій ЛНАУ та проаналізовано їх експериментальну та теоретичну несучу здатність для різних типів ґрунтів.

**Ключові слова:** польові випробування, буронабивні залізобетонні мікропали з поширеною п'ятою, несуча здатність, допустиме навантаження на палю.

**Hnatiuk O., Lapchuk M., Kholod P. The bearing capacity of the drill-impact micropiles with enlarged toe in the soils of different type**

The field tests of drill-impact micropiles with enlarged toe on the objects of arranging of pile foundations of PP BKF “Osнова” and in the laboratory of build constructions of LNAU and they are analysed experimental and theoretical of bearing capacity for the different types of soils.

**Key words:** field tests, foundations, drill-impact micropiles with enlarged toe, bearing capacity, allowable pile-bearing load.

**Гнатюк А., Лапчук Н., Холод П. Несущая способность буронабивных микросвай с уширенной пятой в грунтах разного типа**

Проведены полевые испытания буронабивных железобетонных микросвай с уширенной пятой на объектах устройства свайных фундаментов ПП БКФ “Основа” и в лаборатории строительных конструкций ЛНАУ и проанализирована их экспериментальная и теоретическая несущая способность для разных типов ґрунтов.

**Ключевые слова:** полевые испытания, буронабивные железобетонные микросваи с уширенной пятой, несущая способность, допустимая нагрузка на сваю.

УДК 624.01

## **ВИКОРИСТАННЯ НЕТРАДИЦІЙНОГО АРМУВАННЯ У ПРОЛІТНИХ ПІНО- ТА ГАЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТАХ**

*Ю. Фамуляк, к. т. н., А. Височенко, ст. викладач  
Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Серед розмаїття будівельних матеріалів дрібноштучні стінові матеріали є основою індивідуального будівництва. З-поміж усіх альтернативних видів такого матеріалу найприйнятнішими за ціною є піно- та газобетонні вироби, що дають змогу знизити вартість житлового й промислового будівництва у 2-3 рази. Вироби із піно- чи газобетону призначені для мурування перегородок зовнішніх та внутрішніх стін, теплоізоляції покрівель, горищ, підлоги, заповнення пустот, звукоізоляції залізобетонного перекриття. Вони легкі, недорогі, мають достатні тепло- та звукоізоляційні властивості, екологічно безпечні; окрім того, такі вироби можна пиляти, свердлити, фрезерувати.

Піно- та газобетон, як і будь-які інші матеріали на основі цементу, з часом накопичують міцність. Їх вважають негорючими будівельними матеріалами.

Технологія виготовлення піно- чи газобетону досить проста: до приготованої цементної суміші додають піну зі спеціального агрегату – піно-генератора, або газоутворювальну суміш. Пісок можна замінити на шлак, золу, дрібний вапняк. За екологічними властивостями піно- та газобетон наближається до дерева, але довговічніший. Після перемішування компонентів суміш пористої структури готова для формування будь-яких будівельних виробів у камерах з атмосферним тиском. Завдяки простій технології вартість таких виробів досить низька. Сучасна технологія дає змогу виготовляти конструктивно-теплоізоляційні вироби густиною не більше, ніж 500-800 кг/м<sup>2</sup>.

Водночас коміркові бетони належать до крихких бетонів, які без додаткових елементів важко використовувати як пролітні конструкції, що має важливе значення в будівельній індустрії. Наявні дослідження та розробки стосуються переважно традиційного армування сталевую арматурою.

Застосування традиційного сталевого армування в піно- чи газобетонних елементах вимагає спеціального різального інструменту для його обробки, наприклад, коли частину його необхідно відрізати.

Тому багатьох проблем можна було б уникнути, якщо би вдалося замінити робочу арматуру таких конструкцій на таку, яка б легко піддавалася обробці, навіть звичайними інструментами широкого вжитку.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** У наш час виробі з піно- та газобетону набувають дедалі ширшого застосування у будівництві не лише у вигляді дрібноштучних елементів, а й як пролітні конструкції. Водночас у таких конструкціях здебільшого використовують традиційну стрижневу сталеву арматуру. Відповідаючи на запити сьогодення, науковці активно вивчають цю проблему у своїх дослідженнях. Щодо сучасних наукових шкіл, які вивчають легкі ніздрюваті бетони в Україні, варто відзначити школи, сформовані в Одесі (під керівництвом В.А. Вознесенського, О.С. Шинкевича, В.І. Мартинова, В.М. Вирового, А.І. Костюка та ін.), Дніпропетровську (під керівництвом А.П. Приходька), Києві (П.В. Кривенко) та Львові (М.А. Саницький, Б.Г. Демчина). Якщо ж говорити про армовані конструкції з піно- та газобетону, то тут варто виділити дослідження науковців, які працювали над цією проблемою зі середини ХХ століття, а саме: П.А. Теслер, Є.Н. Добринін, В.А. Пінскер, К.М. Романовська, Н.І. Левін, В.В. Макаричев, М.Я. Кривицький, Б.П. Філіпов, О.П. Вінокуров, Є.М. Бабич, В.С. Пісарєв, А.Г. Почтенко та ін. Хоча дослідженню пролітних конструкцій все-таки приділяли недостатньо уваги.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – подати варіантне вирішення піно- та газобетонних пролітних зразків, армованих нетрадиційними видами армування.

**Виклад основного матеріалу.** Відомий пролітний армований піно- чи газобетонний елемент, у якому як робочу арматуру використано металеві арматурні стрижні гладкого чи періодичного профілю. Проте у таких конструкціях виникає небезпека висмикування робочої арматури через надто високі фізико-механічні характеристики легких бетонів, що призводить до порушення сумісної роботи стрижневого армування та піно- чи газобетонної частини елемента як єдиного цілого, і вимагає встановлення додаткових елементів для надійного об'єднання їх між собою.

Під терміном “об'єднання” необхідно розуміти таке поєднання піно- чи газобетонної частини елемента і стрижневої чи іншого типу арматури для сумісної роботи, за якого за рахунок передачі через шов зсуваючих зусиль в об'єднаному елементі буде забезпечуватися такий напружено-деформований стан, який є близьким до відповідного стану суцільного елемента. У піно- та газобетонних пролітних конструкціях засобам об'єднання надають першочергового значення, оскільки зчеплення піно- чи газобетонної суміші з поверхнею стрижневої арматури не може забезпечувати монолітність

конструкції навіть на перших стадіях завантаження. Тому надійний зв'язок між піно- чи газобетонною частиною пролітного елемента й робочою арматурою – єдина запорука експлуатаційної придатності таких конструкцій.

Отже, для надійної роботи пролітних піно- чи газобетонних конструкцій важливе включення робочого армування в роботу конструкції з найменшими втратами зчеплення між армуванням та масивом пролітного елемента. Тому наше завдання – створити такий легкобетонний пролітний елемент, який би забезпечував добре зчеплення армування із піно- чи газобетонною частиною елемента без застосування традиційної стрижневої сталевий арматури з одночасним забезпеченням підвищення міцності та зменшення деформативності.

Наведемо низку варіантів вирішення цієї проблеми з використанням нетрадиційного армування.

**Варіант 1.** Пролітний піно- чи газобетонний елемент містить жорстку біологічну арматуру, розміщену в нижній зоні піно- чи газобетонного елемента [1; 2].

Жорстка біологічна арматура, наприклад, стебла очерету, бамбука тощо, дає змогу збільшити несучу здатність пролітного піно- чи газобетонного елемента та виконати його необхідну додаткову обробку в довільному місці без застосування спеціальних інструментів та пристроїв (рис. 1).

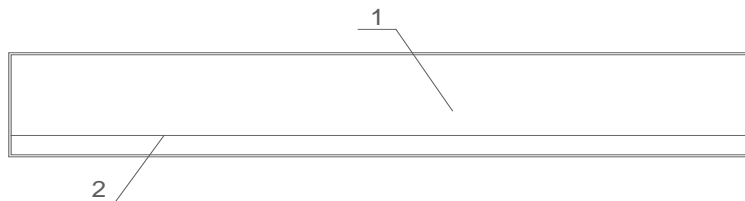


Рис. 1. Піно- чи газобетонний елемент, армований жорсткою біологічною арматурою: 1 – масив піно- чи газобетону;  
2 – жорстка біологічна арматура.

**Варіант 2.** Пролітний піно- чи газобетонний елемент містить гнучку біологічну арматуру, розміщену в нижній зоні такого елемента [3; 4].

Гнучка біологічна арматура, наприклад, ляна мотузка, дає змогу збільшити несучу здатність пролітного піно- чи газобетонного елемента та зменшити деформативність конструкції. Водночас можлива необхідна додаткова обробка цього елемента в довільному місці без застосування спеціальних інструментів та пристроїв (рис. 2).



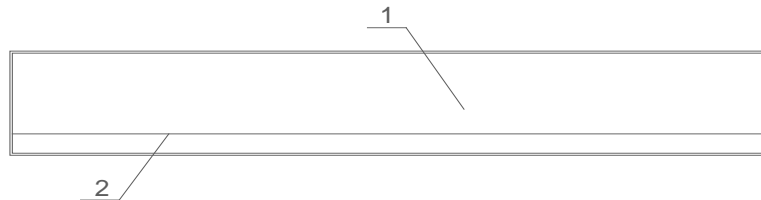


Рис. 2. Піно- чи газобетонний елемент, армований гнучкою біологічною арматурою: 1 – масив піно- чи газобетону; 2 – гнучка біологічна арматура.

**Варіант 3.** Пролітний піно- чи газобетонний елемент містить гнучку органічну арматуру, розміщену в нижній зоні цього елемента [5]. У такому разі армування можна виконати, наприклад, капроною мотузкою або стрічкою.

**Варіант 4.** Пролітний піно- чи газобетонний елемент містить жорстку органічну арматуру, розміщену в нижній зоні такого елемента [6; 7]. У таких конструкціях армування можна виконати стрижнями органічного походження гладкого та періодичного профілю.

**Варіант 5.** Пролітний піно- чи газобетонний елемент містить робоче армування у вигляді зварної або просічно-витяжної сітки, розміщеної в нижній зоні пролітного піно- чи газобетонного елемента [8]. Таке вирішення елемента дає змогу надійно об'єднати робоче армування у вигляді сітки із піно- чи газобетонною частиною елемента, збільшує його міцність та зменшує деформативність (рис. 3).

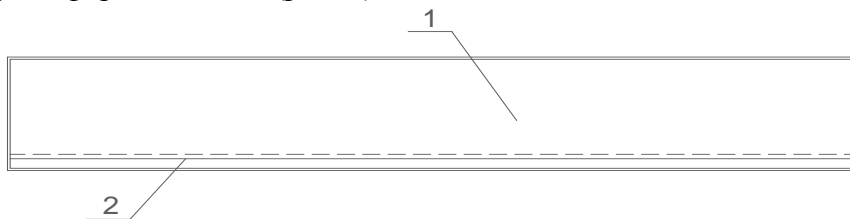


Рис. 3. Піно- чи газобетонний елемент, армований зварною або просічно-витяжною сіткою: 1 – масив піно- чи газобетону; 2 – зварна чи просічно-витяжна сітка.

**Варіант 6.** Пролітний піно- чи газобетонний елемент містить поперечне стрижневе армування та поздовжню робочу арматуру у вигляді стрижнів, а поперечне армування виконане у вигляді двосторонньої зварної чи просічно-витяжної сітки, розміщеної вертикально по боках елемента [9]. Таке вирішення елемента дає змогу надійно об'єднати зварні сітки із піно- чи газобетонним елементом, які виконують роль поперечної арматури, забезпечуючи сприйняття поперечної сили, і збільшує міцність та зменшує

деформативність у процесі експлуатації пролітного піно- чи газобетонного елемента (рис. 4).

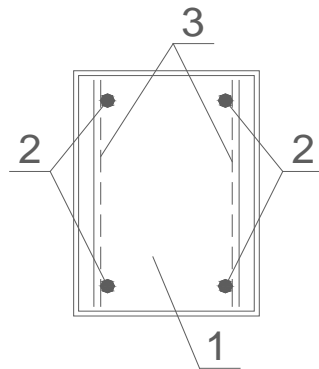


Рис. 4. Піно- чи газобетонний елемент, армований вертикальною двосторонньою зварною чи просічно-витяжною сіткою: 1 – масив піно- чи газобетону; 2 – робочі арматурні стрижні; 3 – зварна чи просічно-витяжна сітка.

**Варіант 7.** Пролітний піно- чи газобетонний елемент містить тристороннє армування у вигляді зварної чи просічно-витяжної сітки, зігнутої *U*-подібно, і встановленої вертикально, так, що вертикальні частини сітки розміщено по боках елемента, а горизонтальна – у нижній, найбільше розтягнутій, зоні пролітного піно- чи газобетонного елемента [10].

Таке вирішення елемента дає змогу надійно об'єднати зварну чи просічно-витяжну сітку із піно- чи газобетонним елементом, забезпечуючи сприйняття розтягувальних зусиль та поперечної сили, і збільшує його міцність та зменшує деформативність у процесі експлуатації (рис. 5).

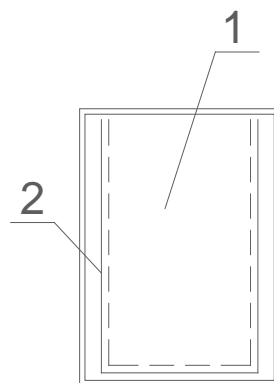


Рис. 5. Піно- чи газобетонний елемент, армований *U*-подібною зварною чи просічно-витяжною сіткою: 1 – масив піно- чи газобетону; 2 – *U*-подібна зварна чи просічно-витяжна сітка.

**Варіант 8.** Пролітний піно- чи газобетонний елемент містить периметральне армування у вигляді зварної чи просічно-витяжної сітки, зігнутої за формою перерізу піно- чи газобетонного елемента і встановленої так, що вертикальні частини сітки розміщено по боках елемента, а горизонтальні частини – у нижній, найбільш розтягнутій, та верхній, найбільш стиснутій, зонах пролітного піно- чи газобетонного елемента [11].

Такий варіант вирішення елемента дає змогу надійно об'єднати зварну сітку із піно- чи газобетонним елементом, забезпечуючи сприйняття розтягуючих зусиль та поперечної сили, збільшує його міцність і зменшує деформативність у процесі експлуатації, дає змогу встановлювати елемент у довільному положенні (рис. 6).

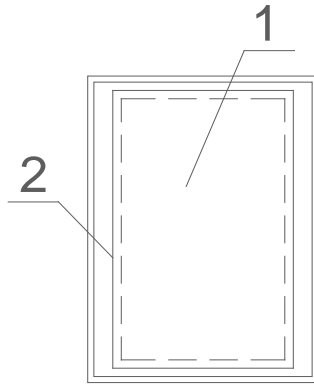


Рис. 6. Піно- чи газобетонний елемент, армований периметрально зварною чи просічно-витяжною сіткою: 1 – масив піно- чи газобетону; 2 – зварна чи просічно-витяжна сітка.

### Висновки

1. Для забезпечення надійної роботи пролітних піно- чи газобетонних пролітних елементів, з метою їх армування можна використовувати нетрадиційне армування.

2. Нетрадиційне армування у пролітних піно- чи газобетонних елементах можна використовувати як біологічного, так і органічного походження, або у вигляді різноманітних металевих чи інших сіток.

3. Використання нетрадиційного армування у пролітних піно- та газобетонних елементах дає змогу виконувати їх додаткову обробку (розрізання в довільному місці, сверління тощо) без застосування спеціальних інструментів.

### Бібліографічний список

1. Патент України на корисну модель, u2013 05764 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний газобетонний елемент з жорсткою біологічною арматурою / Фамуляк Ю.Є. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 85537; заявл.

- 07.05.2013; опубл. 25.11.2013, Бюл. № 22.
2. Патент України на корисну модель, u2011 13406 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент / Фамуляк Ю.Є. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 71165; заявл. 14.11.2011; опубл. 10.07.2012, Бюл. № 13.
  3. Патент України на корисну модель, u2013 05755 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний газобетонний елемент з гнучкою біологічною арматурою / Фамуляк Ю.Є. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 85531; заявл. 07.05.2013; опубл. 25.11.2013, Бюл. № 22.
  4. Патент України на корисну модель, u2011 13408 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент / Фамуляк Ю.Є. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 71166; заявл. 14.11.2011; опубл. 10.07.2012, Бюл. № 13.
  5. Патент України на корисну модель, u2011 13413 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент / Фамуляк Ю.Є. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 71168; заявл. 14.11.2011; опубл. 10.07.2012, Бюл. № 13.
  6. Патент України на корисну модель, u2013 05769 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний газобетонний елемент з жорсткою органічною арматурою / Фамуляк Ю.Є. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 85538; заявл. 07.05.2013; опубл. 25.11.2013, Бюл. № 22.
  7. Патент України на корисну модель, u2011 13411 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент / Фамуляк Ю.Є. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 71167; заявл. 14.11.2011; опубл. 10.07.2012, Бюл. № 13.
  8. Патент України на корисну модель, u2013 08842 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент з армуванням просічно-витяжною сіткою / Фамуляк Ю.Є. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 86793; заявл. 15.07.2013; опубл. 10.01.2014, Бюл. № 1.
  9. Патент України на корисну модель, u2013 08838 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент з двостороннім вертикальним армуванням просічно-витяжною сіткою / Фамуляк Ю.Є. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 86789; заявл. 15.07.2013; опубл. 10.01.2014, Бюл. № 1.
  10. Патент України на корисну модель, u2013 05761 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент з тристороннім армуванням просічно-витяжною сіткою / Фамуляк Ю.Є. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 85536; заявл. 07.05.2013; опубл. 25.11.2013, Бюл. № 22.
  11. Патент України на корисну модель, u2013 08837 МПК E04C 5/02 (2006.01). Пролітний пінобетонний елемент з периметральним армуванням просічно-витяжною сіткою / Фамуляк Ю.Є. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграр. ун-т. – № 86788; заявл. 15.07.2013; опубл. 10.01.2014, Бюл. № 1.

**Фамуляк Ю., Височенко А. Використання нетрадиційного армування у пролітних піно- та газобетонних елементах**

У конструкціях із піно- та газобетону, а саме у пролітних елементах, використовують сталеву арматуру гладкого чи періодичного профілю. Експериментально-теоретичні дослідження інших типів армування, їх застосування в будівельній практиці, методики розрахунку таких конструкцій із нетрадиційним армуванням вивчені та застосовують недостатньо. Один зі шляхів вирішення проблеми – заміна традиційного армування на нетрадиційне (наприклад, на матеріали біологічного чи органічного походження, різні види сіток тощо).

Подано варіантні вирішення піно- та газобетонних балкових елементів, армованих нетрадиційними видами армування.

**Ключові слова:** пінобетон, газобетон, нетрадиційне армування, міцність, деформативність.

#### **Famulyak Yu., Vysochenko A. The use of non-conventional reinforcement in the span foam and aerated concrete elements**

In designs with foam and aerated concrete, namely the span elements, steel-framed structures smooth or periodic profile. Experimental and theoretical studies of other types of reinforcement, their use in the construction practice, methods of calculation of such structures with unconventional reinforcement studied and underutilized. One solution to this problem is the replacement of traditional reinforcement unconventional (eg, materials, biological or organic origin, different types of networks, etc.).

Presented variant solutions foam and aerated concrete beam elements reinforced with non-traditional reinforcement.

**Key words:** aerated concrete, concrete, non-traditional reinforcement, strength, deformability.

#### **Фамуляк Ю., Височенко А. Использование нетрадиционного армирования в пролётных пено- и газобетонных элементах**

В конструкциях с пено- и газобетона, а именно в пролётных элементах, используется стальная арматура гладкого или периодического профиля. Экспериментально-теоретические исследования других видов армирования, их использование в строительной практике, методики расчёта таких конструкций с нетрадиционным армированием изучены и используются недостаточно. Одним из путей решения этой проблемы есть замена традиционного армирования нетрадиционным (например, материалами биологического или органического происхождения, разного вида сеток и т.п.).

Представляются варианты решения пено- и газобетонных балочных элементов, армированных нетрадиционными видами армирования.

**Ключевые слова:** пенобетон, газобетон, нетрадиционное армирование, прочность, деформативность.

УДК 624.012

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ВЕРХНЬОЇ ПОЛИЦІ  
МОНОЛІТНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПОРОЖНИСТОЇ  
ПЛИТИ НА ПРОДАВЛЮВАННЯ**

*І. Мельник, к. т. н., В. Сорохтей, наук. співробітник,  
М. Козак, інженер, Т. Приставський, аспірант  
Національний університет «Львівська політехніка»*

**Постановка проблеми.** Монолітні плоскі залізобетонні перекриття все ширше використовують у будівлях різного призначення. За значних прольотів суттєвою проблемою є власна вага монолітних перекриттів. Для її зменшення все частіше використовують порожниноутворювальні вставки [1-3].

До вставок, які забезпечують найбільшу порожнистість монолітних залізобетонних перекриттів, належать трубчасті вставки розвинутих форм (квадратні, прямокутні) з тонкостінними полицями.

Незважаючи на дедалі частіше використання плоских монолітних перекриттів зі вставками, досліджень їх складного напружено-деформативного стану в перерізах із порожнинами недостатньо, а дослідження на можливе продавлювання за місцевої дії зосередженого навантаження не проводили.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Дослідження продавлювання залізобетонних плит мають майже столітню історію. Серед останніх досліджень варто виділити праці А. Іванова [4], С. Клованича та В. Шеховцова [5]. Експериментальні результати цих та інших авторів дали змогу виявити вплив таких чинників, як: міцність бетону, наявність або відсутність моментів, геометрія плит і ділянок передавання навантаження, відстань від опор до штампу, типи штампів, армування, нагельний ефект в арматурі, форма поверхні піраміди продавлювання, послідовність і характер тріщиноутворення тощо.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – провести експериментальні дослідження верхньої неармованої полиці на продавлювання за різної незначної товщини полиці, що може мати місце під час відхилення положення за висотою порожниноутворювальних вставок, за недотримання технології виконання робіт тощо.

**Виклад основного матеріалу.** Для експериментального дослідження було виготовлено два дослідні зразки загальною довжиною 1,22 м, шириною – 0,53 м, висотою перерізу – 0,26 м.

Дослідні зразки були армовані сіткою у нижній полиці з поздовжньою робочою арматурою діаметром  $\varnothing 12$  (крок стрижнів – 75 мм) та поперечною – діаметром  $\varnothing 12$  класу А500С з кроком 600 мм. З'єднання арматури в арматурній сітці виконували контактним зварюванням.

Як порожниноутворювальні вставки використовували пінополістирол із розмірами поперечного перерізу  $160 \times 160$  мм.

Для приготування бетону використовували портландцемент марки М300, пісок середньої крупності, щебневий заповнювач фракції 5-20 мм. Бетонну суміш вкладали безпосередньо у форми. Ущільнення бетонної суміші проводили на вібростолі. Після теплової обробки дослідних зразків у пропарювальних камерах пінополістирол був вибраний, утворивши в результаті порожнини. Фактична міцність бетону на час випробувань становила 19,5 МПа. Верхню полицю на кожному з отворів порізали в поперечному напрямі на п'ять частин. Загальний вигляд дослідних зразків після виготовлення показано на рис. 1.

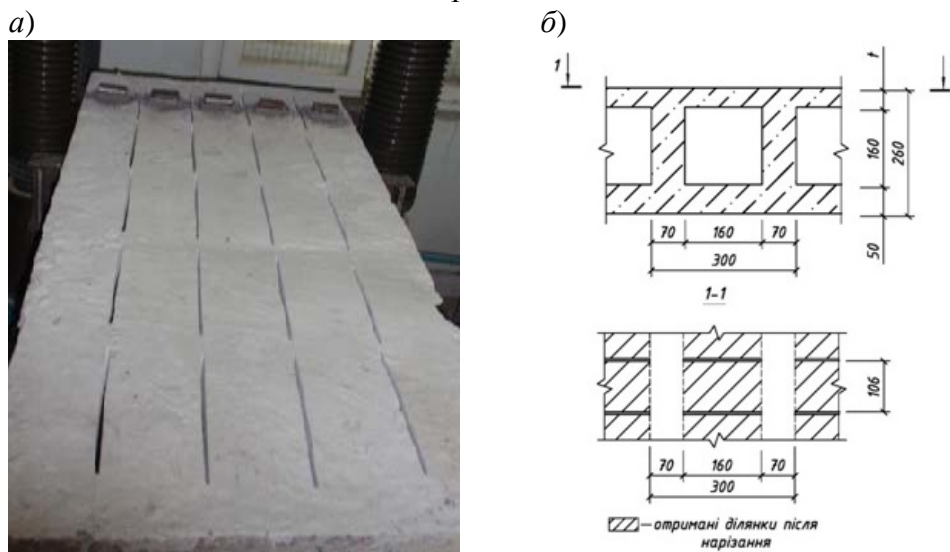


Рис. 1. Загальний вигляд згори (а) та геометричні розміри дослідних зразків (б).

Випробування верхньої полиці плити дослідних зразків проводили в лабораторії ДП МОУ «Львівський завод збірних конструкцій» за допомогою гідравлічного пресу марки П-125. Схема випробувань подана на рис. 2.

На зразок виставляли металеві пластини на цементно-піщаному розчині марки  $\sim$  М 100 для вирівнювання контактних площин із полицею плити. Також до бокових граней ребер плити були змонтовані швелери №14 на цементно-піщаному розчині марки  $\sim$  М 100, які скріплювали між собою

тяжами (рис. 2б). Їх робота полягала у сприйнятті горизонтального розпору, який виникав від вертикального навантаження.

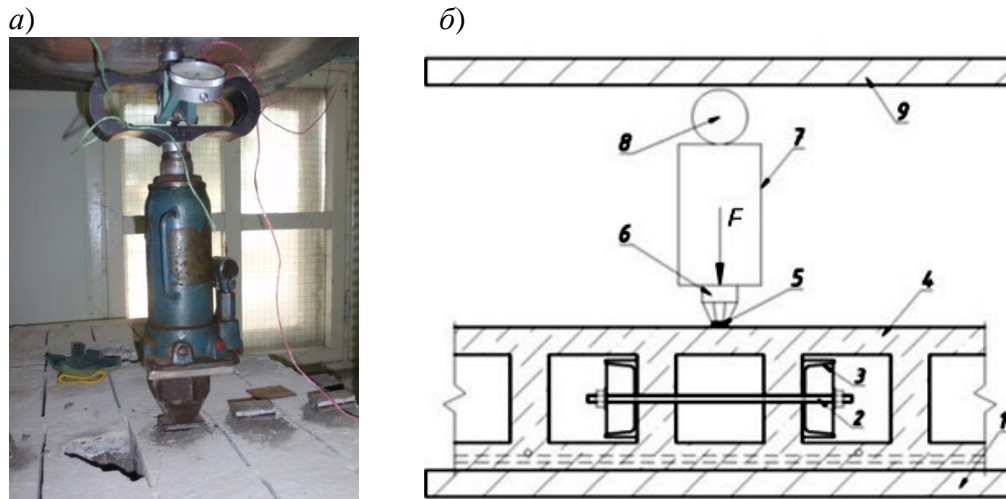


Рис. 2. Загальний вигляд (а) і схема випробування дослідних зразків (б):  
 1 – нижня плита пресу; 2 – тяж; 3 – швелер № 14; 4 – дослідний зразок;  
 5 – пластина металева (штамп); 6 – передавальний конусний елемент;  
 7 – домкрат гідравлічний; 8 – динамометр; 9 – верхня плита пресу.

Загалом було випробувано 30 фрагментів верхньої бетонної полиці. Залежно від характеру руйнування їх можна згрупувати на шість типів.

*Тип руйнування № I:* Руйнування площі полиць становить  $>75\%$ , але не по всій ширині. Спостерігається утворення тріщини з двох боків біля ребер плити (рис. 3а);

*Тип руйнування № II:* Руйнування площі полиць становить  $>75\%$ . Спостерігається утворення тріщини біля ребра  $P1$  та зріз із напрямом від прикладання сили до ребра  $P2$  (рис. 3б);



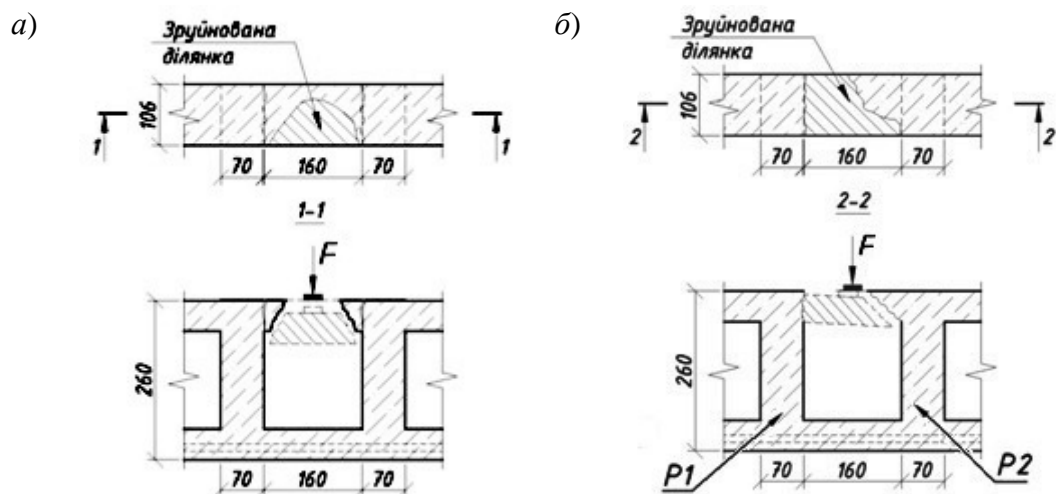


Рис. 3.Схеми руйнування за типами I (а) і II (б).

*Тип руйнування № III:* Руйнування площі полицки становить 50-75%. Спостерігається утворення тріщини біля ребра  $P1$  та зріз у напрямі від прикладання сили до ребра  $P2$  (рис. 4а);

*Тип руйнування № IV:* Руйнування площі полицки становить 50-75%. Спостерігається утворення тріщини біля двох ребер та зріз у напрямі від прикладання сили до ребра  $P1$  (рис. 4б).

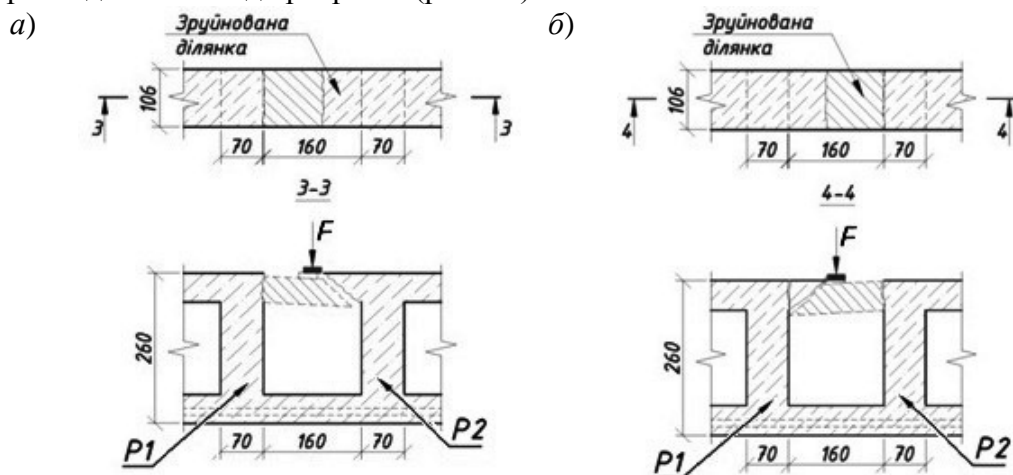


Рис. 4.Схеми руйнування за типами III (а) і IV (б).

*Тип руйнування № V:* Руйнування площі полицки становить 50-75%. Спостерігається утворення тріщини біля двох ребер і поява тріщини в

нижній зоні верхньої полиці у поперечному напрямі. Також характерним є зріз у напрямі від прикладання сили до ребра  $P1$  (рис. 5а);

*Тип руйнування № VI.* Руйнування відбувається у вигляді піраміди продавлювання, бічні грані якої нахилені під кутом приблизно  $45^\circ$  до її основи (рис. 5б).

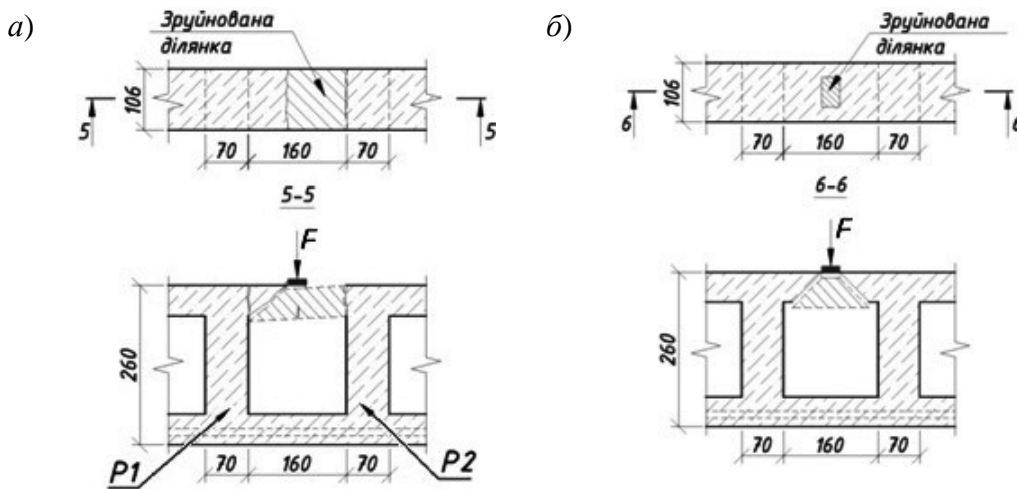


Рис. 5. Схеми руйнування за типами III (а) і IV (б).

На рис. 6 показано загальний графік залежності руйнівного навантаження від товщини бетону верхньої полиці  $t$ , яке змінюється від 5кН (0,5 тс) за  $t = 20$  мм до 31кН ( $\approx 3,1$  тс) за  $t = 47 - 48$  мм.

**Висновки.** Експериментальні дослідження показали, що навіть за незначної товщини (20-30 мм) міцність верхньої неармованої полиці за штампа  $3 \times 5$  см є значною (9,5-16 кН) і достатньою для сприйняття випадкових зосереджених навантажень. За товщини полиці 40-50 мм величина продавлюючої сили становить 18,5-31 кН.

Виявлений під час випробувань характер руйнування фрагментів полиці плит був різним і не завжди відповідав класичній схемі продавлювання за обрисом (формою) піраміди.

Особливості напружено-деформованого стану верхньої полиці порожнистої плити за дії зосередженого навантаження необхідно враховувати за одночасної дії основного експлуатаційного навантаження (згин у двох площинах із виникненням двовісного напруженого стану в полиці тощо).

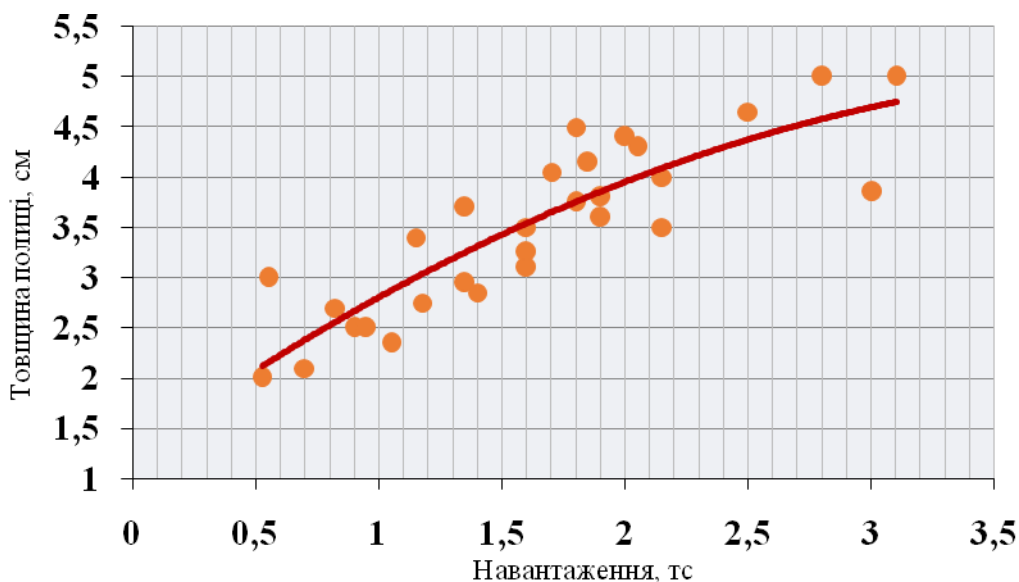


Рис. 6. Графік залежності навантаження продавлювання від товщини полиці.

#### Бібліографічний список

1. Мельник І.В. Спосіб виготовлення порожнистих бетонних і залізобетонних виробів / І.В. Мельник // Деклараційний патент на винахід. – Державний департамент інтелектуальної власності; Бюл. №7-П від 15.12.2000 р.
2. Мельник І.В. Конструктивні рішення плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками і експериментальне дослідження їх фрагментів / І.В. Мельник, В.М. Сорохтей // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – 2006. – Вип. 14. – С. 253-260.
3. Євстаф'єв В.І. Полегшені багаточарові перекриття для архітектурно-будівельних систем з широким кроком несучих конструкцій / В.І. Євстаф'єв : автореф. дис. к.т.н. – К., 2004. – С. 18.
4. Иванов. А. Расчет прочности плоских плит перекрытий без поперечной арматуры монолитных каркасных зданий на продавливание / А. Иванов, А. Залесов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 2003. – С. 200-205.
5. Клованич С.Ф. Продавливание железобетонных плит: натурный и численный эксперименты / С.Ф. Клованич, В.И. Шеховцов. – Одесса, 2011. – С. 6-9.

#### Мельник І., Сорохтей В., Козак М., Приставський Т. Експериментальні дослідження верхньої полиці монолітної залізобетонної порожнистої плити на продавлювання

Подано методику експериментальних досліджень верхньої полиці фрагментів монолітної залізобетонної плити під час завантаження штампом однакових розмірів. Описано характер руйнувань і результати міцності на продавлювання за різної товщини верхньої неармованої полиці.

**Ключові слова:** монолітна порожниста залізобетонна плита, бетонна полиця, продавлювання.

**Melnyk I., Sorohtey V., Kozak M., Prystavskyy T. Experimental research on bursting top shelf monolithic reinforced concrete hollow slab**

A methodology of experimental research of upper shelf pieces monolithic concrete slab at boot stamp of the same size was posted. The nature of the damage and bursting strength results for different thickness of the unreinforced upper shelf were described.

**Key words:** hollow monolithic concrete slab, concrete shelf, bursting.

**Мельник И., Сорохтей В., Козак М., Приставский Т. Экспериментальные исследования верхней полки монолитной железобетонной пустотной плиты на продавливание**

Предоставлено методику экспериментальных исследований фрагментов монолитной железобетонной плиты во время загрузки штампом одинаковых размеров. Описано характер разрушения и результаты прочности на продавливание при различной толщине верхней неармированной полки.

**Ключевые слова:** монолитная пустотная железобетонная плита, бетонная полка, продавливания.

УДК 666.972.162

**ГІДРОФОБНІ БЕТОНИ З ПОКРАЩЕНИМИ ПОКАЗНИКАМИ МІЦНОСТІ, ВОДОНЕПРОНИКНОСТІ ТА МОРОЗОСТІЙКОСТІ**

*Т. Мазурак, аспірант*

*Національний університет „Львівська політехніка”*

**Постановка проблеми.** У сучасному будівництві використовують різноманітні бетони на основі композицій, які істотно впливають на основні експлуатаційні характеристики бетонів, такі як морозостійкість, міцність і водонепроникність. Актуальнішим це питання є в умовах використання спеціальних бетонів, які використовують в різних галузях (наприклад, гідротехнічному будівництві, зведенні шляхопроводів), для забезпечення яких потрібний ретельніший підбір складових, особливо в умовах агресивних середовищ із поперемінним замерзанням і розмерзанням фаз.

Розробка і використання бетонів зазначеного типу показали, що вони можуть бути виготовлені з успіхом із широкого спектру матеріалів, особливо таких, що частково замінюють цемент (мінеральні добавки та мікронаповнювачі). Важливе також використання суперпластифікаторів. Вибір і кількісне співвідношення матеріалів у комплексі повинні

враховувати майбутні характеристики одержаних структурних композицій, однак часто це доволі складно, і не завжди можливо передбачити певні властивості бетонів [1; 2].

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Поліструктурність сучасних бетонних композицій із багатоступеневою організацією вимагають урахування елементів усіх рівнів та забезпечення певних конкретних властивостей. У такому разі мезоструктура (портландцементні композиції та дрібні заповнювачі) бетонів відіграє важливу роль у формуванні рухливості й однорідності сумішей, стійкості до механічних навантажень тощо [3; 5].

Значну базу напрацювань у проектуванні та виготовленні спеціальних бетонів, зокрема для гідротехнічного напрямку, мають американські та європейські країни (зокрема Німеччина, Норвегія, Франція). Їх основною перевагою, крім більш активного використання хімічних та мінеральних добавок, є ретельне проектування й виготовлення цементних сумішей. Ідеться про використання багатofракційних сумішей сипучих матеріалів.

На наших заводах залізобетонних виробів використовують одну-дві фракції крупних і таку саму кількість дрібних заповнювачів, тоді як німецькі спеціалісти зазвичай використовують щонайменше дві-три фракції крупного та дві-чотири фракції дрібного заповнювача. Це дає змогу створювати ефективніші суміші та зменшувати їх собівартість, проте потребує істотних фінансових затрат на удосконалення виробничих процесів та нового устаткування й фахівців у цьому напрямі.

Розробка гідрофобних бетонів із заданими показниками на сьогодні постає з особливою актуальністю, оскільки у країнах пострадянського простору наукових робіт за цією тематикою було небагато, крім того, основне спрямування цих досліджень було обмежено використанням тільки різних типів цементів та мінеральних добавок.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – теоретична та практична розробка складів гідрофобного бетону, підприємством ТОВ "ВЕСТТ-ТД" (м. Одеса) для плит, які використовуватимуть для укріплення берегів. Основним негативним чинником впливу на характеристики бетону було агресивне середовище класу XS3 в умовах хлоридної корозії берегу Чорного моря з поперемінним замерзанням-розмерзанням взимку. Ретельний аналіз чинників дав змогу прийняти технологічне рішення, що для забезпечення потрібних властивостей бетону він повинен мати необхідні властивості: клас міцності – C35/45 (B45 або M600); марку за морозостійкістю – F400; марку за водонепроникністю – W12. Наше завдання – проектування високоміцних гідротехнічних бетонів з підвищеними показниками ранньої міцності.

**Виклад основного матеріалу.** Перед проведенням випробувань було здійснено орієнтовний розрахунок складу проектного бетону.

Оскільки забезпечення гідрофобності та міцності бетону неможливе без використання хімічних добавок, у випробуваннях контрольну серію бетону без добавок не виготовляли. Враховуючи напрацьований досвід підприємства та економічну доцільність використання певної марки цементу, було прийнято рішення щодо використання цементу марки М-400. Для забезпечення, крім міцності, потрібної водонепроникності та морозостійкості запроектованого бетону було зацентовано увагу на використанні звичайного портландцементу або сульфатостійкого цементу.

З урахуванням зазначених завдань, були проведені випробування двох серій бетону зі сульфатостійким шлакопортландцементом СС ШПЦ 400 Д 60 (м. Одеса) та шлакопортландцементом ПЦ П/А-Ш-400 “Ольшанка” з комплексом хімічних добавок (суперпластифікатор 0,6% на основі сульфонат нафталінів та гідрофобна добавка 1,7% від маси цементу на основі гідросилоксанів), які були введені в бетон як модифікатори. Для одержання бетонних сумішей було використано пісок Вознесенського кар’єру з модулем крупності  $M_k = 2,6$  ( $\rho_n = 1,37$  кг/л) та два види крупного заповнювача Кіровоградського кар’єру “Чарнокит” ( $\rho_n = 1,64$  кг/л) з фракціями 5-20 та 20-40. Поліпшення властивостей бетону досягають за рахунок використання поліфункціональних агрегатів та їх оптимального ущільнення в композиційній структурі.

Оптимальний вміст хімічних добавок було визначено за допомогою методів математичного моделювання відповідно до критеріїв рухливості та міцності портландцементних композицій та на основі досвіду їх використання у бетонах і розчинах.

Щоб забезпечити максимальну щільність упакування частинок, були використані 38% за масою крупного заповнювача щебеню фракції 5-20 % і 62%, а щебеню – фракції 20-40. Рухливість бетонів була в межах Р-3 ( $OK = 10-11$  см), при В/Ц = 0,36. Фізичні та механічні випробування зазначених цементів та бетонів були проведені відповідно до державних стандартів. Оцінку властивостей отриманих серій бетонів здійснювали через рухливість і випробування на міцність, водонепроникність і морозостійкість.

Було проведено випробування зразків бетонів заданих серій на міцність. Аналіз отриманих експериментальних даних подано на рис. 1.

Згідно з результатами досліджень одержання швидкотверднучих бетонів високої марки найкраще досягали як на шлакопортландцементі ПЦ П/А-Ш-400 “Ольшанка”, так і на сульфатостійкому цементі СС ШПЦ 400 Д 60 (м. Одеса).

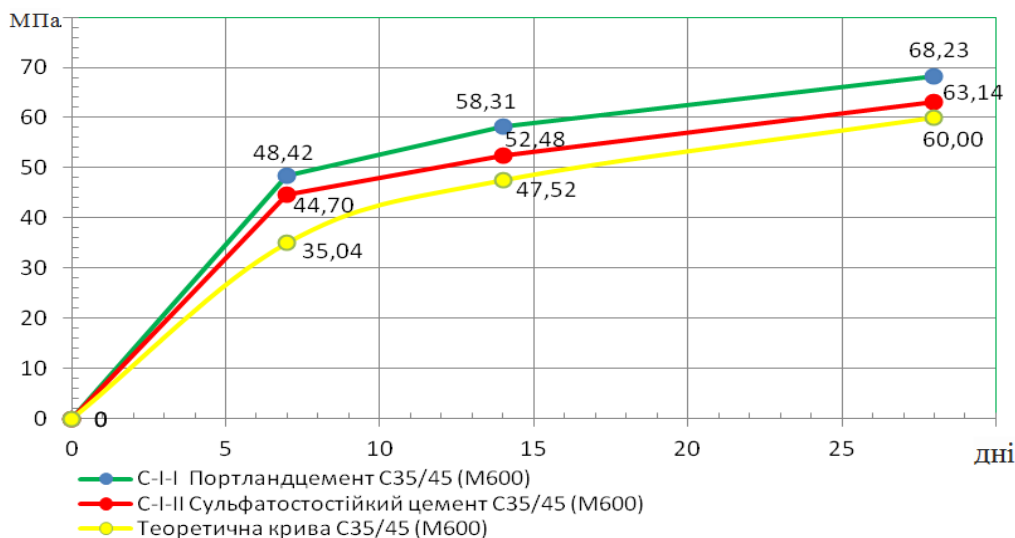


Рис. 1. Набір міцності модифікованих високоміцних бетонів C35/45 (B45 або M600) на основі шлакопортландцементу та сульфатостійкого цементів.

Здійснено також експериментальні випробування бетонів та їх аналіз на водонепроникність за прискореним методом згідно з ДСТУ Б.В.2.7-170:2008.

Випробування на водонепроникність бетонів прискореним методом проводили на приладі “Агама-2Р” на чотирьох кубових зразках з ребром 15 см на кожну серію. Визначали повітропроникність бетону, що відповідає певному значенню водонепроникності й опору бетону проникненню повітря. Значення водонепроникності кубових зразків, випробуваних прискореним методом і розрахованих згідно з нормативними перевідними таблицями за значеннями випробувань повітропроникності опору бетону проникненню повітря, подано в таблиці.

Таблиця

Водонепроникність, повітропроникність і опір бетонів

№ з/п	Серія випробувань, тип цементу	Повітропроникність бетону $a_c$ , $\text{см}^2/\text{с}$	Опір бетону проникненню повітря $m_c$ , $\text{с}/\text{см}^3$	Марка бетону за водонепроникністю
1	C-I-I, шлакопортландцемент ПЦ II/A-III-400	0,0198	50,5	W16
2		0,0135	74,04	W18
3		0,0157	63,7	W18
4		0,0105	95,2	W20
5	C-I-II, сульфатостійкий цемент	0,0139	71,9	W18
6		0,012	83,3	W18
7		0,0152	65,8	W18
8	СС ШПЦ 400 Д 60	0,0098	102,1	W20

Випробування серій бетонних зразків на морозостійкість проводили за прискореним методом згідно з ДСТУ Б.В.2.7-49-96. Суть методу полягає в особливості використання для розморожування 5% розчину натрію хлориду протягом 1,5 год. за температури +20°C, а заморожування здійснювали за температури -20±5°C протягом 2,5 год.

Враховуючи значний обсяг даних за випробуваннями, на рис. 2, 3 подано гістограми, що дають змогу підсумувати й узагальнити дані кінцевих випробувань.

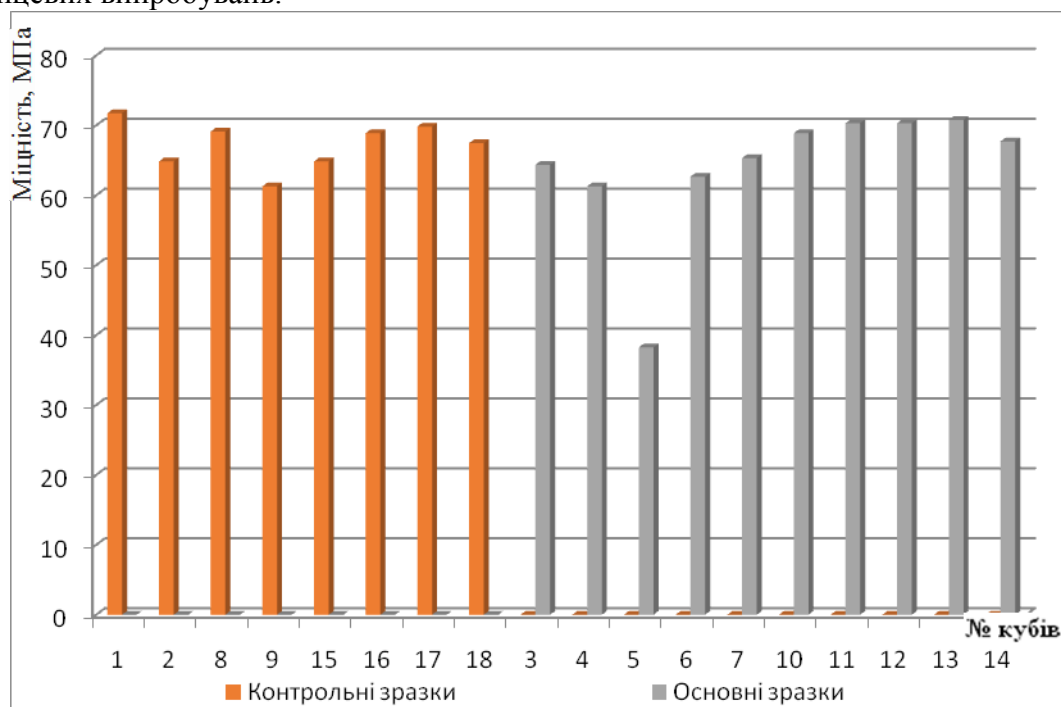


Рис. 2. Гістограма міцності зразків серії С-І-І на шлакопортландцементі.

Згідно з отриманими результатами, обидві серії бетону відповідають марці за морозостійкістю F400 і показують зменшення міцності менше ніж на 5 % після проходження 100 циклів заморожування-відтавання за прискореним (другим) методом, а також мають незначний технологічний запас за відповідним параметром бетону.

Варто зазначити, що запас міцності за морозостійкості для серії С-І-І на шлакопортландцементі ПЦ ІІ/А-Ш-400 з втратою міцності на 4,86% є незначним порівняно зі серією С-І-ІІ на сульфатостійкому цементі СС ШПЦ 400 Д 60із втратою міцності на 2,09%, що дає право стверджувати про непридатність або обмежену придатність такого бетону до проектних вимог.



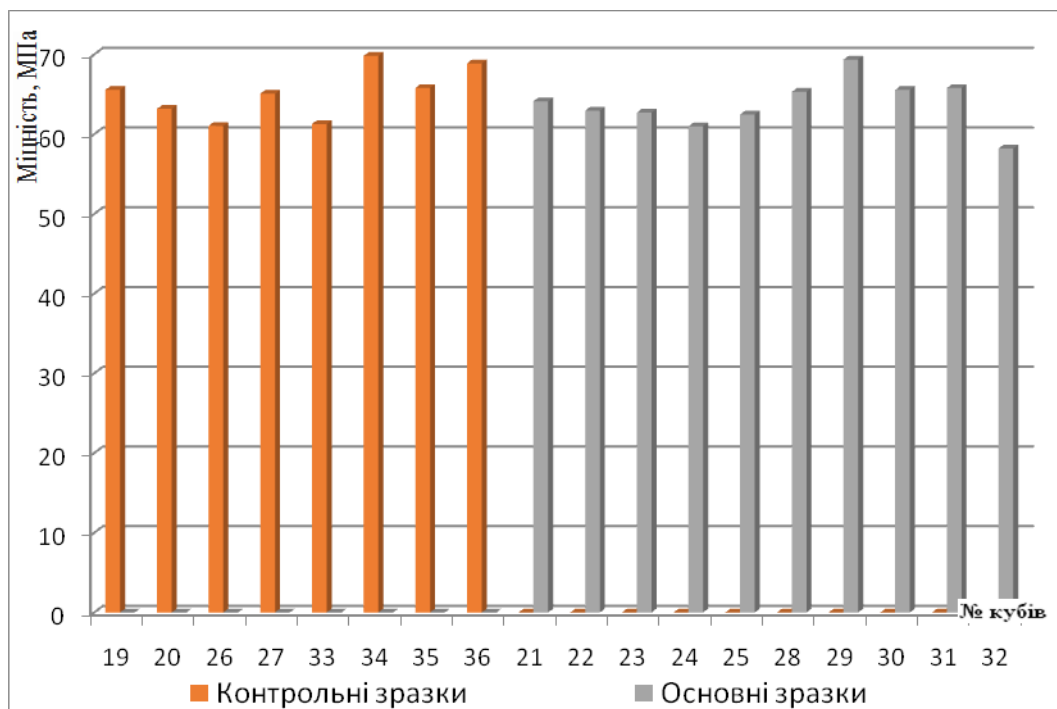


Рис. 3. Гістограма міцності зразків серії С-I-II на сульфатостійкому цементі.

**Висновки.** Експериментальні дані досліджень доводять, що запроектовані склади бетонів як на шлакопортландцементі, так і на сульфатостійкому цементі, відповідають проектному класу і задовольняють поставлені в технічному завданні характеристики бетону.

Враховуючи дані випробувань за морозостійкістю та водонепроникністю, можна дійти певних висновків щодо структури та процесу тужавіння й показників закриття пор бетону і його гідрофобізації; підтверджуються загальноприйняті вимоги й рекомендації з виготовлення гідрофобного бетону, основою яких є використання сульфатостійкого цементу.

Міцність сульфатостійкого цементу порівняно з шлакопортландцементом дещо менша, проте в умовах агресивного середовища вона не є основним чинником. Тому для забезпечення високої гідрофобізації та морозостійкості варто застосовувати хімічні добавки і сульфатостійкі цементу, водночас за потреби високої міцності без значного впливу агресивного середовища варто враховувати можливість використання звичайного шлакопортландцементу.

#### Бібліографічний список

1. Батраков В. Г. Модифицированные бетоны / Батраков В. Г. – М. : Стройиздат,

1990. – 400 с.

2. Давидсон М. Г. Водонепроницаемый бетон / Давидсон М. Г. – Ленинград : Лениздат, 1965 – 98 с.

3. Bajorek G. The effect of cement/additive cooperation in Self compacting concrete / G. Bajorek 10th Scientific conference «Rzeszow – Lviv – Kosice», Kosice: Technical University of Kosice, 2005. – P. 114-119.

4. Collepardi M. Innovative Concretes for Civil Engineering Structures: SCC, HPC and RPC / M. Collepardi. – New Technologies and Materials in Civil Engineering. – Milan, 2003. – P. 1-8.

5. Okamura H. Mix design for self compacting concrete / H. Okamura, K. Ozawa. – Conc. Lib. of Japan Soc. of Civ. Eng. 1995. – N. 6. – P. 107-120.

**Мазурак Т. Гідрофобні бетони з покращеними показниками міцності, водонепроникності та морозостійкості**

Розглянуто проблеми поліпшення основних характеристик гідрофобних бетонів (міцності, водонепроникності та морозостійкості) на шлакопортландцементі та сульфатостійкому цементі. Показано, що найкращі показники міцності мають бетони на основі шлакопортландцементу, тоді як вищі показники гідрофобізації та морозостійкості мають бетони на основі сульфатостійких цементів.

**Ключові слова:** гідрофобні бетони, шлакопортландцемент, сульфатостійкий цемент, міцність, водонепроникність, морозостійкість.

**Mazurak T. Hydrophobic concrete with improved strength characteristics, water resistance and hardness**

This paper addresses the problem of improving the basic characteristics of hydrophobic concrete (strength, water resistance and cold resistance) in slag Portland cement and sulphate cement. It is shown that the best indicators of the strength of concrete have based slag Portland cement, while higher levels of hydrophobic and frost with concrete from sulfate cements.

**Key words:** hydrophobic concrete, slag Portland cement, sulfate cement, durability, water resistance, frost resistance.

**Мазурак Т. Гидрофобные бетоны с улучшенными показателями прочности, водонепроницаемости и морозостойкости**

Рассматриваются проблемы улучшения основных характеристик гидрофобных бетонов (прочности, водонепроницаемости и морозостойкости) на шлакопортландцементе и сульфатостойком цементе. Показано, что лучшими показателями прочности обладают бетоны на основе шлакопортландцемента, тогда как высокие показатели гидрофобизации и морозостойкости имеют бетоны на основе сульфатостійких цементов.

**Ключевые слова:** гидрофобные бетоны, шлакопортландцемент, сульфатостійкий цемент, прочность, водонепроницаемость, морозостойкость.

УДК 624.073.001.5

**ДОСЛІДЖЕННЯ ПІНОБЕТОННИХ ПЛИТ, АРМОВАНИХ  
СТАЛЬНИМИ СІТКАМИ З РІЗНИМ АНКЕРУВАННЯМ  
НА ПРОДАВЛЮВАННЯ**

*Х. Демчина, асистент, Т. Осадчук, магістр  
Національний університет "Львівська політехніка"*

**Постановка проблеми.** Останніми роками галузь будівництва розвивається в напрямі використання нових енергоефективних матеріалів [3].

Локальне навантаження від впливу коліс автотранспорту зумовлює місцеве зминання та продавлювання матеріалу дорожньої основи, а у разі застосування пінобетонної основи це навантаження розподіляється по піраміді продавлювання на ґрунти, істотно (в десятки разів) зменшуючи навантаження на них, що призводить до можливості будівництва доріг на слабких ґрунтах [4]. У перекриттях і у фундаментних плитах будівель наявне локальне зминання та продавлювання в місцях опирання колон, стояків та обладнання, у стінах – у місцях опирання на них балок та плит перекриття [2]. Отже, питання продавлювання пінобетону під впливом локального навантаження є актуальним, але на сьогодні недостатньо вивченим.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Дослідження пінобетонних армованих та неармованих плит проводили у НУ «Львівська політехніка» [1; 3-5].

Найбільшу ефективність показали плити, армовані стальними сітками, але кількість цих досліджень була недостатньою для можливості створення рекомендацій з проектування, тому були необхідні додаткові дослідження.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – дослідити пінобетонні плити, армовані стальними сітками з різним анкеруванням у взаємоперпендикулярних напрямках на продавлювання для встановлення співвідношень у розподілі деформацій пінобетону у стиснутій зоні.

**Виклад основного матеріалу.** Була розроблена методика експериментальних досліджень [4; 5] на продавлювання пінобетонних плитних взірців, армованих стальними сітками з коміркою 50 x 50 мм із арматурного дроту Ø4Вр-І з величиною захисного шару 18 мм.

Враховуючи можливості установки випробувань плит на продавлювання [4; 5], зразки експериментальних плит було прийнято з однаковими геометричними розмірами – 500 x 500 x 150 мм.

Плити марок П-27, П-28 були виготовлені з пінобетону проектної марки D800, а плити П-29, П-30 – з пінобетону проектної марки D1000.

Прийнята схема випробування відповідала вільному опираючому плит із забезпеченням надійного та рівномірного встановлення взірців за рахунок гіпсового розчину по периметру опорного столика. Відповідно до схеми армування дослідних плит (рис. 1), у подальшому вважатимемо, що у напрямі достатнього анкерування плита працює як защемлена, а у напрямі відсутності анкерування – як вільно оперта. Це припущення необхідне для розв'язку поставленої задачі.

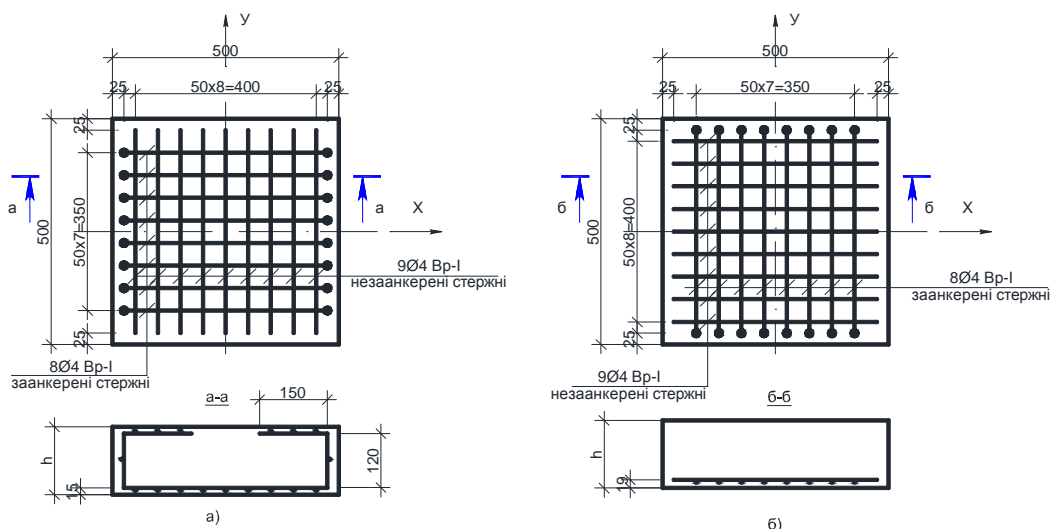


Рис. 1. Геометричні розміри дослідних зразків та їх армування:

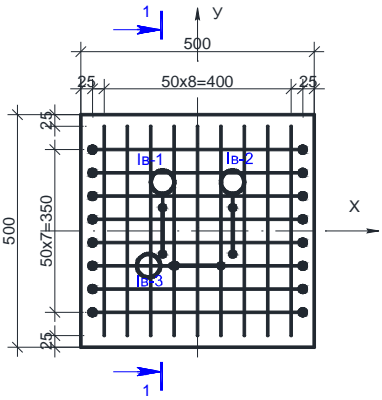

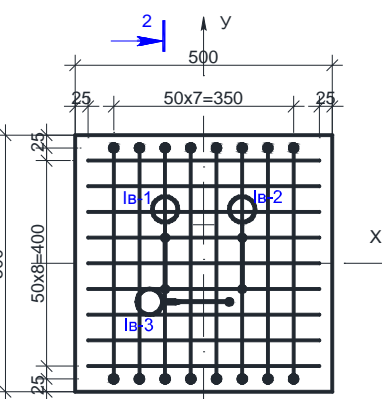
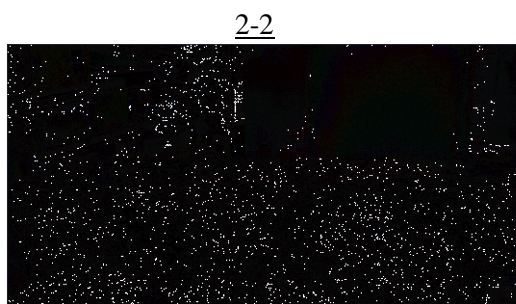
- а) для плит марок П-27, П-29, вигляд поперечного перерізу (а-а);
  - б) для плит марок П-28, П-30, вигляд поперечного перерізу (б-б).
- - арматурний стрижень з анкеруванням у верхню зону плити

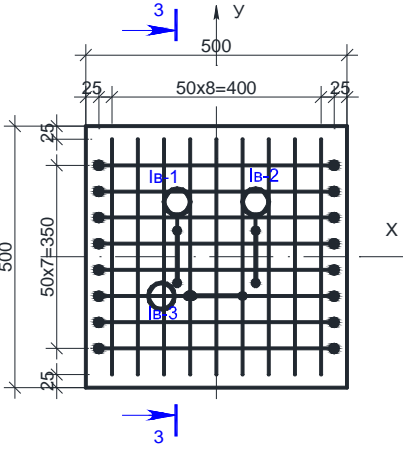

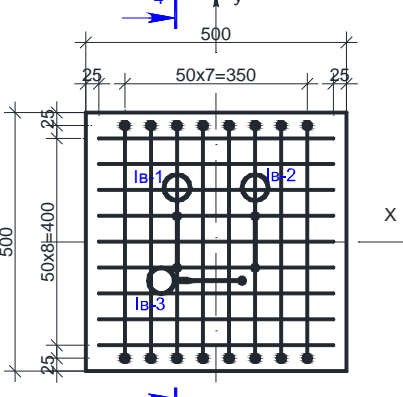

Після проведення експериментальних досліджень роботи плит на продавлювання їх розрізали навпіл для встановлення характеру розвитку тріщин у поперечних перерізах плит (див. таблицю).

Як бачимо, виявлено суттєвий вплив напрямку заанкереної горизонтальної арматури на нахил бокових поверхонь піраміди продавлювання, кут нахилу яких у напрямі заанкереної арматури має значення більше (близько  $51-64^{\circ}$ ), а у напрямі незаанкереної – менше (близько  $32-43^{\circ}$ ).

Таблиця

## Форми руйнування пінобетонних плит

Марка плити	Схема розміщення приладів (мікроіндикаторів) відносно напрямку горизонтального армування	Вигляд плити після розрізу
1	2	3
П-27		<p style="text-align: center;">1-1</p> 
П-28		<p style="text-align: center;">2-2</p> 

1	2	3
<b>П-29</b>		
<b>П-30</b>		

Для аналізу роботи стиснутого пінобетону плит залежно від напрямку заанкереної арматури у розтягнутій зоні були визначені коефіцієнти співвідношення деформацій  $k_{\varepsilon,i}$ .

Коефіцієнти  $k_{\varepsilon,i}$  визначали як:

$$k_{\varepsilon,27} \div k_{\varepsilon,30} = \frac{\varepsilon_{2\hat{a}-3} \cdot 10^{-5}}{\frac{(\varepsilon_{2\hat{a}-1} + \varepsilon_{2\hat{a}-2}) \cdot 10^{-5}}{2}}, \quad (1)$$

де  $\varepsilon_{Iв-1}$ ,  $\varepsilon_{Iв-2}$ ,  $\varepsilon_{Iв-3}$  – деформації у верхній зоні плит, вираховані згідно з показами відповідних приладів, причому у плитах П-27, П-29 вздовж

заанкереної арматури був розташований мікроіндикатор Ів-3, а у плитах П-28, П-30 – Ів-1 та Ів-2.

Дослідження деформацій у пінобетоні у верхній зоні плит у двох перпендикулярних напрямках показали однаковий характер кривих їх співвідношень залежно від навантаження (рис. 2) та більші значення деформацій, визначені вздовж заанкереної арматури.

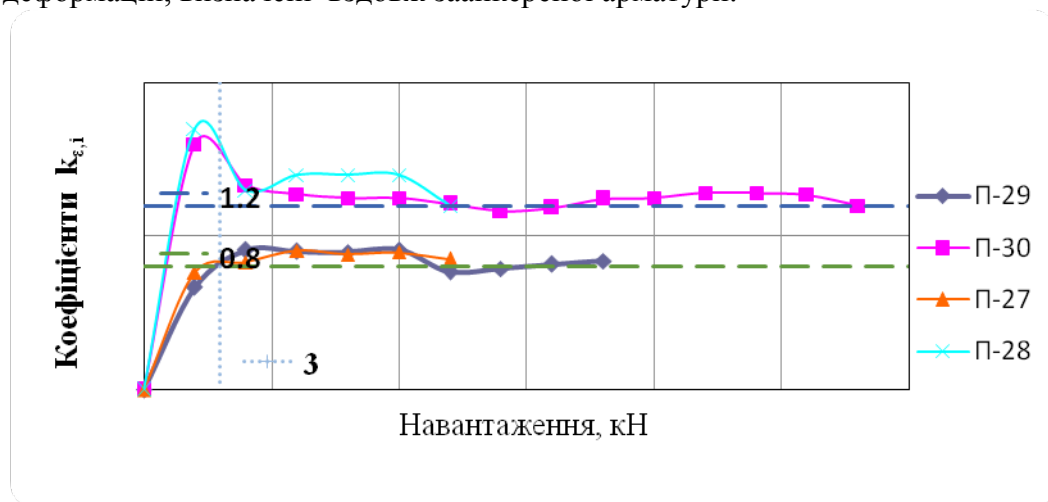


Рис. 2. Коефіцієнти співвідношення деформацій.

Як видно з графіка (див. рис. 2), на першому етапі навантаження до 3 кН коефіцієнти зростають інтенсивно, далі відбувається їх стабілізація, і після 5 кН їх величини є майже постійними та становлять: для плит П-27, П-29 – відповідно  $k_{\epsilon,27} = k_{\epsilon,29} \approx 0,8$ , а для плит П-28, П-30 –  $k_{\epsilon,28} = k_{\epsilon,30} \approx 1,2$ .

Враховуючи таке співвідношення стискальних деформацій у верхній зоні плит, можна стверджувати, що моменти, які виникають у плитах від продавлювання, можна розподілити між двома напрямками –  $M_y$  (обертання навколо осі  $Oy$ ) та  $M_x$  (обертання навколо осі  $Ox$ ) так:

$$\dot{I}_{\delta} : \dot{I}_{\delta} = 1,2 : 0,8 \quad (2)$$

Зміна значень коефіцієнтів залежить від осьового напрямку розміщення заанкереної арматури в розтягнутій зоні кожної з розглядуваних плит.

### Висновки

1. У процесі аналізу нахилів тріщин по піраміді продавлювання пінобетонних армованих плит виявлено суттєвий вплив напрямку анкерування горизонтальної арматури на формування бокових поверхонь піраміді продавлювання.

2. Визначені коефіцієнти співвідношення деформацій  $k_{\varepsilon,i}$ , що дають змогу описати роботу стиснутого пінобетону плит залежно від напрямку розміщення заанкереної горизонтальної арматури у розтягнутій зоні.

#### **Бібліографічний список**

1. Верба В. Б. Взаємний зв'язок міцнісних та деформаційних характеристик без автоклавного пінобетону / Верба В. Б., Горніковська І. Б., Демчина Х. Б. та ін. // Сучасне промислове та цивільне будівництво. – Макіївка : ДонНАБА, 2012. – Т. 8, № 1. – С. 27-35.
2. Демчина Х. Б. Дослідження змінання неавтоклавного пінобетону під штампом в процесі продавлювання плити / Х. Б. Демчина // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: міжвід. наук.-техн. зб. – К. : ДП «НДІБК», 2013. – Вип. 78, кн. 2. – С. 290-297.
3. Демчина Х. Б. Дослідження пінобетонних плит армованих фіброю на продавлювання / Х. Б. Демчина, О. Я. Литвиняк // Науковий вісник будівництва 55 : зб. наук. пр. – Харків, 2009. – С. 103-109.
4. Коваль П. М. Вплив армування пінобетонних зразків плит на їх несучу здатність при продавлюванні / П. М. Коваль, Х. Б. Демчина, Г. М. Гладишев // Дороги і мости : зб. наук. пр. – К., 2008. – С. 123-129.
5. Коваль П. М. Вплив виду армування пінобетонних плит на характер руйнування при продавлюванні / П. М. Коваль, Х. Б. Демчина, Г. М. Гладишев // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Рівне, 2008. – С. 176-182.

#### **Демчина Х., Осадчук Т. Дослідження пінобетонних плит, армованих сталевими сітками з різним анкеруванням на продавлювання**

Подано результати експериментальних досліджень пінобетонних плит на продавлювання, армованих сталевими сітками.

**Ключові слова:** пінобетон, продавлювання, сталеві сітки.

#### **Demchyna K., Osadchuk T. Researches of punching shear of reinforced by steel nets with different anchoring foam concrete slabs**

In this article there are presented results of experimental researches of punching shear of reinforced by steel nets foam concrete slabs.

**Key words:** foam concrete, punching shear, steel nets.

#### **Демчина Х., Осадчук Т. Исследование пенобетонных плит, армированных стальными сетками с различной анкерровкой на продавливание**

Представлены результаты экспериментальных исследований пенобетонных плит на продавливание, армированных стальными сетками.

**Ключевые слова:** пенобетон, продавливание, стальные сетки.



## РОЗДІЛ 3

### МЕТОДИ ОПТИМІЗАЦІЇ ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

УДК 624.12

#### ЕКОНОМІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ ТА ПРАКТИЧНЕ ЗАСТОСУВАННЯ ПОПЕРЕДНЬО ПІДКРІПЛЕНИХ ПЛАСТИНЧАТИХ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

*Л. Добрянська, к. е. н.  
Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** У сучасному машинобудуванні, інженерній будівельній практиці нині надзвичайно поширені пластинчаті елементи, що мають підкріплення у вигляді тонких стрижнів, вкладишів, накладок і шайб. Різновидами таких конструкцій є куполи промислових та цивільних споруд, обшивки авіа-та гідротехнічних машин, корпуси суден, елементи гідротехнічних та мостових систем, більшість важливих деталей машин та механізмів, спроможних забезпечити необхідну довговічність роботи в межах не менше за заданий ресурс.

Підвищення несучої здатності м'якої сталі за рахунок самозміцнення у пластичній стадії в поєднанні з високоміцною сталлю та прийняття у граничній стадії для розрахунку несучої здатності межі міцності сталі дають змогу досягнути економії звичайної сталі. А це в підсумку виражається у підвищенні несучої здатності підкріплених елементів, що підтверджено як теоретично, так і експериментально [1–4].

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Становлячи незначну частку загальної маси конструкції, підкріплювальні елементи істотно впливають на її міцність, стійкість, жорсткість. Здебільшого такі елементи використовують для усунення концентрації напружень як у проєктованих, так і в реконструкції споруд і технічних систем, з метою підвищення або відновлення їх працездатності.

Для конструкцій із помірно змінною картиною напружено-деформованого стану підкріплювальні елементи можна розглядати як однорідні стрижні або шайби, рівномічні вусіх перерізах. Таке припущення цілком прийнятне, оскільки ефективність таких елементів надзвичайно висока, а розрахункова схема контракції досить проста [4–8].

Однак постановка обернених задач і задач оптимального проектування пластинчатих конструктивних елементів виявляє обмежені можливості рівномірних підкріплювальних елементів. Суть цього питання полягає у тому, що, маючи невиправдано завищену вагу, такі елементи не дають змоги досягнути бажаного розподілу напружень і переміщень у тих випадках, коли концентрація напружень має яскраво виражений дискретний характер. Таке явище спостерігають у задачах про концентрацію напружень в околі отворів, вирізів, неоднорідностей пластин і оболонок. Під час проектування таких пластинчатих конструкцій першочерговим стає завдання підвищення ефективності й раціонального (мінімум ваги, вартості виготовлення, найбільшої міцності), вибору підкріплювального елемента [9–18].

**Постановка завдання.** У дослідженні наведено спосіб підвищення ефективності тонких підкріплювальних елементів створенням у них попередньої деформації, яка оптимальним чином знижує (або зовсім усуває) концентрацію напружень, зумовлена як зовнішнім навантаженням, так і наявністю отворів різної конфігурації або неоднорідностей.

Завдання нашого дослідження – розробка критерію розрахунку підвищення несучої здатності порівняно з існуючою нормативною методикою тонкостінних елементів з підкріпленнями по контуру для оцінки економічної ефективності таких конструкцій.

**Виклад основного матеріалу.** Методика розрахунку несучої здатності підкріплених елементів конструкцій вказує на те, що теоретичні розрахунки забезпечують підвищення несучої здатності зразка у граничній стадії на 91,1кН, що відповідає 17,6% нормативної несучої здатності [17]. Результати економічної ефективності пластин з еквівалентно підкріплювальним круговим кільцем у граничному стані подані в таблиці.

**Позначення:**  $\Delta N^T = N_u^t - N_n^t$  – теоретичне підвищення несучої здатності;  $N_n^t = k_b A_s^{tr} R_{yn}^{tr} + A_s^{st} R_{yn}^{st}$  – теоретична несуча здатність, визначена за сучасними нормативними документами;  $N_u^t = k_b A_s^{tr} R_{un}^{tr} + A_s^{st} R_{un}^{st}$  – теоретична несуча здатність, визначена за удосконаленою формулою;  $\Delta N^{ek} = N_r^{ek} - N_{r\epsilon\sigma}^{ek}$  – експериментальне підвищення несучої здатності за рахунок самозміцнення сталі;  $N_{cr}^{ek}$  – експериментальна несуча здатність за показами випробувальної машини-преса;  $N_{cr,\epsilon,\sigma}^{ek}$  – експериментальна несуча здатність, визначена за графіком деформації-напруження.

Із розрахунків, наведених у таблиці, випливає, що середнє теоретичне значення підвищення несучої здатності попередньо напружених зразків становить  $\Delta N^t = 89,53$  кН, що відповідає 21,33% нормативного значення несучої здатності.

Таблиця

Економічна ефективність дослідних розтягнутих звичайних та попередньо напружених зразків

№ серії	Зразок	Граничний стан							
		теоретичні дані				експериментальні дані			
		$\Delta N^t$ , кН	Відсоток економічної ефективності	Економія сталі на кг/м.п.	Відсоток від загальної маси конструкції	$\Delta N^{ek}$ кН	Відсоток економічної ефективності	Економія сталі на кг/м.п.	Відсоток від загальної маси конструкції
I	зв	91,74	18,35	2,86	52,24	78,95	18,32	3,16	46,0
II	зв	97,50	26,15	3,04	56,50	72,90	18,65	2,27	37,0
III	зв	89,10	21,42	2,78	51,50	91,06	19,60	2,84	52,75
IV	зв	89,80	17,85	3,59	52,00	93,04	15,79	2,90	54,0
V	зв	80,38	26,48	3,21	56,00	71,26	22,59	2,22	58,3
сер. зн.	зв	89,70	22,05	3,59	52,00	81,44	19,09	2,54	47,1

Відповідно, середнє експериментальне значення підвищення несучої здатності попередньо напружених зразків становить  $\Delta N^{ek} = 82,85$  кН, що відповідає 18,45% експериментального значення несучої здатності.

Стосовно середнього теоретичного значення підвищення несучої здатності звичайних, ненапружених зразків, то воно згідно з розрахунком становить  $\Delta N^t = 89,70$  кН, і відповідає 22,05% нормативного значення несучої здатності.

Відповідно, середнє експериментальне значення підвищення несучої здатності звичайних зразків становить  $\Delta N^{ek} = 81,44$  кН, що відповідає 19,09% експериментального значення несучої здатності.

У граничному стані різниця між теоретичними й експериментальними значеннями підвищення несучої здатності попередньо напружених і звичайних зразків має незначні відхилення, а саме не більше, ніж 3,0%. Це свідчить про те, що для визначення несучої здатності зразків запропонована методика не тільки забезпечує несучу здатність, а й дає змогу одержувати значну економічну ефективність у межах 18-22%.

Щодо економії сталі, то вона цілком залежить від розміру площі поперечного перерізу й розрахункових характеристик сталі пластин. Проте завжди повинна виконуватися умова – одноосібна несуча здатність високоміцного підкріплювального елемента має бути більшою за несучу здатність основного елемента з'єднання, а саме пластини.

У дослідних розрахунках відповідно до сучасних вимог у граничному стані для сталі марки Ст-3 прийнята межа текучості  $R_y^n = 250,0$  МПа, яка була визначена випробовуванням сталевих зразків. Враховуючи пластичні особливості самозміцнення м'якої сталі в умовах сумісних деформацій із високоміцною сталлю підкріплювальних елементів у граничному стані для м'якої сталі експериментально встановлено й запропоновано приймати в розрахунках характеристику межі міцності. За рахунок цієї особливості, як було відзначено, можна отримати підвищення загальної несучості здатності зразків, і, як наслідок, досягнути економії м'якої сталі (див. таблицю).

Для більшої виразності економія сталі приведена до 1 м.п. дослідного зразка. У теоретичних підрахунках економія становить 3,58-3,59 кг, що відповідає 51,0-52,0% загальної маси системи пластина-підкріплювальне кільце, а в експериментальних дослідженнях економія сталі становила 2,58-2,54 кг, що відповідає 47,9-47,1% загальної маси м'якої сталі.

Підвищення несучої здатності елементів складових з'єднання призводить у граничному стані до економії сталі, яка становить для дослідних взірців порядку 50% загальної маси системи пластина-підкріплювальне кільце.

Економічна ефективність розтягнутих елементів стає виразною лише тоді, коли несуча здатність високоміцної сталі превалює над сталевою складовою основного елемента з'єднання, і чим вона більша, тим показники ефективності відчутніші.

Для практичного застосування конструктивних рішень конструкції пластина-підкріплююча накладка, що працюють на розтяг, пропонують листові профілі із м'яких сталей (або дюралюмінію) та високоміцну сталь для підкріплення.

В інженерній практиці поширений сталевий прокат (вироби, які отримують на металургійних заводах обтиском заготовок між валками

прокатних станків, які обертаються) різного профілю, тобто різної форми поперечного перерізу. Форму у цих поперечних перерізах, як і їх розміри, встановлюють державні стандарти. Таблиці нормального сортаменту прокатної сталі наводять для кожного калібру відповідного профілю всі необхідні дані, зокрема геометричні розміри профілю, площу перерізу, координати центра ваги тощо. Користуючись такими даними, можна визначати параметри складної конструкції, тобто конструкції, складеної з декількох складових стандартного типу завдяки їх сполученню.

Листові профілі (для марки сталі Вст3пс, причому сталь застосовують марки Ст-3 різновиду як «кп» – кипляча, так «пс» – напівспокійна), гарячодіформовані згідно з ГОСТ 8732-78 мають товщину 4,5-30 мм з розрахунковим опором  $R_y = 225$  МПа.

Зварні профілі холоднотягнуті квадратного перерізу за ТУ 36-2287-80 мають такі основні характеристики: товщина – від 3,0 до 6,8 мм для марки сталі ВСт-3пс, розрахунковий опір –  $R_y = 235$  МПа,  $R_u = 350,0$  МПа.

Профілі з гнутозварних замкнутих квадратних і прямокутних листів за ТУ 14-2-361-79 можуть поставляти за такими основними характеристиками: товщина – від 3 до 8 мм із градацією 1,0 мм.

До конструктивних рішень системи пластина-підкріплювальний елемент, крім профільних листів, входять високоміцні катані стрижні; пропонують для використання високоміцні стрижні діаметром 18, 22, 25, 28, 32 мм, сталь гарячекатана періодичного профілю класу А-III з розрахунковим опором  $R_y = 340$  МПа, класу А-IIIв із  $R_y = 450$  МПа, класу А-IV із  $R_y = 540$  МПа, класу А-V із  $R_y = 640$  МПа. Крім зазначеної сталі, можна застосовувати термічно зміцнену сталь періодичного профілю класу Ат-IV із  $R_y = 510$  МПа; класу Ат-V із  $R_y = 640$  МПа; Ат-VI із  $R_y = 760$  МПа.

Наявність стандартних розмірів листових профілів та високоміцних сталей за різними класами й міцностями дають змогу конструювати розтягнуто-стиснуті конструкції типу пластина-підкріплювальне кільце заданої несучої здатності та подавати їх у вигляді готових таблиць для використання у практиці проектування. У таблицях для кожного розтягнутого елемента системи пластина-підкріплювальне кільце можна передбачити відображення несучої здатності за сучасними нормативними вимогами і за результатами чисельного експерименту згідно з розробленим алгоритмом, що охоплює й економічну ефективність.

В основу формування таблиць несучої здатності пластинок із підкріплювальними накладками можна закладати такі формули:

а) несучу здатність визначають за формулою сучасних нормативних документів, а саме:

$$N_n^t = k_b \cdot A_s^{tr} \cdot R_{yn}^{tr} + A_s^{st} \cdot R_{yn}^{st}, \quad (1)$$

де  $N_n^t$  – розрахункова нормативна несуча здатність системи пластина-підкріплювальне кільце;  $A_s^{tr}, R_{yn}^{tr}$  – площа поперечного перерізу листового профілю та розрахунковий опір сталі;  $A_s^{st}, R_{yn}^{st}$  – площа поперечного перерізу підкріплювального елемента умовний розрахунковий опір сталі;  $k_b$  – коефіцієнт впливу на міцність кільця на розтяг в обіймі підкріплення (у граничній стадії  $k_b = 1$ , оскільки у перерізі можуть з'явитися тріщини);

б) несуча здатність визначення на основі розробленого алгоритму згідно з критерієм оптимальності

$$N_u^t = k_b \cdot A_s^{tr} \cdot R_{un}^{tr} + A_s^{st} \cdot R_{yn}^{st}, \quad (2)$$

де  $N_u^t$  – розрахункова здатність конструкції у граничному стані;  $A_s^{tr}, R_{un}^{tr}$  – площа поперечного перерізу листового профілю та межа міцності сталі;  $A_s^{st}, R_{yn}^{st}$  – площа поперечного перерізу підкріплювального кільця та умовний розрахунковий опір сталі;

в) підвищення несучої здатності проєктованих інженерних елементів визначають, як різницю між несучими здатностями за удосконаленою формулою згідно з розробленим алгоритмом та формулою сучасних нормативних документів.

Згідно з підвищенням несучої здатності проєктованих систем на основі залежностей (1), (2) визначають економію матеріалу за пропонуваним критерієм і урахуванням сучасних нормативних документів.

Алгоритм розрахунку і проєктування пластин з еквівалентно підкріплювальним кільцем мінімальної ваги передбачає двоосний розтяг, що висуває вимогу щодо способу кріплення накладки до листового профілю, який має забезпечити їх сумісну роботу.

Однак, якщо для випадку стиску достатньо виконати приварювання до країв накладки відповідних розмірів, щоб забезпечити сумісну роботу накладки й матеріалу листа, то за умови дії сил, направлених від осі основного складового елемента (пластини), треба передбачити додаткові заходи, оскільки при цьому накладка вже не притискатиметься до основного елемента конструкції, ба навіть можливе відривання від нього.

**Висновки.** Запропонована методика розрахунку, що приводить до підвищення несучої здатності порівняно з існуючою нормативною методикою визначення несучої здатності тонкостінних елементів з підкріпленнями по контуру, є основою для оцінки економічної ефективності таких конструкцій. Загалом оптимальність конструкційних з'єднань полягає у комплексі критеріїв: найбільша міцність - за мінімальної ваги, найбільша міцність - за найсприятливішої стійкості тощо.

#### **Бібліографічний список**

1. Амиро И. Я. Об исследованиях по строительной механике в АН УССР / И. Я. Амиро, Я. М. Григоренко // Прикладная механика. – 1978. – Т. XIV, № 9. – С. 3-14.
2. Бельский М. Р. Усиление стальных конструкций / М. Р. Бельский, А. Н. Лебедев. – К. : Будівельник, 1961. – 120 с.
3. Вайнберг Г. Н. Напряженное состояние дисков и пластин / Г. Н. Вайнберг. – К. : Изд-во АН УССР, 1952. – 420 с.
4. Вайнберг Г. Н. Концентрация напряжений в пластинках около отверстий и выкружек : справ. пособие / Г. Н. Вайнберг. – К. : Техника, 1969. – 219 с.
5. Ворович И. И. Некоторые проблемы концентрации напряжений / И. И. Ворович // В кн. : Концентрация напряжений. – К. : Наук. думка, 1968. – Вып. 2. – С. 45–53 с.
6. Гайдаров Ю. В. Предварительно напряженные металлические конструкции / Ю. В. Гайдаров. – Л. : Стройиздат, 1971. – 146 с.
7. Галеркин Б. Г. Упругие тонкие плиты / Б. Г. Галеркин. – М. : Гостехиздат, 1933. – 164 с.
8. Гречишев Е. С. Соединения с натягом / Е. С. Гречишев, А. А. Ильяшенко. – М. : Машиностроение, 1981. – 240 с.
9. Григолюк Э. И. Перфорированные пластинки и оболочки / Э. И. Григолюк, Л. А. Фильштинский. – М. : Наука, 1970. – 554 с.
10. Гольденблатт И. И. Нелинейные проблемы теории упругости / И. И. Гольденблатт. – М. : Наука, 1969. – 486 с.
11. Гузь А. Н. Об исследованиях по механике деформируемого твердого тела в Академии наук УССР / А. Н. Гузь // Прикладная механика. – 1978. – Т. XIV, № 9. – С. 15–19.
12. ДБН В.1.2-9-2008. Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації.
13. Дзюба А. П. Оптимальное проектирование силовых колец на основе принципа максимума / А. П. Дзюба, Т. В. Ткачева // В кн. : Прочность, долговечность конструкций. – К. : Наук. думка, 1970. – С. 121–127.
14. Корнишин М. С. Нелинейные задачи теории пластин и пологих оболочек и методы их решения / М. С. Корнишин. – М. : Наука, 1964. – 282 с.
15. Крысько В. А. Нелинейная статика и динамика неоднородных оболочек / В. А. Крысько. – Саратов : Изд-во Саратовского ун-та, 1976. – 214 с.
16. Лебедев Л. П. Об обобщенной постановке задачи равновесия упругой полосы / Л. П. Лебедев // ПММ. – 1980. – Т. 44, вып. 6. – С. 1071–1075.
17. Лихтарников Н. М. Технично-экономические основы проектирования

строительных конструкций / Н. М. Лихтарников, Н. С. Летников, В. Н. Левченко. – Киев-Донецк : Вища шк., 1980. – 240 с.

18. Лукаш П. А. Основы нелинейной строительной механики / Лукаш П. А. – М. : Стройиздат, 1978. – 208 с.

**Добрянська Л. Економічна ефективність та практичне застосування попередньо підкріплених пластинчатих конструктивних елементів**

Наведено приклади методики розрахунку несучої здатності дослідних зразків пластин з підкріпленням. Показано, що теоретичні розрахунки забезпечують підвищення несучої здатності зразка у граничній стадії на 91,1 кН, що відповідає 17,6% нормативної несучої здатності; експериментальні дослідження свідчать, що підвищення несучої здатності зразка в граничному стані становить 91,08 кН, що відповідає 16,29% експериментальної несучої здатності.

**Ключові слова:** міцність, попередньо підкріплені пластини, економічна ефективність, оптимальність конструкцій.

**Dobryanska L. Economic effectiveness and practical applyinitial support plate construcyive elements**

Is given the examples of the methods calculating the carry ability investigates samples plates with support. Iss hown that the oretical calculating iverise the carry abilitysample in maximum stadieson 91,1 кН, it saccording 17,6% of normative carry abilitysamples; the experimental in vestigation indicate that rise carry abilitysamples in maximum state be 91,08 кН, what corresponding 16,29% to experimental value carry ability.

**Key words:** strength, initial support plates, economic effectiveness, optimal of construction.

**Добрянская Л. Экономическая эффективность и практическое использование предварительно подкрепленных пластинчатых конструктивных элементов**

Приведены примеры методики расчета несущей способности испытуемых образцов пластин с подкреплением. Показано, что теоретические расчеты дают повышение несущей способности обрзца в граничной стадии на 91,1 кН, что соответствует 17,6% нормативной несущей способности; экспериментальные исследования указывают, что повышение несущей способности образца в граничном состоянии составляет 91,08 кН, что соответствует 16,29% экспериментально установленной несущей способности.

**Ключевые слова:** прочность, предварительно подкрепленные пластини, экономическая эффективность, оптимальность конструкций.



УДК 624.012.25:539.386

## ОЦІНКА ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ ПРИДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ОПОР ОБЕРТОВИХ ПЕЧЕЙ

*В. Караван, к. т. н., А. Григорчук, к. т. н.*

*Національний університет водного господарства та природокористування*

**Постановка проблеми.** В умовах переоснащення існуючих підприємств, заміни технологічних процесів на прогресивніші та продуктивніші, значну увагу приділяють реконструкції існуючих підприємств. Першочерговим завданням при цьому є посилення існуючих та заміна пошкоджених конструктивних елементів будівлі.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Для ухвалення об'єктивного та остаточного рішення про можливість експлуатації існуючої будівлі чи виконання певних ефективних заходів з відновлення експлуатаційних властивостей будівлі першочерговим завданням є оцінка технічного стану конструкції чи будівлі загалом. Потреба у виконанні таких вирішень виникає за втрати експлуатаційної придатності будівлі внаслідок впливу певних зовнішніх чинників: чи то в умовах реконструкції будівлі, чи за капітального ремонту, чи внаслідок аварійних ситуацій тощо.

Сьогодні питання оцінки технічного стану конструкцій і будівлі загалом залишається до кінця не вирішеним, оскільки відсутня методика розрахункової оцінки технічного стану будівель, виконаних з кам'яних, залізобетонних чи дерев'яних конструкцій. Норми проектування будівельних конструкцій переважно орієнтовані на проектування нових будівель і містять лише загальні вказівки або тільки деякі окремі випадки щодо посилення і реконструкції, особливо у складних інженерно-геологічних умовах. Обстежуючи будівлі, виявляють конструктивні рішення, які не відповідають вимогам, а іноді й не передбачені нормами.

Проблема забезпечення довговічності будівельних конструкцій, з одного боку, пов'язана зі значним терміном експлуатації будівель, а з іншого – з відсутністю належного фінансування, низькою кваліфікацією спеціалістів-експлуатаційників та елементарним людським фактором.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – провести візуально-інструментальні обстеження та теоретичні дослідження опор оберткових печей та подати рекомендації щодо їх реконструкції й посилення для подальшої безпечної експлуатації.

**Виклад основного матеріалу.** Обстежували опори оберткових печей П № 4, 5, 6 для випалювання сировинної суміші до спікання у клінкер (рис. 1). Кожна піч має сім монолітних залізобетонних опор О1...7 (рис. 2).

Загальна довжина печей в осях опор становить 153,7 м, відстань між печами – 24 м (рис. 2), відстань між опорами – 24, 26, 28 м. Верх плити опор знаходиться на різних відмітках, що збільшуються від О1 – 4,5 м до О7 – 10,665 м (див. рис. 1).



Рис. 1. Загальний вигляд опор обертових печей.

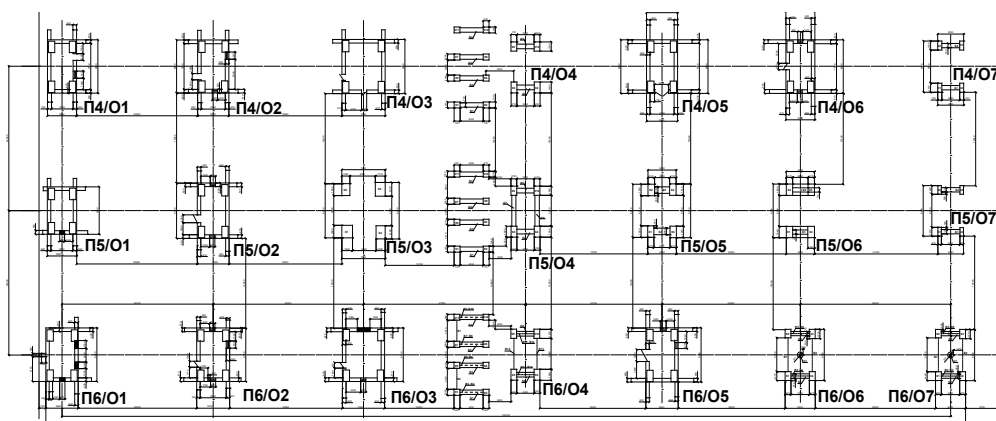


Рис. 2. Обертові печі в плані.

Залізобетонні монолітні опори П6/О4, П5/О4, П4/О4 (рис. 1-4) складаються з таких **конструктивних елементів**:

- монолітної залізобетонної суцільної ребристої фундаментної плити завтовшки 800 мм, низ якої заглиблений на 6000 мм від поверхні землі, та

розмірами в плані 14000×17000 мм. Заармована плита сітками та каркасами з арматури Ø12, Ø20 та Ø32 А-II і кроком стрижнів 200-300 мм;

- залізобетонних колон перерізом 700×1000(1300) мм, посилених сталевими кутиками 150×100×14 мм та арматурними стрижнями обойми Ø25(40) А-II;

- ригелів між колонами перерізом 700×1000 (1300) мм;

- металевих хрестових в'язів в опорі П6/04 (рис. 1, 3) зі швелера №30, що забезпечують просторову жорсткість і стійкість опори;

- монолітного ребристого (балкового) перекриття заввишки 400 мм, що складається з балок завширшки 250 мм з кроком 1100-2000 мм та плити, яка їх об'єднує товщиною 100 мм;

- монолітної суцільної верхньої плити (рис. 1, 3, 4) перемінної товщини: 2200, 2250, 2530, 3270 мм. Плита армується окремими стрижнями Ø16, Ø25, Ø28, Ø32 А-II з кроком 200-350 мм, та каркасами з арматурою Ø12 А-II. Хомутами та розподільчою арматурою слугують стрижні Ø10, Ø12 А-I.

**Міцність бетону** визначали приладом ОНИКС-2,5 безпосередньо на об'єкті. Вимірювання проводили за всіма конструктивним елементами опор, у різних їх місцях; кількість вимірювань за кожною точкою становила не менше п'яти. Робота з приладом ОНИКС-2,5 передбачала ретельний добір, очищення та підготовку поверхні конструкції. Клас бетону конструкцій опор під обертові печі № 4, 5, 6 становить у середньому В30.

**Залізобетонні опори П6/04, П5/04, П4/04**, окрім дефектів, характерних для монолітного залізобетону (нерівність і неплотинність поверхні конструкцій, грубі шви й перерви у бетонуванні, пори, раковини, пустоти, неоднорідність структури бетону, сколення та вибоїни бетону тощо) мають пошкодження, що суттєво знижують їх несучу здатність, жорсткість і придатність до нормальної експлуатації (рис. 3 – 6).

Залізобетонні колони опор мають значні сколення бетону, на ділянках наявні: оголена арматура, поздовжні тріщини з корозією робочої арматури (рис. 3, 4). У місці обпирання верхньої плити переріз колон зруйнований, арматура оголена й піддається корозії (рис. 5), бетон колон зазнав корозії внаслідок агресивної дії проникаючого мастила та зовнішнього середовища.

У монолітному ребристому перекритті наявні пошкодження у вигляді зруйнованого бетону, в цих місцях арматура оголена й зазнає корозії, для робочої арматури де-не-де недотриманий захисний шар бетону. Бетон зазнає агресивного впливу мастила, що просочилося крізь нього, суттєво зменшуючи при цьому його міцність.



Рис. 3. Дефекти і пошкодження опори П6/О4: 1 – сколення бетону; 2 – корозія та руйнування бетону; 3 – тріщини; 4 – оголене (корозія) арматури; 5 – відшарування (руйнування) бетону; 6 – пори, раковини бетону.



Рис. 4. Дефекти і пошкодження опори П5/О4: 1 – сколення бетону; 2 – корозія та руйнування бетону; 3 – тріщини; 4 – оголення (корозія) арматури.



Рис. 5. Обпирання плити на колону опори П5/О4.

Верхня монолітна плита має місцеві сколення та відшарування бетону, наскрізні поздовжні та поперечні тріщини по всій довжині плити (рис. 6), наявні ділянки в нижній зоні плити та по її боковому периметру з оголеною робочою арматурою, що спричинює корозію (руйнування) самого бетону (див. рис. 3, 4) внаслідок дії навколишнього середовища й агресивних факторів, таких, як мастило, що потрапляє на бетон плити зверху від механізмів, пронизує конструкцію наскрізь та руйнує його структуру. Ознаками і наслідками корозії та руйнування бетону плити є білі патьоки на її поверхні, масні плями, тріщини, відшарування бетону, оголення арматури. Відзначимо, що характер тріщиноутворення у плиті П4/О4 багато в чому збігається з плитою опори П5/О4, що пов'язано з незабезпеченістю загальної жорсткості та стійкості споруди від діючих навантажень і відсутністю в'язів за ними.

На залізобетонних опорах П6/О4, П5/О4, П4/О4 розміщено головний привід механізму обертових печей, робота якого створює динамічне навантаження на конструкції опори, спричинюючи їх горизонтальне переміщення та коливання (рис. 1, 7). Зазначена силова дія особливо відчутна під час запуску печей та їх зупинки, що призводить навіть до розриву анкерів (рис. 8).



Рис. 6. Тріщини у нижній зоні верхньої плити опори П5/О4.

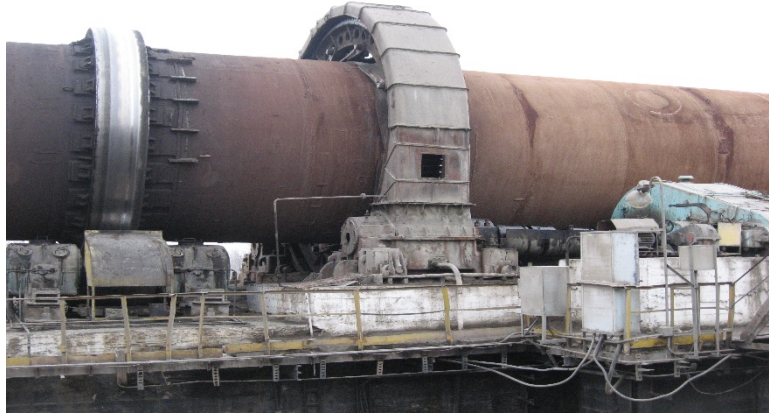


Рис. 7. Привід механізму обертювих печей.

**Технічний стан** конструкцій, а відтак технічний стан споруд опор, визначили за результатами візуально-інструментального обстеження залежно від ступеня пошкодження та наявних дефектів. Технічний стан опори П5/О4 – непридатний до нормальної експлуатації, а конструкції вимагають заходів із підсилення та відновлення їх експлуатаційних властивостей. Технічний стан опор П6/О4, П4/О4 – задовільний.



Рис. 8. Розрив анкера приводу.

Опора П5/О4 потребує підсилення влаштуванням металевих в'язів по колонах споруди, підсилення самих залізобетонних колон, а також скріплення (обв'язки) монолітної плити по її торцях. Роботи з підсилення передбачають також очищення та зняття шару ушкодженого бетону верхньої й нижньої зон, зароблення тріщин у плиті, торкретування нижньої бетонної поверхні плити торкрет-розчином на клейкій основі, підсилення та вкладання нового бетону верхньої зони тощо. Для опор П6/О4 та П4/О4 рекомендується очистити від мастила і продуктів корозії та зняти шар ушкодженого бетону нижньої й верхньої зон монолітної плити, після чого виконати торкретування бетонної поверхні плити розчином на клейкій основі; для опори П4/О4 у разі збільшення вібрації – влаштування металевих вертикальних в'язів по колонах.

**Навантаження на опори обертових печей.** Згідно з ДБН В.1.2.2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» прийнято такі види навантажень на опори печей: а) постійні навантаження; б) змінні; в) епізодичні. До постійних навантажень віднесено власну вагу елементів опор та вагу технологічного обладнання; до змінних – частину технологічного обладнання та вагу сировини (вагу сировини прийнято із розрахунку добової продуктивності – 1200 т); до епізодичних – динамічні навантаження, спричинені порушенням технологічного процесу, несправністю обладнання, падінням сировини в печах.

Схеми навантажень на опори наведено на рис. 9. Числові значення навантажень подано у таблиці.

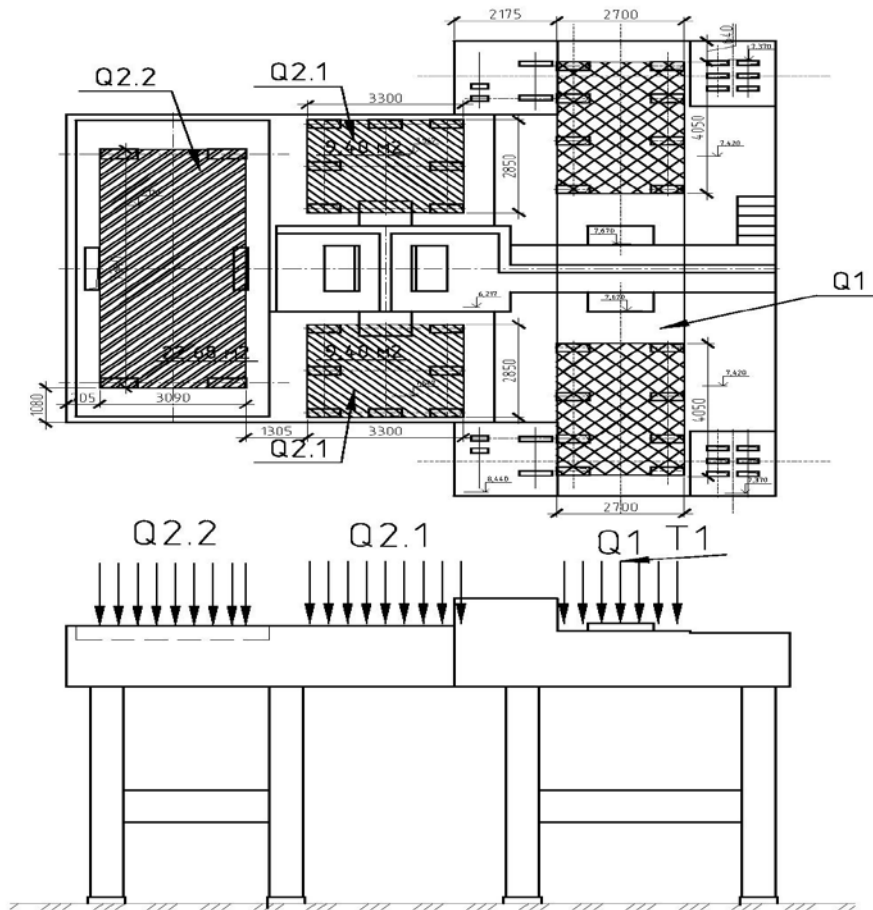


Рис. 9. Схеми навантажень на опору.

Таблиця

Навантаження, що діють на піч, т/м<sup>2</sup>

Позначення	Завантаження		
	1	2	3
Q1	0,43	4,3	4,2
Q2.1	5,36	7,95	4,86
Q2.2	4,47	-	-
T1	-	134 т.	-

Під час розрахунку динамічні навантаження прийнято імпульсними ударними, повторювальними в часі.

Для спрощення врахування динамічних навантажень – маси, що формують імпульс удару, виведено в окреме завантаження, що



характеризується як постійне навантаження, та включене в розрахункове сполучення з коефіцієнтом сполучення 1. Характеристиками удару прийнято технологічні параметри роботи печі, а саме:

- кількість обертів печі – 1,11 об/хв (формує періодичність дії ударного навантаження);
- діаметр печі – 5,5 м;
- продуктивність печі – 1200 т/добу, 50 т/год, 0,83 т/хв;
- ваги сировини – 183,56 т/оп., 7,06 т/м.п.;
- корпус печі – 727,900 т (4,3 т/м.п.);
- технологічне обладнання та корпус печі –  $38 + 111,8 = 149,8$  т/оп.;
- бандаж – 38,38 т/оп.;
- опорні ролики – 9,353 т/оп.;
- привід печі – 202,47 т;
- зубчасте кільце – 51,8 т;

Крім того, розрахунок, який проводився на одноразовий ударний імпульс у 3000 кг-см, спричинений гальмуванням приводу в момент зупинки печі.

Усі навантаження приведено до розподілених за площею опорних конструкцій.

**Статичний та динамічний розрахунок опор обертових печей** виконували за допомогою програмного комплексу Ліра версії 9.6.

Усі навантаження, що діють, розділено на такі завантаження:

Завантаження 1: власна вага опори печі (враховували в автоматичному режимі на основі геометричних та фізичних характеристик перерізів), вага приводу печі, вага опорних роликів.

Завантаження 2: вага корпусу печі, технологічного обладнання, зубчастого кільця, бандажу.

Завантаження 3: вага сировини.

Завантаження 4: ударне багаторазове повторне з миттєвим прикладанням зусиль.

Через відсутність інформації про частотні характеристики навантаження (адже обладнання працює з відхиленням від технологічного регламенту) та форми можливого коливального впливу – було враховано період повтору – 67 сек., та 4 форму коливання.

Усі навантаження (крім власної ваги опори) прикладено в рівні верху плити у вигляді штампу навантаження, що відповідає опорній зоні конструкцій технологічного обладнання печі, зокрема приводу печі, опорного ролика та зубчастого кільця.

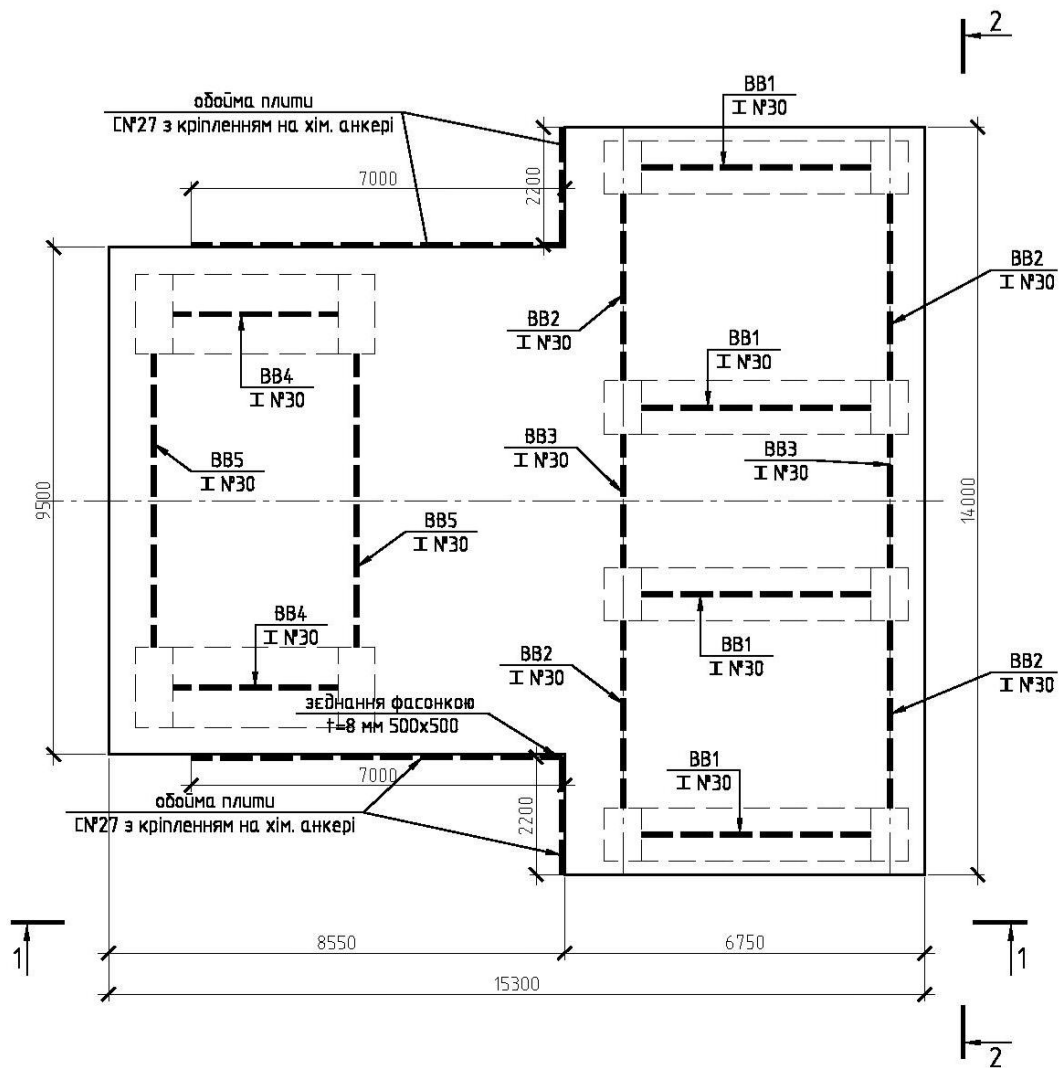


Рис. 10. Схема підсилення конструкції опори.

### Рекомендації з конструктивного підсилення конструкції приводної опори обертової печі

Пошкоджені ділянки бетону нижньої зони плити, колон та ригелів – ретельно очистити, зняти стару фарбу, знежирити, арматуру очистити від іржі, утворені ніші, заробити розчином Sika MonoTop-614 або Drizoro Maxrite 500 методом торкретування, або ручним нанесенням із дотриманням технології виробника суміші.

Наскрізні проникні тріщини в бетоні верхньої зони плити очистити від мастил та заповнити розчинами типу Sika MonoTop-614 або Drizoro

Махrite 500 із подальшим заповненням еластичним герметиком із влаштуванням деформаційного шва із жерстяною накладкою згідно з наведеним вузлом.

Кріплення металевих анкерів у бетоні виконувати на системі хімічних анкерів фірми Hilti типу Hit-HVZ зі шпилькою M20x170 та M16x105 виготовлених зі сталі 5.8.

Для уникнення руйнування стійок (колон) опор печей вживають заходів із перерозподілу зусиль: у просторових в'язевих блоках влаштовують траверси з перехресних розпірок, що виконані з парних швелерів №30, що кріпляться до стійок через обойми з листової сталі.

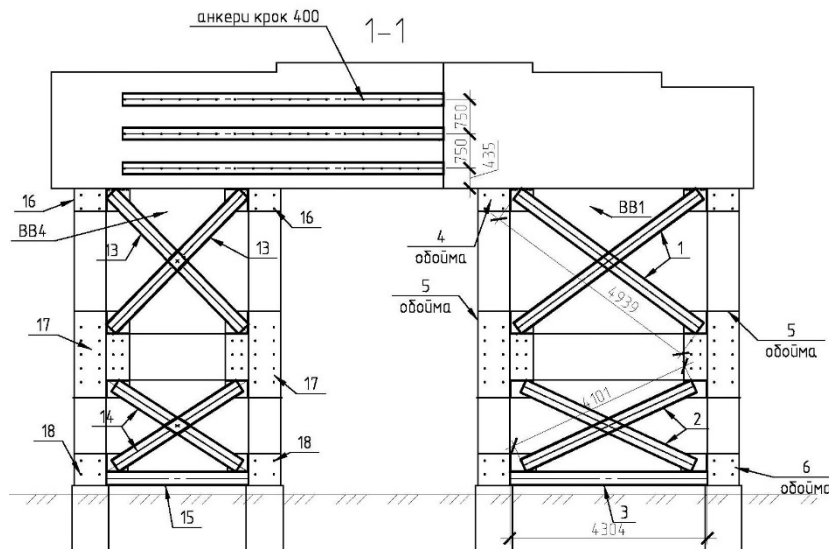


Рис. 11. Розріз 1-1.

**Висновки.** На основі проведених розрахунків та отриманих результатів можна дійти таких висновків:

- конструкція опор печі зазнає значних коливальних навантажень унаслідок зносу технологічного обладнання;
- загальний коефіцієнт запасу стійкості конструкцій знаходиться в межах безпечної експлуатації та становить 2,7979;
- для підвищення надійності роботи печі до заміни або ремонту обладнання варто вжити заходів із перерозподілу зусиль;
- проведені розрахунки вказують на те, що динамічні навантаження не призведуть до руйнування конструкцій під час вживання заходів із підсилення;

- коливальні рухи верху плити опори внаслідок дії ударних навантажень після підсилення не зникнуть, а лише перерозподіляться на основу, якою слугує фундаментна плита;

- для зниження рівня ударних навантажень належить використати демпферні пристрої, що влаштовують у зонах обпирання технологічного обладнання.

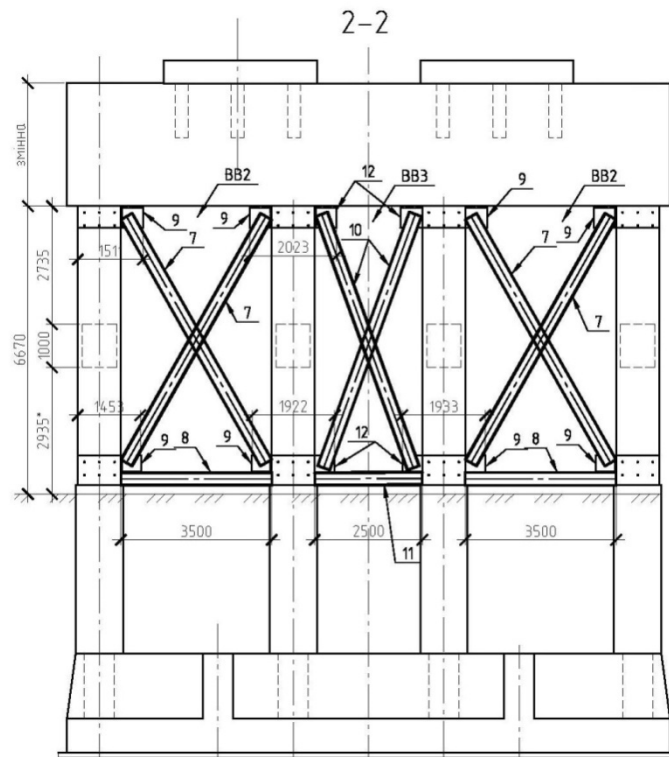


Рис. 12. Розріз 2-2.

#### Бібліографічний список

1. ДБН В.1.2-1-95 Положення про розслідування причин аварій (обвалень) будівель, споруд, їх частин та конструктивних елементів / Державний комітет України у справах будівництва і архітектури. – К., 1995. – С. 22.
2. СТТУ БС 01 – 03 Стандарт. Обстеження і оцінка технічного стану будівель і споруд. Організація і виконання робіт. Асоціація незалежних експертів України "Укрексперт", 2003. – 37 с.
3. ДБН В.1.2.2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К. : Мінбуд України, 2006. – С. 79.
4. ДСТУ Б.В.2.6-145:2010 Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 51 с.
5. ДСТУ Б.В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні

конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – С. 118.

б. Григорчук А.Б. Оцінка напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклового знакозмінного навантаження з використанням ПК «ЛІРА» / А. Б. Григорчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – К. : В-во Національного університету водного господарства та природокористування, 2011. – Вип. 22. – С. 272-277.

**Караван В., Григорчук А. Оцінка експлуатаційної придатності залізобетонних опор обертових печей**

Подано результати обстеження, розрахунку та підсилення залізобетонних конструкцій опор обертових печей.

**Ключові слова:** залізобетон, тріщина, розчин, перекриття, колона, фундамент, в'язь.

**Caravan V., Grigorchuk A. Estimation of serviceability of reinforce-concrete supports of circulating stoves**

The broughtt results overofinspection,calculation and strengthening of reinforce-concrete constructions of supports of circulatingst oves.

**Key words:** reinforcedconcrete, crack, mortar, ceiling, column, foundation, connection.

**Караван В., Григорчук А. Оценка эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций опор оборотных печей**

Приведены результаты обследования, расчета и усиления железобетонных конструкций опор оборотных печей.

**Ключевые слова:** железобетон, трещина, раствор, перекрытие, колона, фундамент, связи.

УДК 693.827:624.042.41

**ОЦІНКА ЕФЕКТИВНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДІВ ПРОМИСЛОВОГО АЛЬПНІЗМУ ДЛЯ МОНТАЖУ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД В УМОВАХ ІСТОРИЧНОЇ ЗАБУДОВИ МІСТ**

*С. Лопатка, к. т. н., О. Бурнаєв, к. ф.-м. н.  
Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Протягом останніх десяти років в Україні поступово впроваджують запозичені у розвинених країн методи виконання будівельних робіт в умовах обмеженого доступу. Враховуючи їх затребуваність, складність і необхідність спеціальної підготовки персоналу

(і обмеженість такої в Україні одними курсами в Криму), а також пов'язану з цим відносно високу вартість (що перевищує вартість таких робіт у насиченій школами і спеціалістами Франції), темпи розвитку галузі значно відстають від лідерів[1]. Зокрема ринок висотних робіт методами промислового альпінізму становив у «докриззовому» 2007 році близько 200 млн дол. США лише у Москві. Водночас у м. Львові можна налічити лише 3-4 бригади, які регулярно займаються таким видом діяльності на основі фрагментарних знань, запозичених із занять спортом і отриманого протягом роботи особистого досвіду. Ми розглянемо проблеми висотного монтажу, залишаючи поза увагою такі напрями промальпу, як миття вікон, гідро- й теплоізоляцію панельних будинків, фарбування споруд і конструкцій мостів і щогл, обстежень промислових димарів, що вимагають переміщень робітника (часто – лише згори донизу) з незначним запасом матеріалів та інструментів. Окрему, найскладнішу, групу становить обрізання дерев над забудовою, з великими динамічними навантаженнями під час падіння гілля, якому не дозволено падати донизу.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Для виконання короткочасних висотних робіт без використання вантажопідйомної техніки і риштувань не виникає проблеми з теоретичним забезпеченням та засобами доступу персоналу. Натомість для переміщення вантажів, що істотно перевищують вагу людини, міцність наявних на ринку альпіністських засобів невизначена. Використання для епізодичних підйомів вантажу професійного обладнання (наприклад, світових брендів TRACTEL, PETZL, CONG, SALEVA) вимагає чималих коштів: ручний підйомник на 1500 кгс / 2 м коштує до 10 тис. грн за гарантованої міцності; затискач для страхування робітника за трос 20 мм – до 1000 грн. Натомість ринок переповнений сумнівним обладнанням китайського виробництва за низькими цінами (підйомник 2 т/3 м – коштує 320 грн). Проте його міцність і надійність невідома. Шкода, якої може бути завдано за відмови, не піддається оцінці, оскільки в разі падіння вантажу руйнуються не лише цінний виріб, а й будівельні конструкції під ним, часто унікального історичного значення, лінії електропередач, зв'язку, виникає ризик для людей, автомобілів тощо, оскільки часто роботи проводять над мостами, проїздами, де рух спинити неможливо[2].

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – експериментальні лабораторні й натурні випробування обладнання для монтажних робіт із вантажами, маса яких допускає використання сили робітників, а доступ для техніки відсутній або з економічних міркувань недоцільний. На основі формул статички встановлено вираш у силі, який забезпечують різні підйомні системи – поліспасти, редуктори лебідок тощо.

Проте ці формули ідеалізовані на випадок відсутності тертя і не враховують внутрішнього опору у підшипниках ковзання, у волокнах тросів тощо. Цей факт значно знижує ефективність підйомних механізмів, яка здебільшого може бути встановлена тільки експериментально, іноді просто під час виконання робіт, а іноді (бажано) заздалегіть, у лабораторних умовах [3].

**Виклад основного матеріалу.** Базою для висотного монтажу є основний альпіністський шнур діаметром 10 мм сертифікованого виробника з теоретичною несучою здатністю 2200 кгс, що поставляють бухтами до 200 м, і вагою до 70-100 г/м. Шнури 11-14 мм наразі є екзотикою. Проте вже наявність вузла на них знижує міцність до 30-70 % від номіналу. Таких навантажень можна легко досягнути застосуванням поліспастів вручну, без використання техніки, для роботи у важкодоступних місцях або для економії коштів.

Проводили експериментальні випробування доступного на ринку підйомного та кріпильного обладнання, фізичні можливості людини, серед яких: дослідження ручної тяги; дослідження властивостей поліспастів; дослідження талі та ланцюга; випробування рим-болта М 8 «ноунейм» на консольний розтяг; випробування шпильки «ноунейм» М 8 та М 10 на розтяг за гайку; випробування болтів на зріз; випробування тросової петлі та в'язального дроту 3 мм; натурні випробування талі з ланцюгом і поліспастом.

**Висновки.** Проведені лабораторні випробування дали змогу забракувати наявні на ринку вироби незадовільної якості, оцінити міцність інших, і, за незначних матеріальних затрат, провести численні безаварійні висотні монтажі у місцях із обмеженим доступом для людини й неможливістю застосування вантажопідйомної техніки. Варто визнати можливим і економічно обґрунтованим застосування недорогого обладнання невідомих виробників за умови його попереднього всебічного випробування, зокрема в ідентичних умовах до реального монтажу з використанням габаритно-вагових макетів. Роботу промислових альпіністів належить вважати економічно доцільною навіть за високих розцінок. При цьому необхідний професійний розрахунок проектантми зусиль у вантажопідйомних системах і поетапного фото-відео документування робіт із кріплення, електромонтажу, гідроізоляції тощо у недоступних для безпосереднього контролю замовника місцях.

#### **Бібліографічний список**

1. Catalogue Petzl - 2008. Edition de la société Petzl, Chamonie, 2008. – 156 p.

2. Техника промышленного альпинизма / О. Кондратьев, О. Добров. – Новосибирск : Сибирское соглашение, 2000. – 212 с.
3. Кузнецов В. С. Учебное пособие по изучению и использованию методов выполнения высотно-верхолазных работ с применением специальной оснастки и страховочных средств / В.С. Кузнецов. – Симферополь : Таврия, 2004. – 235 с.

**Лопатка С., Бурнаев О. Оцінка ефективності застосування методів промислового альпінізму для монтажу висотних будівель та споруд в умовах історичної забудови міст**

Оцінено ефективність застосування методів та технічних засобів промислового альпінізму для виконання монтажних робіт на висоті в умовах історичної забудови і неможливості доступу вантажопідіймальної техніки.

**Ключові слова:** промисловий альпінізм, міцність обладнання.

**Lopatka S., Byrnaev A. Efficiency industrial alpinism for installation of high-rise buildings and structures of historic buildings of the cities**

Efficiency of methods and hardwares of the industrial mountaineering is appraised for implementation of assembling works on a height in the conditions of historical building and impossibility of access of heavy lifting technique.

**Key words:** industrial mountaineering, durability of equipment.

**Лопатка С., Бурнаев А. Оценка эффективности использования методов промышленного альпинизма для монтажа высотных зданий и сооружений в условиях исторической застройки городов**

Оценена эффективность методов и технических средств промышленного альпинизма для выполнения монтажных работ на высоте в условиях исторической застройки и невозможности доступа грузоподъемной техники.

**Ключевые слова:** промышленный альпинизм, прочность оборудования.

УДК 624.012

**ОПТИМІЗАЦІЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ**

*І. Мельник, к. т. н.*

*Національний університет «Львівська політехніка»*

**Постановка проблеми.** Форма поперечного перерізу прогонових залізобетонних будов мостів – важливий чинник, від якого значною мірою залежать техніко-економічні, механічні та експлуатаційні властивості мостових споруд.



Одним із найважливіх питань з початку освоєння і масового використання залізобетону було зменшення власної ваги прогонової залізобетонної будови, що важливо як для конструкцій мостової споруди, так і для витрати матеріалів.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Серед останніх досліджень і публікацій, пов'язаних із дослідженням і проектуванням порожнистих (коробчастих) прольотних будов, слід виділити праці [3–5].

У праці [3] розглянуті збірно-монолітні прогонові будови; у [4] виконано аналіз одно- і тривимірної моделі нерозрізного балкового коробчастого моста з косим розташуванням прогонової будови; у дослідженнях [5] розроблені рекондації з проектування поперечних перерізів прямих залізобетонних коробчастих балкових мостів.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – пошук оптимальних рішень прогонових будов триває, у тому числі для монолітних мостів малих і середніх прольотів.

**Виклад основного матеріалу.** Залізобетонні прогонові будови є і в осяжному часі залишатимуться основним конструктивним матеріалом мостових споруд. Широке їх застосування визначається низкою важливих конструктивних і експлуатаційних показників, таких як: міцність (у тому числі за динамічних і багаторазових навантажень), жорсткість, довговічність.

Важливим чинником, який треба врахувати у розробці конструктивних рішень мостових прогонових будов, є значна власна вага залізобетону. Для зменшення власної ваги залізобетонні прогонові будови улаштовують балковими, балково-ребристими, коробчастими тощо.

Одним із найпоширеніших є балкові розрізні збірні прогонові будови залізобетонних мостів малих і середніх прогонів, які масово почали використовувати зі середини 50-х років ХХ ст. Прогонову будову, залежно від габариту, складають з відповідної кількості тонкостінних балок таврового перерізу, армованих каркасами. Балки з'єднують лише на рівні полиці залізобетонних поздовжніх стиків між балками (рис. 1). Такі прогонові будови були розроблені за декількома типовими проектами: вип. 56д; вип. 167; вип. 3.503.12[2]. В останньому випадку таврові балки мали потовщену нижню частину ребер для розташування попередньо напруженої арматури діаметром 5мм класу В-II.

З'єднання між собою балок лише на рівні плит не забезпечує просторової роботи прогонової будови. Для усунення цього конструктивного недоліку були розроблені діафрагмові збірні прогонові будови. Крім основних конструктивних елементів (поздовжніх балок), у них

передбачені поперечні ребра (діафрагми), з'єднані між собою в місцях стикування зварюванням місцевих закладних деталей (рис. 1 в, г).

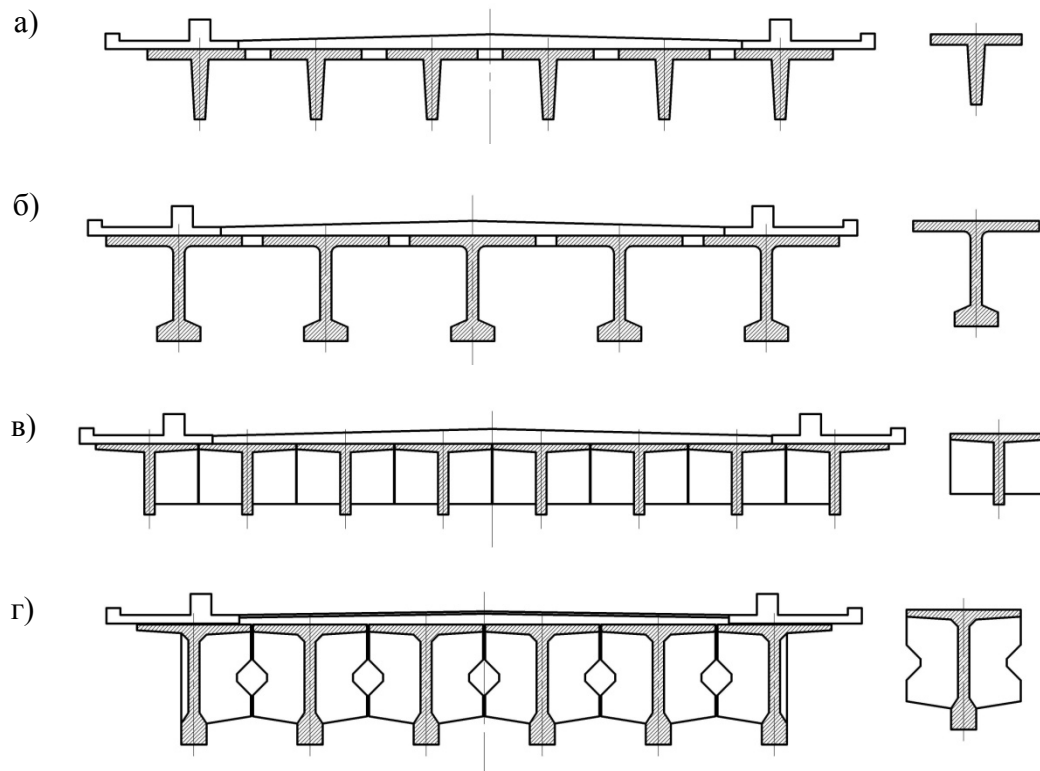


Рис. 1. Збірні залізобетонні прогонові будови з ребристими балками:  
а; б – без діафрагм; в; г – з діафрагмами.

Доволі поширеними є плитні прогонів будови. За незначних прольотів використовували плоскі збірні залізобетонні плити суцільного перерізу за типовими проектами вип. 31, вип. ВТП-17 [2] (рис. 2а). Збільшення прогонів вимагає збільшення висоти перерізу плитної конструкції, що призводить до суттєвого збільшення власної ваги прогонової плитної конструкції. Для її зменшення у плитних збірних залізобетонних елементах прогонових будов улаштовують порожнини: круглі – за менших прогонів, і овальні – за більших (рис. 2 б). Зокрема такі плити широко використовують у типових проектних рішеннях вип. ВТП-16 (рис. 2 в), вип. 384/43 [2].

Конструктивне об'єднання між собою цих окремих збірних елементів здійснюють через шпонки замонолічуванням вертикальних швів між сусідніми плитами. Для цього на бокових гранях плит передбачені

поздовжні пази. Варіант прогонової будови моста, зібраної з плитних елементів з овальними порожнинами, поданий на рис. 2 в.

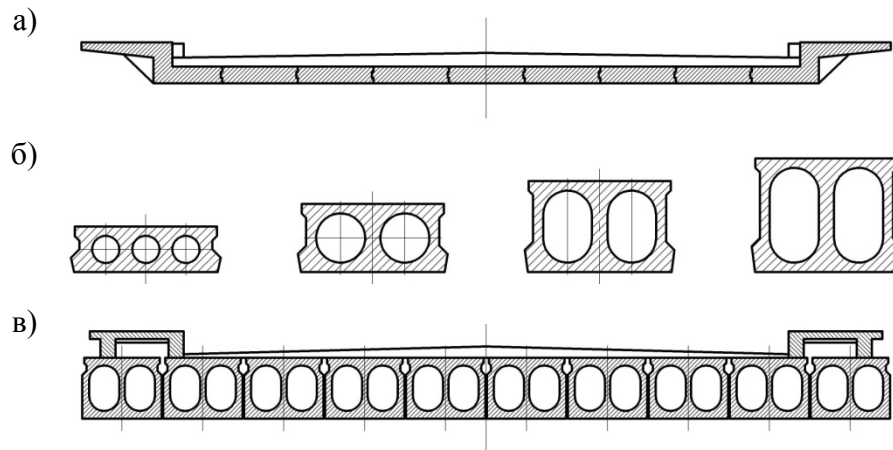


Рис. 2. Залізобетонні плитні прогонові будови: *a* – із суцільних плит; *б, в* – з порожнистих плит.

Оптимізація монолітних залізобетонних прогонових будов за принциповими конструктивними рішеннями є аналогічною до рішень збірних залізобетонних балкових (ребристих) прогонових будов.

У найпростішому для виготовлення випадку монолітна прогонова будова улаштована з поздовжніх балок і верхньої плити (рис. 3а, б).

Для забезпечення просторової жорсткості передбачають поперечні елементи – балки, які можуть бути як проміжними опорами для плити, так і діафрагмами жорсткості (рис. 3 б-г). Відстань між головними балками, крок поперечних балок, геометричні розміри і конфігурація балок є важливими чинниками конструкції прогонових монолітних будов, які необхідно враховувати у техніко-економічному варіантному порівнянні. Тому при проектуванні монолітних прогонових будов маємо значно більше конструктивних рішень порівняно зі збірними елементами. Деякі з них подано на рис. 3.

Конструкції монолітних ребристих прогонових будов за їх доволі ефективної просторової роботи є складними у виготовленні й обмеженими у використанні за значних прогонів.

Ефективнішими у таких випадках є монолітні коробчасті прогонові будови (рис. 4). Проте їх улаштування потребує спеціальних технологій.

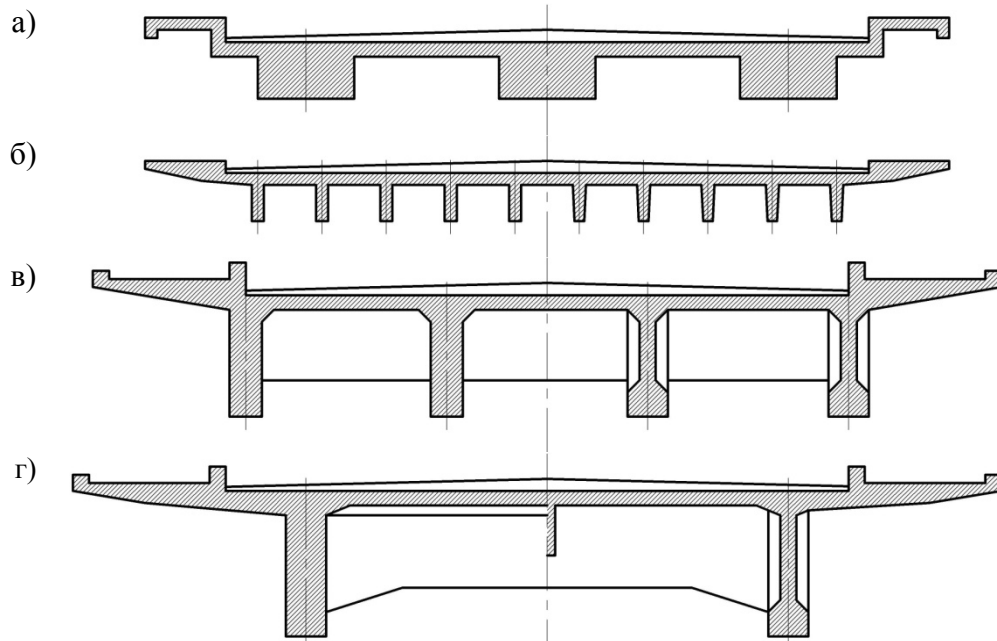


Рис. 3. Ребристі монолітні прогонові будови:  
*a; б* – без поперечних балок; *в; г* – з поперечними балками.

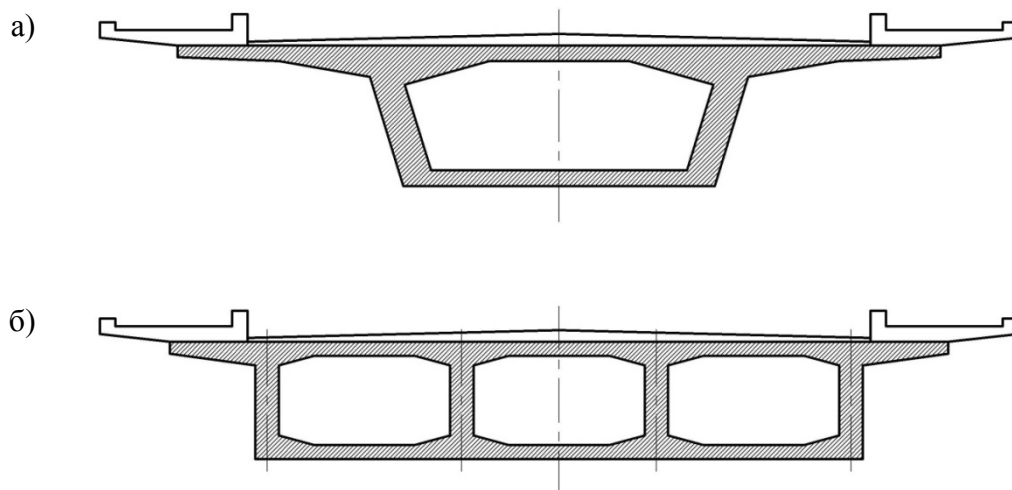


Рис. 4. Монолітні коробчасті прогонові будови: *a* – з однією порожниною;  
*б* – з трьома порожнинами.

Таврові, двотаврові й коробчасті балки широко використовують також у конструктивних вирішеннях збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів [3].

Для мостів малих і середніх прогонів пропонується конструктивно-технологічне рішення, подане на рис. 5. За конструкцією це плоска зверху і знизу залізобетонна прогонова будова, в якій у разі виготовлення всередині перерізу залишають полегшувальні вставки з відносно легких і дешевих матеріалів[1]. Використання вставок да змогу зменшувати власну вагу прогонової будови від 30 до 45%.

Поперечні перерізи вставок можуть бути різними: круглими, квадратними, прямокутними, овальними тощо. Зважаючи на динамічний характер навантажень на мостову споруду, у процесі виготовлення квадратних, прямокутних чи інших вставок у місцях прямого примикання контурів вставок доцільно влаштувати вути.

Одним із найпростіших у виготовленні є трубчасті порожнисті вставки, насамперед пластикові (рис. 5а).

Більшу порожнистість забезпечують вставки незначної ширини: квадратного або прямокутного перерізів (рис. 5б). Ще більшу порожнистість і, відповідно, зменшення власної ваги, забезпечують вставки розвинутих за шириною форм (рис. 5в), проте вони потребують армування полиці над ними. Складнішими у виготовленні, проте ефективними за армуванням верхньої полиці, є монолітні прогонові будови з верхньою склепінчастою конфігурацією вставок (рис. 5г).

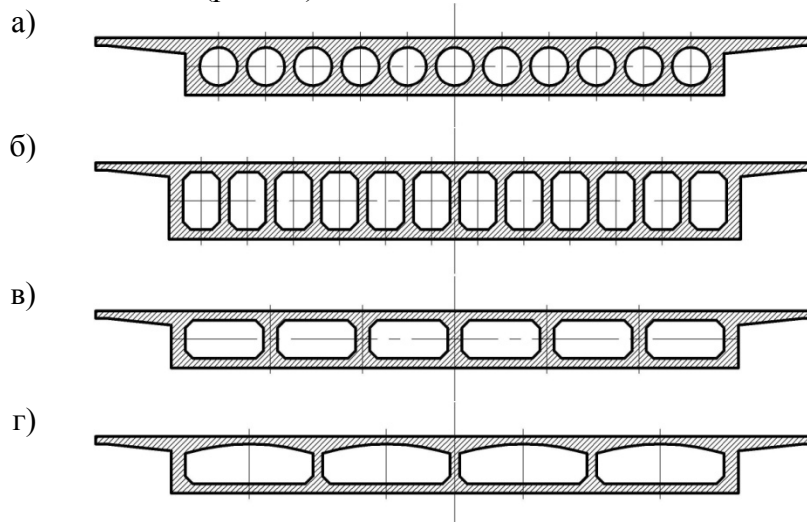


Рис. 5. Поперечні перерізи принципових конструктивних рішень прогонових будов з ефективними вставками.

**Висновки.** Конструкція, форма, спосіб улаштування – важливі чинники, від яких значною мірою залежать техніко-економічні, механічні та експлуатаційні властивості залізобетонних прогонових мостових споруд.

Запропоновано принципові конструктивні рішення монолітних залізобетонних прогонів плоскої конструкції з порожниноутворювальними вставками. Використання вставок дасть змогу зменшити витрату бетону і, відповідно, власну вагу прогонової будови до 30÷45%.

#### **Бібліографічний список**

1. Мельник І.В. Спосіб виготовлення пустотілих бетонних і залізобетонних виробів / І.В. Мельник // Деклараційний патент на винахід. – Державний департамент інтелектуальної власності, Бюл. №7-П від 15.12.2000 р.
2. Експлуатація і реконструкція мостів / Н.Є. Стірахова, В.О. Голубєв, П.М. Ковальов, В.В. Годіріка ; за ред. Лантуха-Ляценка А. І. – К., 2002. – 408 с.
3. Гнідець Б. Г. Залізобетонні конструкції з напружуваними стиками і регулюванням зусиль / Б. Г. Гнідець. – Львів, 2008. – 548 с.

#### **Мельник І. Оптимізація залізобетонних прогонових будов мостів**

Розглянуто й узагальнено конструктивні рішення збірних і монолітних залізобетонних прогонових будов. Подано принципові конструктивні рішення монолітних залізобетонних прогонових будов з ефективними вставками.

**Ключові слова:** мостові залізобетонні прогонові будови, оптимізація, монолітні прогонові будови з ефективними вставками.

#### **Melnyk I. Optimization of concrete span structures of bridges**

Considered and generalized design solutions of modular and monolithic concrete spans. Posted fundamental design solutions of monolithic concrete spans with efficient inserts.

**Key words:** reinforced concrete span bridge structure, optimization, monolithic span structure with efficient inserts.

#### **Мельник І. Оптимизация железобетонных пролетных строений мостов**

Рассмотрены и обобщены конструктивные решения сборных и монолитных железобетонных пролетных строений. Подано принципиальные конструктивные решения монолитных железобетонных пролетных строений с эффективными вкладышами.

**Ключевые слова:** мостовые железобетонные пролетные строения, оптимизация, монолитные пролетные строения с эффективными вкладышами.

УДК 621.311.24 (477)

## **ЕНЕРГОЗБЕРЕЖЕННЯ В УКРАЇНІ ТА ДОЦІЛЬНІСТЬ ЗБІЛЬШЕННЯ ЧАСТКИ НЕТРАДИЦІЙНИХ І ВІДНОВЛЮВАЛЬНИХ ДЖЕРЕЛ ЕНЕРГІЇ**

*Т. Райхенбах, к. н. з держ. упр., О. Гнатюк, к. т. н, С. Безрука, магістр  
Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Розвиток енергетики призвів до межі, коли споживання енергоносіїв досягло таких масштабів, що загрожує їх вичерпанню, а з іншого боку – призвела до повної залежності економіки від імпортованих енергоносіїв.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Проблемі енергозбереження в Україні було присвячено матеріали, документи та закони України, статистичні матеріали стосовно енергозбереження та впровадження нетрадиційних і поновлювальних джерел енергії.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – аналіз українського законодавства у сфері енергозбереження та відновлювальної енергетики.

**Виклад основного матеріалу.** Безсистемна і надто повільна структурна перебудова економіки України, висока внаслідок технологічної відсталості енергоємність основних видів продукції, великі обсяги імпорту енергоносіїв, критична зношеність основних фондів на електричних станціях – основні чинники непомірно високого рівня витрат паливно-енергетичних ресурсів на одиницю ВВП і ВНП, що призводить до економічної кризи країни, руйнації продуктивних сил та соціального збурення у суспільстві.

Поряд зі структурною перебудовою економіки для успішного вирішення проблеми енергозабезпечення необхідно реалізувати низку організаційно-правових і технічних заходів з енергозбереження та прийняти низку законів і правових актів щодо використання відновлювальної енергетики. За одночасної реалізації організаційно-правових заходів і суттєвих змін структури економіки обсяги споживання енергоресурсів можна скоротити у 2-3 рази.

Питання енергозбереження та енергоефективності з кожним роком стають дедалі актуальнішими. Цей напрям породжує інтерес не тільки у держави та власників бізнесу, а також у представників простих домогосподарств. Цьому слугує низка причин, серед яких можна виділити: дефіцит і постійне зменшення природних ресурсів; питання енергетичної безпеки України;

висока енергоємність української економіки; поступове збільшення споживання; щорічне зростання цін на імпортовані Україною енергоресурси (газ, нафта).

Технічний стан об'єктів енергетики характеризується критичним рівнем зношеності основних фондів (від 60 до 70%), збільшенням питомих витрат палива на виробництво електроенергії, зростанням втрат у мережах під час транспортування енергопродуктів (в електроенергетиці витрати електроенергії під час транспортування в мережах у 1991 році становили 9, на сьогодні – 14%) [2].

Підвищити рівень енергозбереження можливо за умов зменшення енергоємності виробництва, впровадження новітніх технологій та подальшого розвитку сфери відновлювальної енергетики.

За рахунок енергозбереження Україна до 2020 року може заощадити близько 470 млн т умовного палива, що відповідає зменшенню витрат на імпорт енергоресурсів приблизно на 38 млрд дол. [3; 4].

Особливу увагу потрібно звернути на виробництво енергії з альтернативних джерел. Сьогодні ці джерела становлять лише 4% від усієї споживаної в нашій країні енергії. Виробництво альтернативних видів енергії також може здійснюватися в секторі АПК, використовуючи як сировину біомасу та інші органічні речовини. Для цього теж є передумови.

Як уже було зазначено, одним із шляхів енергозбереження та зменшення споживання первинних енергоресурсів є розвиток нетрадиційних та поновлювальних джерел енергії. На сьогодні їх частка в енергетичному балансі країни не перевищує 0,5%. Виробництво електроенергії на нетрадиційних та відновлювальних джерелах прогнозується збільшити до 2 млрд кВт/год. у 2030 році, тобто у 20 разів.

Одним із перспективних напрямів є *біоенергетика*. На сьогодні використання *біомаси* як палива в Україні дорівнює 988 тис. т у.п./рік, що становить 0,5% споживання первинних енергоресурсів. При цьому чимало біомаси, придатної для виробництва енергії, знищують або вивозять на звалища.

До важливих напрямів біосировини слід віднести продукцію, отриману в результаті вирощування пшениці, багаторічних трав, кукурудзи, соняшнику, ріпаку, гірчиці, тополі, верби, очерету, а в деяких регіонах світу цукрової тростини [1; 4].

*Вітроенергетика*. Для вітроенергетики придатними є райони зі середньою швидкістю вітру не менше, ніж 5 м/с. Половина території України придатна для розвитку вітроенергетики. Тривалість дії вітру у сприятливих зонах від 250 до 320 днів на рік. Найперспективнішими вітроенергетичними регіонами в Україні є: Карпатський,



Причорноморський, Приазовський, Донбаський, а також зони біля Харкова та Полтави.

Комплексною державною програмою енергозбереження України вітровий технічно доступний енергетичний потенціал території України оцінюється еквівалентним ресурсами 20–30 млн т. у. п./рік.

*Сонячна енергія.* На території України потенціал сонячної енергії становить приблизно 14 млрд т. у. п. Якщо врахувати, що ефективність перетворення цієї енергії у зручну для споживача форму становить лише 14–25 %, то технічний потенціал – 2800 млн т.у.п., або 4638 т.у.п., на 1 км<sup>2</sup> території держави.

Отже, для того, щоб задовольнити потребу України в енергії на 2015 рік (326,1 млн т. у. п.), потрібна площа 70,3 тис. км<sup>2</sup>, що становить 11,6 % території.

*Тверді види біопалива.* Результати проведеного аналізу економічних показників роботи котелень, які експлуатуються на деревині й підключенні до централізованого теплопостачання, свідчать, що зазначений напрям є рентабельним.

*Біогаз.* Рентабельність виробництва біогазу зростає у разі комплексного підходу до переробки тваринницьких відходів, тобто, крім біогазу, значний дохід можна отримати і під час використання органічних добрив.

Значні обсяги біогазу можна отримати з полігонів твердих побутових відходів. Строк окупності міні ТЕЦ на біогазі, отриманий з цих полігонів, становить три-чотири роки.

*Низькопотенційне тепло ґрунту і води.* Одним із перспективних, „екологічно чистих” і повсюдно доступних джерел низькопотенційного тепла для систем теплохолодопостачання будівель і споруд є тепло ґрунту верхніх шарів землі.

*Гідроенергетичні ресурси.* Україна належить до зони нижчесередньої забезпеченості водними ресурсами (2,6 м/с. км<sup>2</sup>). Потенційні ресурси малих рік України оцінюють у 17,4 млрд кВт/год., технічний потенціал – у 6,4 млрд кВт/год., а економічний – 1,5–2 млрд кВт/год.

Тобто, якщо раціонально використовувати цей потенціал, то можна подвоїти виробництво гідроелектроенергії.

Нині відновлювана енергетика (у тому числі великі гідроелектростанції) складає близько 2,8% ЗСПЕ в Україні. Тільки гідроенергетика та біомаса досягли рівня комерційного застосування; інші технології відновлюваної енергетики ще знаходяться на стадії дослідження та розробки або демонстрації, і їх частка в енергопостачанні незначна (див. таблицю).

Таблиця

## Технології відновлюваних джерел в Україні [5]

Технологія	Енергетичний продукт	Статус в Україні
Спалювання	Теплота/електроенергія (ТЕЦ)	Використовуються для приготування їжі та опалення; для виробництва тепла та пари у промисловості й централізованому тепlopостачанні. Виробництво електроенергії є незначним (ТЕЦ)
Газифікація: виробництво електроенергії/палива	Електроенергія, теплота(ТЕЦ)/вуглеводні, метанол, H <sub>2</sub>	НДДКР
Гідроліз та ферментація	Етанол	НДДКР та демонстрація; деяке промислове виробництво
Піроліз/виробництво рідкого й твердого палива	Біопаливо/деревне вугілля	НДДКР
Видобуток та дегазація	Біодизель/біогаз	НДДКР, декілька пілотних проєктів. Одна діюча велика ТЕЦ
Вітрові турбіни	Електроенергія	70 МВт встановленої електричної потужності
Вітряні млини	Переміщення, енергія	Використовують у сільському господарстві
Гідроелектростанції	Електроенергія	Великі за потужністю – 4,600 МВт; малі – менше, ніж 100 МВт
Геотермальна енергія/теплові станції	Теплота/електроенергія	13 МВт встановленої теплової потужності
Фотоелектричні елементи	Електроенергія	Виробництво ФЕ панелей та систем, переважно на експорт
Концентрація сонячної енергії	Електроенергія	Немає в наявності
Сонячне опалення та кондиціонування	Теплота, пара, холод	Виробництво сонячних колекторів для домашнього застосування
Застосування низькотемпературної сонячної енергії	Теплота	Використовують для нагріву води та опалення приміщень, сушки, приготування їжі

**Висновки.** На сьогодні існує два основних завдання, які потребують вирішення у сфері енергозбереження: створення економічних механізмів енергозбереження у вигляді фінансової підтримки державою енергоощадних

проектів і пошук джерел фінансування місцевих програм та проектів; фінансування державою сфери енергозбереження можливе за рахунок цільового виділення коштів з державного бюджету формуванням спеціальних фондів енергозбереження з використанням визначених законодавством механізмів наповнення цих коштів.

Важливим джерелом фінансового забезпечення програм енергозбереження в регіонах має стати заощадження енергоносіїв. Ці заходи охоплюють вирішення організаційних питань, впровадження механізму заохочення та стимулювання заощадження, облік витрат ресурсів з урахуванням диференційованих тарифів, запобігання витокам енергоресурсів.

Також необхідно більше уваги приділяти використанню альтернативних джерел енергії. Розвиток цієї сфери передбачає переорієнтацію значної кількості науково-дослідних і проектно-конструкторських установ, промислових підприємств на розробку та виготовлення енергетичного обладнання для альтернативної енергетики.

#### **Бібліографічний список**

1. Енергетична стратегія України до 2030 року [Електронний ресурс]. – Режим доступу : [www.aes-ukraine.com/documents/5390.html](http://www.aes-ukraine.com/documents/5390.html) - 48k.]
2. Здановський В. Г. Деякі аспекти екобезпеки теплоенергетики України та шляхи її покращання / В.Г. Здановський // Розвідка і розробка нафтових і газових родовищ. – Івано-Франківськ, 2000. – № 37, т. 9. – С. 21-30.
3. Ковалко М. П. Енергозбереження – пріоритетний напрямок державної політики України / М.П. Ковалко, С. П. Денисюк. – К. : Українські енциклопедичні знання, 1998. – 511 с.
4. Стельмашук А. М. Проблеми та перспективи застосування альтернативних джерел енергії для інтенсифікації і розвитку аграрного сектору України / А. М. Стельмашук, П. М. Маланчук, А. П. Сава. – К. : Урожай, 1989.
5. Energy for the Future: Renewable Sources of Energy // White Paper for a Community Strategy and Action Plan [Text]. – Bruxelles, 1997. – 53 p.

**Райхенбах Т., Гнатюк О., Безрука С. Енергозбереження в Україні та доцільність збільшення частки нетрадиційних і відновлювальних джерел енергії**

Розглянуто проблеми енергозбереження в різних секторах економіки України, наведено пропозиції щодо збільшення рівня енергозбереження, а саме завдяки впровадженню та подальшому розвитку нетрадиційних і поновлювальних джерел енергії.

**Ключові слова:** енергозбереження, енергоефективність, відновлювальна енергетика.

**Reichenbach T., Gnatjuk O., Bezruka S. Energy efficiency in Ukraine and expediency of increasing the share of alternative and renewable energy sources**

We consider the problem of energy saving in various sectors of the Ukrainian economy, are proposals to increase the level of energy efficiency, but because of the implementation and further development of alternative and renewable energy sources.

**Key words:** energy efficiency, renewable energy, energy efficiency.

**Райхенбах Т., Гнатюк О., Безрука С. Энергосбережение в Украине и целесообразность увеличения доли нетрадиционных и возобновляемых источников энергии**

Рассматриваются проблемы энергосбережения в различных секторах экономики Украины, приводятся предложения по увеличению уровня энергосбережения, а именно благодаря внедрению и дальнейшему развитию нетрадиционных и возобновляемых источников энергии.

**Ключевые слова:** энергосбережения, энергоэффективность, возобновляемая энергетика.

## РОЗДІЛ 4

### ТЕОРІЯ АРХІТЕКТУРИ, МІСТОБУДУВАННЯ ТА ПЛАНУВАННЯ СІЛЬСЬКИХ ПОСЕЛЕНЬ

УДК 168.522:72

*Р. Кюнцлі, к. філол. н., А. Степанюк, к. арх.  
Львівський національний аграрний університет*

#### ПИЛИП РУ (РУХ): ПОШУКИ НАЦІОНАЛЬНОЇ ІДЕНТИЧНОСТІ В САКРАЛЬНІЙ АРХІТЕКТУРІ УКРАЇНСЬКОЇ ДІАСПОРИ

**Постановка проблеми.** Необхідною передумовою інтелектуального прогресу суспільства в сучасних умовах є національна ідентичність народу, яка неможлива без знання та ґрунтовного опрацювання й використання історико-культурної спадщини. Культурна спадщина українського народу охоплює надбання національної культури, які створені як в Україні, так і поза її межами, у діаспорі. Вивчаючи, пропагуючи культуру, ми відроджуємо нашу духовність, націю, країну.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Досліджували проблеми та традиції церковного будівництва української діаспори низка учених, зокрема: Т. Геврик, П. Іванець, О. Іванусів, Д. Крвавич, Р. Жук, Р. Галишич, Р. Павлишин, В. Січинський, В. Слободян, М. Сополіга.

У наукових дослідженнях стосовно культурно-мистецького надбання української діаспори в Канаді наразі не приділено жодної уваги проектній діяльності архітектора Пилипа Ру – важливої складової церковної архітектури української діаспори. Пропонуємо ознайомитися з творчістю архітектора.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – дослідити архітектурну спадщину Пилипа Ру та її роль у збереженні та відновленні традицій у сучасному українському храмовому будівництві. Протягом десятиріч у діаспорі нагромаджено значний духовно-культурний потенціал. Українським емігрантам вдалося зберегти свою національну ідентичність завдяки безкорисливій праці на ниві розвитку української культури. Щоб стримати швидкі темпи асиміляції, які неминучі на чужій землі, українці будують школи, «Будинки «Просвіти», церкви. Розвиток українського сакрального будівництва у діаспорі значною мірою зобов'язаний неабиякій подвижницькій роботі наполовину німця, наполовину француза, але справжнього українця – архітектора о. Пилипа Ру.

На відміну від таких архітекторів української діаспори, як Т. Геврик, Р. Жук, В. Січинський, І. Жуковський, А. Осадца, ім'я Пилипа Ру ніколи не згадується в українській архітектурі, мистецтві, культурі. Відновлення історичної справедливості – ознайомлення, творче опрацювання мистецького спадку архітектора Пилипа Ру, в архітектурних творах якого відчувається дослідження та пізнання, а відтак реалізована сутність національної української архітектури – її духовність, унікальність, – це відповідь та визначення шляху сучасним архітекторам: для чого й як відроджувати українську культуру у себе на батьківщині.

**Виклад основного матеріалу.** Сьогодні немає достеменних даних про кількість церков та соборів, громадських будівель, споруджених Пилипом Ру для української громади в Канаді. Згідно з попередніми підрахунками це близько 50 реалізованих проектів [3]. О. Пилип Ру був найвпливовішим архітектором Української католицької церкви, який вивчив національні архітектурні сакральні традиції, переосмислив відповідно до вимог часу і втілював українські форми сакральної архітектури на чужій землі.

Народився о.Ру в Ельзас-Лотарингії 6 серпня 1883 року, вважав себе більше німцем, ніж французом. Відомо, що як місіонер у 1910 році побував на Україні у монастирі оо. Василіан у Бучачі [1, с. 49], де вивчав українські мову, культуру, способи побудови українських церков. До Канади Ру переїхав у 1913 році, де розпочав свою місіонерську діяльність серед українців у північній частині провінції Альберта. Тільки у Манітобі о. П. Ру спорудив 10 церков. Проте втіленням українських сакральних традицій стала церква Покрови в Мавнтен Ровд, Манітоба (рис. 1). У «Пропам'ятній книзі з нагоди ювілею поселення українського народу в Канаді» 1941 року зазначено: «Направду вона найкраща і найбільша церква в Канаді... Ця церква це прикраса не тільки околиці, але й великий здобуток нашого цілого народу в Канаді» [2, с. 157].



Рис. 1. Церква Покрови Пресвятої Богородиці в Мавнтен Ровд, Манітоба (арх. о. Пилип Ру).

Церква розрахована на 3000 вірян, дерев'яна, хрещата, поставлена на міцному фундаменті з цементу. Фасади білі, кути та декоративне оздоблення дверей оформлені брунатною фарбою. Висота – 43 м. 20 см, довжина – 14 м. 40 см, ширина – 27 м. 60 см.; 135 вікон різних форм і розмірів відповідно до ярусів, які утворені ступінчастим дахом, створюють враження вишивки. Церква має п'ять престолів, кілька дияконників, довкола неї є кілька поверхів хорів. У 1935 році церкву розмалював відомий художник Майданик. У 1966 році святиня згоріла. Власне ця рання церква о.Ру 1923-1925 років свідчить про ще свіжі враження священника від бойківських церков на Україні.

Храми пізнішого періоду вже відображають власне канадський тип української церкви, який сформувався внаслідок складної еволюції сакральної української архітектури в Канаді. Ці церкви хрещаті у плані, фронтальне рамено дещо витягнуте, що нагадує про еволюцію хрещатої церкви з базиліки, мають одну велику баню посередині та дві менші по боках. Фронтальний фасад нагадує латинські готичні собори з вестверками та розою в центрі, проте куполи вказують на українські барокові стильові риси. Сьогодні важко стверджувати, що було передосновою формування типового плану української церкви в Канаді: чи це були католицькі храми романської доби, а потім готичної, коли одній чарунці середнього нефа відповідають дві з кожного боку, чи пам'ять про хрещаті українські церкви, а, можливо, гібрид двох планів. Хоча, належить зазначити, що українці Канади надали перевагу хрестово-купольному конструктивному вирішенню даху, а не перехресному склепінню, як це зустрічаємо у латинських соборах зі зв'язаною системою.



Рис. 2. Церква Пресвятої Тройці в Мінк Крік, Манітоба (арх. о. Пилип Ру).

Зразком української церкви в Канаді можна вважати церкву Пресвятої Тройці в Мінк Крік (Манітоба) (див. рис. 2) та церкву Вознесіння Г.Н.І.С у Вінніпегозис місті (Манітоба).

О. Пилип Ру був найвпливовішим архітектором Української католицької церкви в Зх. Канаді. Він створив синтез української барокової церковної архітектури з архітектурою великих західноєвропейських соборів.

Творчі пошуки о. Пилипа Ру не припиняються. Архітектор не зупиняється на власне канадських формах українських церков, й у наступних задумах сміливо поєднує українські традиційні мотиви, ренесансні риси та фрагменти класицизму. Такими еkleктичними творіннями великого подвижника стали церкви Св. Йосафата в Едмонтоні (рис. 3) та церква Непорочного зачаття, завершення якої о.Ру так і не побачив (рис. 4, 5).



Рис. 3. Церква Святого. Йосафата в Едмонтоні (арх. о. Пилип Ру).

Церква св. Йосафата побудована у вигляді хреста зі заокругленими раменами. Розміри храму – 37, 8 x 31, 29 м, висота найвищої бані – 29, 8 м. Довкола центральної бані є чотири менші бані і, за традицією Української церкви в Канаді, фронтальний фасад оздоблюють дві вежі з ренесансними куполами та відкритими ліхтарями. Загалом будівлю оздоблюють сім восьмигранних мідних бань, які символізують сім святих тайн.

Особливістю церкви є її орнамент, виконаний з різної за кольором цегли: зовнішні стіни – з червоної, пілястри – з темніших цеглин, для узорів та оздоблення використана також жовта цегла; класичний портик, виконаний за допомогою грецьких колон та архітрава. Над портиком ми бачимо символічне зображення української хати зі сакральним зображенням трьох вікон. Символіка відтворена в архітектурних творіннях о.Пилипа Ру часто.





Рис. 4. Церква Непорочного Зачаття в Кукс Крик (арх. о. Пилип Ру).

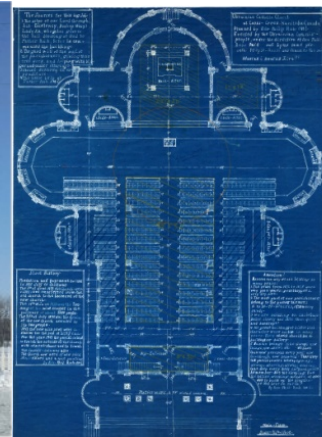


Рис. 5. План церкви Непорочного Зачаття в Кукс Крик (арх. о. Пилип Ру).

Особлива історія пов'язана з побудовою церкви в Кукс Крик. Побачивши вперше безкрайні степові простори, отець був захоплений, однак у нього не було ні будматеріалів, ні робочої сили. Взагалі нічого не було, окрім бажання верховного духовенства побудувати церкву. Проте будь-які труднощі о. Ру сприймав як промисел Божий.

Будівництво храму тривало 22 роки. Кошти не позичали й не надходили від церковного духовенства, тому що люди у вільний від роботи час під керівництвом Ру будували власними зусиллями. На будівництво храму необхідно було 20 вагонів цементу, тисячі тонн піску і гравію. Все робилося вручну, без застосування будь-яких механізмів, навіть бетон вимішували вручну. Роки, прожиті в Україні, не пройшли даремно: Пилип Ру вивчив методи імітації мармуру, цегляної кладки у будівництві, які виконувалися в Україні протягом декількох десятків років. 27 липня 1952 року відбулося відкриття церкви. Впродовж будівництва храму о. Ру отримав звання єпископа (архієпископа).

Під час спорудження церкви Непорочного Зачаття о. Ру скористався усіма знаннями, здобутими в Україні. Хоча храм часто зараховують до київського стилю [4], проте чітко простежуються різні стильові риси, що вказує на її еkleктичність. Розміри церкви – 44,7 x 30 м, підвальне приміщення – 3,6 м високе, має 65 вікон, шість входів. Стіни церкви цегляні, висота стін – 12 м, у двох рядах розміщено 95 вікон. Церква хрещата, тринавна, дев'ятибанна. Висота великої бані – 32,7 м, у церкві 15 престолів. Куполи церкви напівсферичні, з відкритими ліхтарями. Фасади пофарбовані

у блідо-жовтий колір, а внутрішній інтер'єр оформлений у національних кольорах України: пастельні синій і жовтий. Стеля – блідо-блакитна, з чорними зірками.

**Висновки.** Національна сакральна архітектурна спадщина України зазнала непоправної шкоди впродовж тоталітарного режиму: протягом півстолітнього періоду культове будівництво в нашій країні було відсутнє. Національні традиції у церковній архітектурі в цей час продовжують розвиватися за кордоном зодчими української діаспори, де велося інтенсивне будівництво церков громадами українських емігрантів.

У церковній архітектурі спостерігаємо своєрідну мішанину стилів – україно-канадський синтез. Сакральна архітектура української діаспори проходить еволюцію від церков хатнього типу (спроби відтворення візуальної пам'яті народними майстрами) до новітніх споруд зі сучасними будівельними матеріалами фахових архітекторів. Міжнародне визнання у другій половині 20 ст. отримує творчість Радослава Жука за вдалу інтерпретацію національних традицій в сучасних формах.

Успіхам і досягненням новітньої церковної архітектури української діаспори, яка впливала на процес відродження сакрального будівництва в Україні, передувала праця багатьох священиків, майстрів, архітекторів української діаспори першої половини ХХ ст. Ці представники інтелігенції зробили неоціненний внесок у формування духовного імунітету українців, яким в еміграції, в умовах ринку, комерціалізації культури вдалося зберегти свою національну ідентичність. Архітектори української діаспори не тільки рятували від духовного виродження українців на чужині, – вони стали орієнтиром у відродженні сакральної архітектури в Україні, розвиток якої був перерваний через атеїстичну політику радянського режиму. Яскравим представником групи подвижників Української церкви та сакральної архітектури в Канаді є Пилип Ру, творчість якого, на думку авторів – цікава й актуальна в період відродження української церковної архітектури, незаслужено забута, тому має зайняти належне місце у розвитку загальнонаціональної архітектури України.

#### **Бібліографічний список**

1. Гординський С. Сакральне мистецтво української діаспори / Святослав Гординський // Українське сакральне мистецтво: традиції, сучасність, перспективи : матеріали Міжнар. наук. конф. (Львів, 4-5 травня 1993 р.). – Львів : Свічадо, 1994. – С. 46-60.
2. Пропам'ятна книга з нагоди золотого ювілею поселення українського народу в Канаді 1891-1941 [Уложена українськими католицькими священиками під проводом свого єпископа]. – Йорктон : Накладом єпископського ординаріату з печатні «Голосу Спасителя», 1941. – 338 с.
3. Memorable Manitobans: Philip Ruh (1883-1962) [Електронний ресурс]. – Режим

доступу : [http://www.mhs.mb.ca/docs/people/ruh\\_p.shtml](http://www.mhs.mb.ca/docs/people/ruh_p.shtml).

4. Ukrainian Catholic Church of the Immaculate Conception National Historic Site of Canada [Electronic resource]. – Mode of access : <http://www.historicplaces.ca/en/rep-reg/place-lieu.aspx?id=13013&pid=0>.

**Кюнцлі Р., Степанюк А. Пилип ру (рух): пошуки національної ідентичності в сакральній архітектурі української діаспори**

У статті розглядаються життя та діяльність Пилипа Ру (1883–1962) – священника-подвижника Української церкви в Канаді, архітектора сакральної архітектури української діаспори. Обґрунтовується положення про вагомий роль Пилипа Ру у становленні та збереженні національної ідентичності церковної архітектури українців в Канаді.

**Ключові слова:** Пилип Ру, сакральна архітектура української діаспори в Канаді, національна ідентичність, традиції церковної архітектури.

**Kiuntsli R., Stepaniuk A. Philip ruh: search for national identity in sacral architecture of ukrainian diaspora**

The article is focused on the life and activities of Philip Ruh (1883–1962), a priest, devotee of Ukrainian church in Canada, a designer of Ukrainian Diaspora sacral architecture. It proves the sufficient role of Philip Ruh in formation and conservation of identity of Ukrainian church architecture in Canada.

**Key words:** Philip Ruh, sacral architecture of Ukrainian Diaspora in Canada, national identity, traditions of church architecture.

**Кюнцли Р., Степанюк А. Филип Ру: поиски национальной идентичности в сакральной архитектуре украинской дйаспоры**

В статье рассматривается жизнь и творчество о. Филипа Ру (1883–1962) – священника-подвижника Украинской церкви в Канаде, архитектора сакральной архитектуры украинской диаспоры. Обґрунтовується положення про вагомий роль Пилипа Ру у становленні та збереженні національної ідентичності церковної архітектури українців в Канаді.

**Ключевые слова:** Филип Ру, сакральная архитектура украинской диаспоры в Канаде, национальная идентичность, традиции церковной архитектуры.

УДК 070,728.12

## **ФОРМУВАННЯ КОНЦЕПЦІЇ ДИЗАЙНУ АРХІТЕКТУРНОГО СЕРЕДОВИЩА СІЛЬСЬКИХ ПОСЕЛЕНЬ**

*Н. Савчак, к. т. н.*

*Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Дизайн, покликаний на формування концепції архітектурного середовища села, кардинально змінить мислення та ставлення до нього селян. Відтворення сільського поселення полягає в тому, щоб відповідно до сучасних вимог реструктуризувати сільськогосподарське виробництво та соціально-побутову інфраструктуру, змінити архітектурно-планувальну систему, зважаючи на існуючі та художньо-композиційні засади [1]. Відновлення та розробка нових методик реновації архітектурних об'єктів на території сільських поселень, проектування їх архітектурного середовища – важливе й відповідальне завдання для архітекторів-дизайнерів.

Архітектори-дизайнери повинні вміти зіставляти й гармонізувати формальні кольорові композиції в живій і неживій природі. Поєднання форм, кристалів, раковин, рослин та характерних для них принципів стискування, розтягу, згину показують, що наслідувати у природі не тільки бажано, а й необхідно [2]. Вивчаючи механізми естетичного сприйняття, враховуючи психологічні аспекти, значну увагу варто приділити сільській місцевості та її населенню. А це у свою чергу допоможе сформувати концепцію мети та завдання дизайну архітектурного середовища українського села.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Загальним закономірностям розселення та просторової організації формування дизайну архітектурного середовища містобудівельних систем присвячені праці Ю. Білоконя, М. Дьоміна, І. Фоміна та поодинокі розвідки Б. Посацького, М. Габреля та інших. У своїх працях Б. Посацький розглядає два основні види розселення:

міське – зумовлене виникненням і розвитком міст і селищ міського типу;

сільське – зумовлене розвитком різних сільських поселень (сіл, селищ, хуторів тощо) [3]. Стосовно формування концепцій дизайну архітектурного середовища українських сіл, то більшість цих концепцій не враховували взагалі.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – концепції дизайну архітектурного середовища українського села, а саме:

1. Створення високоякісного середовища в житловій архітектурі, у виробничій сфері та у сфері обслуговування під час надання послуг.

2. Піднесення престижу села як місця проживання, праці та відпочинку.

3. Збереження та розвиток ідентичності населених місць.

**Виклад основного матеріалу.** Важливою проблемою формування концепції дизайну архітектурного середовища українського села є з'ясування того, на якому етапі розвитку воно знаходиться, як формуватиметься архітектурне середовище цього поселення, його ландшафтне та географічне походження, роль і значення його в системі розселення регіону. Упорядковуючи сільські поселення, їх належить поділити на звичні функціональні зони, яким притаманні певні структурні елементи: громадський центр, селищна територія та виробнича зона. Кожну зону потрібно розглядати комплексно [4]. Останнім часом все більше приділяють уваги впорядкуванню території як міських, так і сільських площ, паркових зон, присадибних ділянок. Архітектурний дизайн зміцнив свої позиції не тільки за створення внутрішнього середовища, а й території, що прилягає до будинку. У людини з'являється бажання створювати навколо житлового будинку мальовничі природні куточки, поєднуючи декоративні садові рослини з кахельними стежками і майданчиками для відпочинку, акуратно викладеним природним каменем чи плиткою. Застосування різних елементів мощення дає змогу оформити внутрішньо-дворові майданчики, паркові зони, тротуари, автомобільні стоянки тощо [5]. Поєднання різноманітних геометричних форм плитки дає змогу створювати малюнки залежно від ландшафтного та архітектурного стилю будинку. Для оформлення ландшафту сільської ділянки все більше використовують ковані вироби, які надають вишуканості присадибній ділянці, прикрашають її, вносять щось нове, свіже й оригінальне. Це зокрема ковані садові меблі, альтанки, ліхтарі [5].

Для вирішення завдань архітектурного дизайну у благоустрої території можна широко застосовувати модульні бетонні елементи. Їх кольорові та різноманітні форми дають змогу створювати неповторні витвори.

У поєднанні з елементами мощення конструкції з модульних квітників створюють оригінальні архітектурні композиції – це і декоративні паркани, і підпірні стіни, і квіткові балкони, і будь-які формоутворення. Порожнистість у виробах можна заповнити ґрунтом, що дає змогу вирощувати декоративні рослини й квіти на горизонтальних і вертикальних площах конструкцій [6]. На присадибній ділянці доріжка є її основою, оскільки своєю формою та згинами визначає стиль і характер організації

простору сільської садиби. Вона не тільки зв'язує між собою окремі об'єкти: будинок, басейн, сад, присадибну ділянку, а й прикрашає та вносить своє своєрідне звучання.

Не менш важливим елементом садово-паркового дизайну та присадибної ділянки є освітлення. В освітленні відкритого простору ділянки фасадів будинків необхідно витримувати обраний архітектурний стиль, що залежить від дизайну світильників, кольору та інтенсивності світла кожного джерела тощо. [6].

Одним з гнучких елементів дизайну архітектурного середовища у побудові ландшафту є вода. Вона спроможна створити особливу психологічну атмосферу. Це може бути водойма природної форми, кам'яний настінний фонтан, бочка або ваза з водою. Невеликі струмки води, фонтани, каскади сприяють душевній рівновазі людини. У виборі типу штучної водойми необхідно зважати на навколишнє середовище й архітектуру будівель.

У процесі реалізації земельної реформи змінилися економічні відносини в колективних і державних господарствах. На базі державних господарств (радгоспів) організували колективні агроформування. Згідно з чинним законодавством України до земель сільського населеного пункту належать землі, розташовані в межах, визначеним земельним кадастром [3].

Під час розробки нових генеральних планів, формування концепцій генеральних планів, дизайну архітектурного середовища сіл потрібно максимально звертати увагу на існуючий стан житлової забудови.

У проектуванні садибного ансамблю архітектору завжди потрібно узгоджувати положення будівлі у просторі з життєво важливими природними явищами – з рухом Сонця, напрямом панівного вітру, характером ландшафту. Архітектурний витвір повинен гармоніювати з навколишньою природою. Основною концепцією дизайну архітектурно-планувальної організації селянських садиб в Україні є принцип забезпечення максимальних вигод у реалізації соціальних, побутових і виробничо-господарських потреб сім'ї, з урахуванням раціонального використання ділянки забудови. Принципи планувальної й композиційної організації селянського двору завжди повинні бути спрямовані на використання своєрідності й ландшафту, його території та природного оточення, і передбачати виконання таких вимог: підпорядкування функціональної й просторової організації єдиному композиційному вирішенню, узгодженому з домінуючими елементами природного середовища; формування структурних і просторових зв'язків з навколишнім ландшафтом, збереження й активна участь у формуванні внутрішнього середовища садиби природних компонентів; максимальна захищеність від несприятливих зовнішніх

впливів, розкриття просторів садиби у внутрішнє середовище, яке домінує в загальному композиційному вирішенні; створення камерних, локальних просторів всередині сільського простору, господарського двору, садиби; композиційна єдність та зорова рівновага між житловою й господарською забудовою; досягнення оптимальних співвідношень між забудованими і озелененими ділянками сільського двору.

**Висновки.** У результаті аналізу формування концепції дизайну архітектурного середовища українського села:

- виявлено нові суспільні стосунки, формування нових форм адміністрування на рівні сільських рад;
- виділено низку суб'єктивних та об'єктивних чинників, які впливають на формування концепції дизайну архітектурного середовища українського села.

#### **Бібліографічний список**

1. Бистряков К. Архітектурно-просторова організація сіл: Питання реконструкції / К. Бистряков, Л.Г. Литвинов, Ю.Ф. Хохол. – К. : Будівельник, 1991. – 98 с.
2. Шумега С. С. Дизайн. Історія зародження та розвитку дизайну. Історія дизайну меблів та інтер'єру / С. С. Шумега. – К. : Центр навчальної літератури, 2004. – 300 с.
3. Посацький Б. С. Основи урбаністики / Б.С. Посацький : навч. посібник : у 2-х ч. – Ч.2. Розпланування та забудова міст. – Львів : В-во НУ “Львівська політехніка”, 2001. – 244 с.
4. Аграрна реформа в Україні // Законодавчі акти і нормативно-методичні документи (1996-1999) / за ред. акад. УААН М. Зубця. – К., 1996. – 332 с.
5. Кузьменко В. Естетика і дизайн присадибних ділянок / В. Кузьменко // Особняк. – 2004. – № 4 (35). – К., 2004. – С. 27–31.
6. Заболотний В. Сукупність ландшафтного дизайну / В. Заболотний // Особняк. – 2004. – № 2 (33). – К., 2004. – С. 72 – 73.

#### **Савчак Н. Формування концепції дизайну архітектурного середовища сільських поселень**

Розглянуто формування концепції дизайну архітектурного середовища сільських поселень (сіл) України.

**Ключові слова:** дизайн архітектурного середовища, сільське поселення, формування концепції.

#### **Savchak N. Formation of the concept design of architectural environment of rural settlements**

The article deals with the formation of the concept design of architectural environment of rural settlements (villages) of Ukraine.

**Key words:** architectural design environment, rural settlement, forming concepts.

**Савчак Н. Формирование концепции дизайна архитектурной среды сельских поселений**

Рассматривается формирование концепции дизайна архитектурной среды сельских поселений (сел) Украины.

**Ключевые слова:** дизайн архитектурной среды, сельское поселение, формирование концепции.

УДК 728.6

**САКРАЛЬНА ЗОНА У СТРУКТУРІ СІЛЬСЬКОЇ САДИБИ**

*О. Колодрубська, к. арх.*

*Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Світогляд українського народу споконвіку формувався на ґрунті релігійних уявлень та вірувань, які відображені у народних звичаях та обрядах. Християнська релігія завжди була невід'ємним елементом способу життя і, по суті, душею українського народу. На християнстві ґрунтувалося все: освіта, право, культура. Віра в Бога була й залишається непохитним фундаментом морально-етичних засад населення, зокрема сільського.

Збереження традиційної релігійної культури українського суспільства відносять також і до основних пріоритетів державної політики у сфері релігії.

Як свідчать статистичні дані, кількість релігійних громад в Україні з кожним роком збільшується. Згідно з даними інформаційного звіту Міністерства культури України «Про стан і тенденції розвитку релігійної ситуації та державно-конфесійних відносин в Україні» за 11 квітня 2013 року, в Україні станом на 1 січня 2013 року діяло 36995 релігійних організацій. Аналіз кількісних показників поширення та розподілу релігійних осередків на території держави демонструє вищу концентрацію їх чисельності на заході держави із тенденцією до зменшення на схід та південь. У восьми областях Західного регіону (Волинська, Закарпатська, Івано-Франківська, Львівська, Рівненська, Тернопільська, Хмельницька, Чернівецька) сконцентровано 39 % релігійної мережі держави [1]. Найвищий показник діючих релігійних громад відносно кількості населення в Україні на Тернопільщині – 1256, хоча за кількістю населення країна займає 21 місце.

Згідно з тематичним загальнонаціональним дослідженням соціологічної служби Центру Разумкова, що здійснювала моніторинг стану та тенденцій релігійності українського суспільства (у березні 2013 р.)



найвищий рівень релігійності теж виявляють жителі Заходу країни, де до вірян віднесли себе 86% опитаних. Важливішою є релігія для жителів села, ніж для жителів міста (71% проти 65%). Релігію вважають необхідною життєвою цінністю 85% жителів Заходу. Релігійне виховання у сім'ї отримали 76% населення Західного регіону [2, с. 23-29].

Спільні релігійні переконання відіграють важливу роль в об'єднанні й організації ритму життя громади села. Це відображено також і в побуті селян. Останнім часом вони прикрашають будинки релігійною символікою, освячують хату, будівлі, садиби і предмети побуту (наприклад, автомобіль), на садибній ділянці відновлюють колишні або зводять нові пам'ятні знаки релігійного характеру, що впливають на її архітектурно-планувальне вирішення [3].

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Аналіз досліджень, які присвячені питанням організації функціонального зонування сільської садиби в Україні [4; 5] показує, що сакральну зону у структурі садиби раніше не досліджували. Вперше сакральну зону виділила у наукових працях О. Колодрубська [3; 6], проте питанням її організації увагу не приділяли. Зважаючи на зміни, що відбуваються у структурі садиби, функціональне зонування присадибної ділянки вимагає перегляду рекомендації й нових пропозицій.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – виділення нової функціональної зони у структурі садибної забудови, а саме сакральної, та визначення особливостей її організації.

**Виклад основного матеріалу.** З метою визначення стану забудови й отримання інформації про сучасні вимоги до організації садибної житлової забудови, до комфорту, якості та зручності проживання у ній різними категоріями населення, автор упродовж 1996–2013 років проводила натурне обстеження у селах Західного регіону України (Тернопільська, Чернівецька, Львівська, Івано-Франківська, Закарпатська обл.). Під час експедицій було зафіксовано наявність численних житлових будинків, будівель і споруд сільських садиб, зокрема і багато приватних сакральних елементів у структурі садиби.

Як показують дослідження, багато мешканців садиб бажають показати «присутність Бога» не тільки у своїй душі, а й поруч, у своєму житті. Для цього вони оточують свої житлові будинки та садиби елементами релігійної символіки: пам'ятними знаками, оберегами релігійного характеру (хрестами, скульптурами (фігурами), іконами, капличками тощо).

Дослідження показали, що на території Заходу України сакральні елементи були присутні у структурі садиби у селах до 1939 р., але у радянський період ці елементи були знищені. У сучасних умовах

відроджується національна традиція оздоблювати садибну забудову елементами релігійної символіки (рис. 1-4).



Рис. 1. «Каплички» у структурі садиби: 1. Івано-Франківська обл., 2. Тернопільська обл., 3. Чернівецька обл.

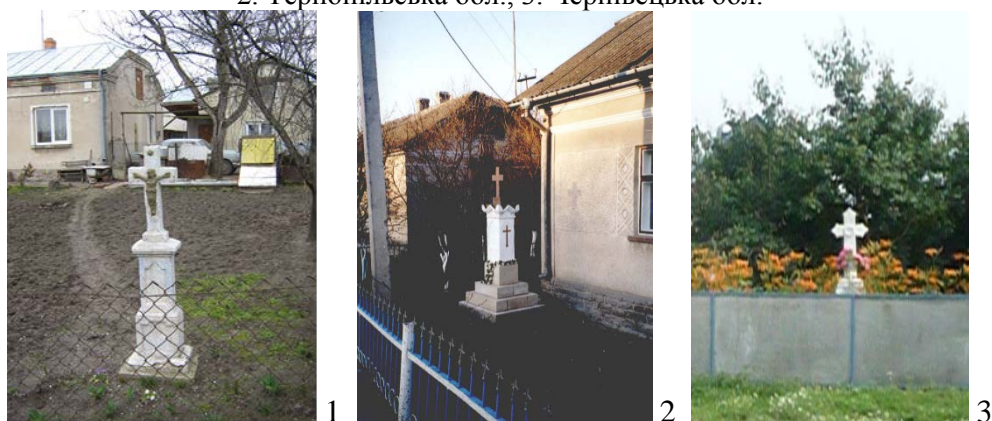


Рис. 2. «Хрести» у структурі садиби: 1. Львівська обл., 2. Тернопільська обл., 3. Івано-Франківська обл.



Рис. 3. «Фігури» у структурі садиби: 1. Івано-Франківська обл., 2. Закарпатська обл., 3. Львівська обл.



1



2

Рис. 4. 1. «Ікона» у структурі садиби, Тернопільська обл., 2. «Ангели та хрести» як елементи оздоблення хвіртки та воріт, Чернівецька обл.

Це відбувається досить стихійно і залежить від смаку та побажань господаря садиби. Сакральні елементи розміщують хаотично, без дотримання норм і правил (яких не існує), у різних місцях ділянки, на різних відстанях від огорожі. Багато приватних капличок зведено за принципом «трошки більша та вища, ніж у сусіда».

Наявність малих архітектурних форм релігійного характеру у структурі садиби потребує виділення особливого місця для їх розміщення та сприяє появі нової функціональної зони, а саме – сакральної.

*Сакральна зона* – зона, що передбачає місце на садибній ділянці для розміщення пам'ятних знаків, оберегів релігійного характеру (хрести, скульптури (фігури), ікони, каплички тощо).

Щоб забезпечити цілісність сприйняття архітектурно-художнього образу забудови садиби, сакральні елементи бажано розташовувати у структурі огорожі, по межі ділянки – вздовж червоної лінії (якщо це не суперечить містобудівним умовам і обмеженням, будівельному паспорту, детальному плану території й іншим вихідним даним) з боку палісадника, так, щоб вони проглядалися з вулиці, за висотою гармонійно сприймалися з огорожею садиби, і були за розмірами у плані не більшими, як 2,0-2,5 x 2,0-2,5 м.

**Висновки.** У сучасних умовах на території садибної ділянки виділяють нову функціональну зону – сакральну. У цій зоні розташовують пам'ятні знаки та обереги релігійного характеру, якщо це зумовлено сталими національно-побутовими і релігійними традиціями.

#### **Бібліографічний список**

1. Інформаційний звіт Міністерства культури України «Про стан і тенденції розвитку релігійної ситуації та державно-конфесійних відносин в Україні» (Короткий виклад) від 11 квітня 2013 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <http://mincult.kmu.gov.ua/mincult/uk/publish/article/32765;jsessionid=C576ABCB3D48CB82182949A7237D6CDE>.

2. Релігія і влада в Україні: проблеми взаємовідносин : інформаційні матеріали до Круглого столу на тему: “Державно-конфесійні відносини в Україні станом на 2013рік: рух до партнерства держави і Церкви чи до кризи взаємин?”, 22 квітня 2013р. – 76 с. [Електронний ресурс]. – Режим доступу : [http://www.razumkov.org.ua/upload/Przh\\_Religion\\_2013.pdf](http://www.razumkov.org.ua/upload/Przh_Religion_2013.pdf).
3. Колодрубська О.І. Принципи формування архітектурно-планувальних рішень сільського садибного житла Західного Поділля : автореф. дис. ... канд. арх. : 18.00.02 / О.І. Колодрубська. – К., 2007. – 20 с.
4. Калиниченко А. П. Садибний будинок / А.П. Калиниченко, Г.О. Шаповалов, М.І. Бабій. – К. : Урожай, 1993. – 263 с.
5. Стукалов О. К. Благоустройство усадеб / О. К. Стукалов. – К. : Урожай, 1990. – 168 с.
6. Колодрубська О.І. Функціональна структура сільської садибної забудови / О.І. Колодрубська // Сучасні проблеми архітектури та містобудування : наук.-техн. зб. – К. : КНУБА, 2008. – Вип. 19 – С. 259-263.

**Колодрубська О. Сакральна зона у структурі сільської садиби**

Розглянуто проблеми організації сакральної зони у структурі садибної забудови.

**Ключові слова:** садиба, сакральна зона, пам'ятні знаки та обереги релігійного характеру.

**Kolodrubaska O. The sacral zones in the structure of farmstead development**

This article deals with the problems organization of the sacral zones in the structure of farmstead development.

**Key words:** homestead, sacral zones, memorials and religious charms.

**Колодрубская А. Сакральная зона в структуре сельской усадьбы**

Рассматриваются проблемы организации сакральной зоны в структуре усадебной застройки.

**Ключевые слова:** усадьба, сакральная зона, памятные знаки и обереги религиозного характера.

УДК 711.437/438(477)

**ПРОБЛЕМИ РОЗВИТКУ СЕЛИЩ МІСЬКОГО ТИПУ УКРАЇНИ**

*Я. Фамуляк, в. о. доцента*

*Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Законом України від 4 березня 2004 року № 1580-IV було затверджено загальнодержавну програму розвитку малих міст та селищ міського типу. У цій програмі визначено основні напрями

соціально-економічного розвитку малих міст України до 2010 року, а також вона містить науково-методичні, економічні, організаційні, правові заходи щодо забезпечення розвитку цих поселень.

Упродовж останнього десятиріччя в сільській місцевості посилюються такі тенденції, як перехід все більшої кількості поселень до групи малих та різке загострення в останніх соціально-економічних, демографічних, функціонально-планувальних проблем. Подальший розвиток таких тенденцій може суттєво погіршити умови життя та праці сільського населення, призвести до загрозливого скорочення сільської поселенської мережі, негативно вплинути на ступінь господарського освоєння території та розвиток сільськогосподарського виробництва.

Кожну проблему належить вирішувати, виходячи з пріоритету інтересів людини: вибору форм господарства, виду діяльності, розпоряджання створеним продуктом, вимогами до створення найкращих виробничих умов, житловою ситуацією, умовами відпочинку, соціально-культурною і побутовою забезпеченістю. Усе це пов'язано з відповідно організованими будівлями, спорудами, комплексами, поселеннями, територіями [1].

Тому в сучасних умовах збереження і розвиток сільської поселенської мережі України неможливі без вирішення проблеми розвитку селищ міського типу і відродження малих сільських поселень.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Оскільки селище міського типу охоплює елементи і міста, і села, найближчими до нашого дослідження є наукові праці, присвячені соціально-економічному і містобудівельному розвитку малих містечок [2]. Стосовно специфічних вимог до планувальної та архітектурно-просторової організації таких поселень різного функціонального призначення і місця в системі розселення, то їх розкрито в тому чи іншому аспектах у працях Б. Посацького, М. Габреля, Г. Петришин, Ю. Криворучка, М. Бевза, Г. Шульги, С. Кравцова та ін.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – дослідити та з'ясувати, як саме соціально-економічні, демографічні та функціонально-планувальні проблеми впливають на просторовий розвиток селищ міського типу в сучасних умовах.

**Виклад основного матеріалу.** На сучасному етапі розбудови держави у малих містах – складна економічна та соціальна ситуація, передусім у сфері формування й функціонування ринку праці. Селища міського типу як структурний елемент розселення нині переживають найбільшу кризу у соціально-економічному розвитку. Вони опинилися на роздоріжжі між містом і селом. Їх роль визначалася сукупністю розташованих на території адміністративно-господарських, курортно-

рекреаційних, транспортно-торгових, комунально-побутових і виробничих об'єктів [3].

Недостатнє врахування специфіки малих міст під час проведення економічних реформ загострило соціально-трудові відносини в них, призвело до безробіття у значних масштабах. Виконання соціально-економічних і культурних програм розвитку територіальних громад малих міст не забезпечене фінансовими ресурсами для виконання робіт із зовнішнього й інженерного благоустрою забудови і міської території загалом. Важливість визначення економічних механізмів перспективного розвитку малих міст зростає завдяки підвищенню ролі органів місцевого самоврядування у зв'язку з передачею в регіони багатьох функцій та повноважень з управління соціально-економічним розвитком, що посилює вплив територіальних громад на формування містоутворювальної бази й сфери зайнятості населення. Реформування суспільно-виробничих відносин ставить перед фахівцями-урбаністами складні проблеми розвитку містобудівних систем в умовах жорстких екологічних, ресурсних та моральних імперативів [4].

Сьогодні загострилася проблема освоєння території таких поселень та їх територіального розвитку, тому що відсутня містобудівельна документація, адаптована до сучасного стану багатьох містечок країни.

Актуальною є проблема передачі в комунальну власність громад колишніх територій спецпризначення, зокрема територій військових частин.

Малі й середні міста (у тому числі селища міського типу) – найрізноманітніша в типологічному аспекті категорія населених місць, у рамках якої істотно розрізняють поселення як різних регіонів країни, так і різних функціональних типів – промислові, рекреаційні, аграрні, туристичні, наукові тощо. Тому найважливішою проблемою їхнього розвитку стає проблема забезпечення глибокодиференційованого підходу до формування економічної бази, вирішення питань їхнього планування й забудови, з урахуванням надзвичайного різноманіття умов їхнього формування в різних регіонах за виконанням різних народногосподарських завдань.

Недооцінка у розробці генеральних планів цих поселень, характеру існуючої економічної бази, і особливо – закономірних тенденцій, що сформувалися, її розвитку (насамперед у зв'язку зі специфічною роллю малих і середніх міст у системі виробництва й розселення відповідної адміністративної області), на практиці призводять до значних відхилень від пропозицій генеральних планів. Запроектована свого часу галузева структура економічної бази містечок – районних центрів – найчастіше істотно відрізняється від тієї, котра складається сьогодні.

Для створення найзручніших і найсприятливіших у санітарно-гігієнічному відношенні умов проживання населення проводять функціональне зонування території, що визначає раціональне взаємне розміщення окремих елементів селища.

Чітке розмежування на функціональні зони не завжди було характерним для організації сільських поселень. Основою допромислового селища є просторове суміщення функцій праці, побуту і відпочинку мешканців. Промислова революція XIX ст. та концентрація виробництва дали визначення новим принципам зонування.

Виходячи зі створення найкращих умов праці, побуту й відпочинку населення, планувальна структура селищ міського типу означає розміщення на їх території зон для виробництва, житла, громадського центру і відпочинку, зв'язку між ними і структурною організацією кожної зони.

Просторова організація селища традиційно ґрунтується на трьох основних його функціях: робота, житло, відпочинок. До завдань містобудівників входить раціональне поєднання цих функцій в єдиний міський організм. Тому його планувальну структуру оптимізували виходячи з мінімізації трудових переміщень. Існувала практика концентрації промисловості у спеціальних зонах із близько розташованим житлом, відокремленим санітарною зоною: житлові групи і житлові квартали формували виходячи з принципів доступності установ обслуговування різного рангу; виробничі об'єкти ізолювали від житла захисними санітарними смугами, забезпечували гігієнічний режим у забудові.

Пізніше містобудівні концепції еволюціонували в бік більшої значущості пересування, екології та соціальних факторів. Нові функції селища визначалися як населення, природа, робота і пересування. Просторову структуру селища міського типу почали подавати як всеускладнювальну соціально-економічну систему з комплексом функціональних зв'язків і тенденцією перманентного розвитку, як живий організм. Планувальні елементи почали розуміти як оптимальне поєднання житлових, промислових, обслуговуючих та соціально-культурних функцій, об'єднаних у виробничо-сільбищні райони.

На підставі базових теоретичних розробок кінця XX ст. можна вважати, що реконструкція сільського поселення полягає в тому, щоби відповідно до сучасних вимог реструктуризувати сільськогосподарське виробництво та соціально-побутову інфраструктуру, змінити архітектурно-планувальну систему, зважаючи на художньо-композиційні засади й існуючі традиції [5].

У формуванні простору поселення важливого значення набули науково-виробничі комплекси, які не становлять екологічної небезпеки та розміщуються поблизу житлової забудови.

Населені пункти належить розглядати як складові єдиної планувальної системи агломерації, в якій окремі частини втрачають ізольованість і доповнюють одна одну. Селище міського типу стає наділеним подвійними функціями: з одного боку, внутрішньоміськими, а з іншого – агломераційними. Тоді його просторово-планувальна структура підпорядковується цим функціям, і планувальні елементи диференціюються за призначенням.

**Висновки.** Методика розробки містобудівної документації для селищ, малих та середніх міст повинна бути глибокодиференційована і, взагалі, розглядати треба кожне поселення окремо, вивчати особливості та своєрідність кожного з них для збереження індивідуальності.

Загальні й локальні проблеми планувальної структури тісно пов'язані одна з одною, тому що виділення житлових районів і мікрорайонів, планувальну організацію виробничої зони та інших локальних завдань вирішують на основі загальної структурної побудови селища міського типу. У свою чергу від їхнього вирішення залежать накреслення системи магістралей, формування громадського центру й архітектурної композиції самого поселення.

Одне з основних завдань планувального структурування – забезпечення оптимальних функціональних зв'язків між місцями розселення, праці та рекреації, установами громадського обслуговування з урахуванням частоти їх відвідування та попиту населення.

Розумного використання природних умов можна досягнути лише на основі ретельного вивчення території, її природних водойм, зелених насаджень, рельєфу та інженерно-геологічних особливостей. Органічної єдності природи й міської забудови досягають безпосередньо у процесі створення планувальної структури селища й усієї його об'ємної композиції.

#### **Бібліографічний список**

1. Новиков В.А. Архитектурная организация сельской среды : учеб. пособие / В.А. Новиков. – М. : Архитектура-С, 2006. – 376 с.
2. Марков Е.М. Планировка и застройка малых городов: пособие по проектированию / Е.М. Марков, В.С. Рязанова. – М. : Стройиздат, 1975. – 200 с.
3. Козак Г. Визначення перспектив містобудівного розвитку селищ міського типу в умовах ринкової економіки / Г. Козак, П. Дяченко // Вісник Львівського державного аграрного університету: архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2003. – № 4. – С. 196-201.
4. Габрель М.М. Просторова організація містобудівельних систем / М.М. Габрель. – К. : Видавничий дім А.С.С., 2004. – 400 с.



5. Бистряков Г.К. Архітектурно-просторова організація сіл: Питання реконструкції / Г. К. Бистряков, Л. Г. Литвинов, Ю.Ф. Хохол. – К. : Будівельник, 1991. – 98 с.

**Фамуляк Я. Проблеми розвитку селищ міського типу України**

Розглянуто основні проблеми нової регіональної політики щодо розвитку селищ міського типу і питання ведення пошуку нових шляхів удосконалення просторової організації поселень. Встановлено основні причини, що перешкоджають забезпеченню збалансованого розвитку сільських населених пунктів.

**Ключові слова:** містобудування, поселення, планувальна структура, просторовий розвиток, генеральний план, соціально-економічний розвиток.

**Famulyak Ya. The problems of urban village development in Ukraine**

The basic problems of the new regional policy for urban village development have been considered. The issue of finding new ways to improve the spatial organization of urban villages has been raised. The main reasons that prevent the provision of balanced and sustainable human settlements development have been determined.

**Key words:** urban development, settlement, planning structure, space development, master plan, socioeconomic development.

**Фамуляк Я. Проблемы развития посёлков городского типа Украины**

Рассмотрены основные проблемы новой региональной политики относительно развития посёлков городского типа. Затронуты вопросы поиска новых путей усовершенствования пространственной организации поселений. Определены основные причины, которые препятствуют обеспечению сбалансированного развития сельских населённых мест.

**Ключевые слова:** градостроительство, поселение, планировочная структура, пространственное развитие, генеральный план, социально-экономическое развитие.

УДК 729.69

**ФОРМОТВОРЧІ КОМПОНЕНТИ  
СТРУКТУРИ ПРОСТОРОВОГО СЕРЕДОВИЩА  
В УКРАЇНСЬКІЙ ЦЕРКОВНІЙ АРХІТЕКТУРІ**

*Р. Гнідець, к. арх.*

*Національний університет «Львівська політехніка»*

**Постановка проблеми.** Аспект розуміння архітектоніки просторового середовища та компонентів формотворення храмової

структури як місця проявлення їх сакральної сутності наразі не досліджували. Адже розуміння архітектоніки просторового середовища та креативних чинників формотворення їх сакральної наповненості в архітектурі українських церков є важливим і необхідним.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Стосовно вивчення тематики просторового середовища, його архітектоніки та особливостей формотворення, то їх розкрито в тому чи іншому аспектах у працях З. Гідіона, А. Іконнікова, І. Араухо, В. Кравця. Щодо формування просторового середовища храмових будівель, то ці питання розглядали у дослідженнях М.-А. Кріпи, Ж. Гані, Ю. Устиновича, Ор. Хмельовського. Проте виникає необхідність у визначенні структурних компонентів формотворення архітектурно-просторового середовища церковних будівель України.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – з'ясувати, як саме образ, функція, конструкція та форма композиційно вирішують формотворчі завдання та креативну сутність архітектурно-просторового середовища в українському храмобудуванні.

**Виклад основного матеріалу.** В архітектурі виражені підвалини світосприйняття у суспільстві, його етичні принципи та естетичні ідеали. Архітектура завжди належала до переліку найважливіших засобів утвердження певних ідеологічних та духовних цінностей. Середовище, сформоване архітектурою, постійно впливає на людину, її емоції, свідомість, поведінку. Проте протиставлення естетичних та утилітарно-практичних складових архітектури помилкове. Їх співвідношення повинні бути гармонійними та взаємодоповнювальними. Видимість протиріч між ними виникають лише тоді, коли порушується відповідність мети і методів архітектурної творчості різноманітним потребам людини і суспільства. Це також властиво для сакральної, храмової архітектури, оскільки ніколи методи вирішення та ідейні засоби не відповідають меті виявлення сакрального духу святині. Як ідеал, єдність утилітарно-практичних та естетично-духовних компонентів творчості визначають місце архітектури як храмової, у людській культурі – на перехресті матеріального й духовного, технічного й художнього її сприйняття. Отож, проблеми співвідношень форми і функції, архітектурної форми і техніки, проблеми образу та засобів його втілення не втрачають своєї актуальності й тепер [1].

Образ за своєю природою не може бути вичерпною репродукцією, проте він завжди цілісний. Образне вираження цілісності в людській свідомості – це «знайдена природою» найефективніша форма вирішення протиріч, між безкінечною різноманітністю світу й обмеженою можливістю відтворення його у зображальних системах. Образ твору, виконаний в уяві, –

не механічне, дзеркальне відображення, а вислід (результат) перцептивної (чуттєвої) діяльності, в якому людина відтворює власну структуру – ані в технічних, ані в наукових об'єктах подібного злиття протилежностей ми не спостерігаємо. Саме таке «злиття», яке повторює за сутністю складність людської особистості, необхідне для приведення до цілісної форми творів архітектури. «Лише мистецтво відкриває шлях до гармонії, що є недосяжною для матеріального аналізу», – стверджував відомий датський учений-фізик Нільс Бор. Образ є індивідуальним – загальне тут розкривається через живу конкретику проявлення; воно виражається як щось живе зі своєю душею. Отож, твір архітектури втілює певний образ, образність, що містить соціально значущий зміст як необхідну частину її функції. Але образ також слугує необхідним інструментом для надання архітектурному твору цілісності до організованої гармонійної форми. Художній образ в архітектурі – це засіб інтеграції і спосіб вираження нетрадиційних проблем, прогностична того, що ще не існує, але повинно бути створене для розширення і збагачення реальної дійсності [2].

Специфіка архітектури як мистецтва – передусім у незображальності її засобів вираження; вони не зображають якихось позаархітектурних явищ (тобто не «відображають життя» у формах самого життя). Вони виражають зміст образів насамперед як знаків, що містять значення, прийняте цією культурою, а з іншого боку – через асоціації, які викликає характер структурної організації цілого та його елементів. Матеріальні елементи форми творів архітектури існують як частини практично використовуваного об'єкта і водночас як знаки, що містять інформацію, яка слугує для вираження художньо-образного змісту. Знакова система архітектури – архітектурна форма – підлягає закономірностям поєднання елементів-знаків (тобто дещо аналогічне синтаксису). Форма має і семантику, що визначає зв'язок елементів із змістовним значенням. Жива художня система побутує серед архітекторів у загальноприйнятих, проте достатньо широких критеріях вибору рішень, у спільності художнього ідеалу, в єдності стратегії, інтегруючи дії образу-здуму на формотворення конкретних архітектурних творів. Засоби образного вираження повинні бути при цьому не ілюстративними, але метафоричними, не знаками-алегоріями, а знаками-символами, як це ми спостерігаємо у будівництві церков і костелів. Надаючи гармонійної цілісності форми творам архітектури, знаходили при цьому способи дотримання різнопланових вимог, які висувають людина і суспільство. Систему засобів, якими досягається цілісність, називають композицією (лат. «з'єднання», «зв'язок»). У процесі композиційних пошуків – зведення до цілісності форми архітектурного об'єкта – сукупно вирішують проблеми доцільності конструкції, ефективного дотримання практичної

потреби, образного вирішення соціокультурного змісту та естетичної впорядкованості. Спеціальні потреби конструкції та функції присутні немов у підтексті проблематики архітектурної композиції [3].

Організація простору, його структурування визначають першооснову архітектурної композиції на будь-якому рівні системи середовища. Художній образ-задум, втілений у цьому переображеному архітектурному просторі, перетворює його на художній простір. А в сакральній архітектурі Сакрум як втілений задум-образ храмової будівлі творить сакральний простір – місце проявлення сокровеного і святого. Просторова структура закладає шлях використання всіх інших засобів приведення архітектурного твору до гармонійної цілісності. Архітектурний простір – не матеріальна абстракція; він формується й одержує свої специфічні властивості, свою організованість через матеріальні, проявлені компоненти, які за своєю сутністю належать до сфери нематеріального. Найяскравіше це втілюється в сакральній храмовій архітектурі. Співвідношення доцільно сформованих мас і простору, які ними формується, визначають первинні системи, утворюючи властивості форми архітектурного твору. У таких співвідношеннях завжди наявна діалектика першопочаткових протилежностей – відкритості й замкненості. Мета формотворення – створення особливих якостей середовища, необхідних для здійснення функції архітектурного твору, і водночас внесення цього твору у систему вищого рівня. Щоб запроєктувати архітектуру, яка гармонує з життєвим контекстом, а не призначена «для людей, яких не існує», необхідно подолати абстрактний геометричний рівень і використовувати таку символіку, яка ставить у центрі саме життя. Тектонічність архітектурної форми визначається використанням властивостей конструкції як засобів виразності, але не вираження самої конструктивної структури. Конструкція як така – засіб здійснення функції архітектури, а також функції виразності, але не змісту, який повинен виявляти архітектурний образ. Цей зміст – передусім соціокультурне і технічне явище, яке не зможе замінити в цьому людське й духовне. Будівля є тектонічною, хоча її форма творить швидше містифіковане, ніж істинне уявлення про роботу конструкцій. І, навпаки, будівлю, де «влаштування» конструкції очевидне, але не слугує для вираження образних чи символічних значень, не можна назвати тектонічною. Конструкції сакральних будівель завжди визначали згідно з точними планами організації простору, що поєднували фундаментально-космічну центричність із символічним втіленням відношення, комунікації, властивого розуміння різних культурологічних моментів [4].

Християнська традиція ніколи не пов'язувала їх лише з якоюсь єдиною визначеною формою, проте завжди вимагала, щоб кожний проект

враховував характер громадської будівлі, відповідної для звершення Евхаристійної жертви та уділення Святих Таїн. Отож, конструкція храмової будівлі є втіленням тісного взаємозв'язку і властивої гармонії між програмними чинниками та культурними взірцями, які різні залежно від часу і місця: істотним є факт Евхаристійної відправи і кожна Свята Літургія як така зосереджує довкола себе багатство культури проектування, яка своєю особливою мовою виражає її природу. Розглядаючи структуру творення сакрального простору як формотворчого, екзистенційного його підгрунтя, можна побачити, що він виявляється через певні визначені компоненти, а саме: форму, яка його проявляє у геометрично-тектонічному аспекті; функціональному призначенні – змістові, закладеному у цю форму, та метрико-пропорційне його вираження, що задає параметри, в яких виявляється візуальна картина цього простору у певному, визначеному місці. Творення храмового мистецтва з його конкретною часопросторовою належністю має понадчасовий зміст-сутність і виконує певні богослужбові функції. Отже, простір, що творить зовнішню та внутрішню сутність сакральної будівлі, отримує наповнення і вираження через певні символічні сутності, що втілюються за допомогою різних знакових компонентів, які творять і наповнюють цей простір. Ці основні компоненти творення сакрального простору у храмобудуванні виражаються через ідею-форму, значення функціонального наповнення цього простору через видимі й невидимі знаки-символи, які творять образ святині. Завдання архітектора сакральних будівель – допомагати людині єднатися з Богом під час перебування чи споглядання його творіння [5].

**Висновки.** Формотворення в архітектурній творчості загалом залежить від того соціального, світоглядного та ідеологічного змісту, яким наповнюється їх виражальна форма. Це, без сумніву, торкається архітектури українських церков, які у своєму формотворенні структурно акумулюють у просторовому середовищі духовно-соціальне начало та суспільнозначущу роль їхнього образу-знака присутності Сакруму як відображення Господа-Творця.

#### **Бібліографічний список**

1. Араухо И. Архитектурная композиция : пер. с исп. М. Г. Бакланов, А. Михе / И. Араухо. – М. : Высшая шк., 1982. – С. 67-158.
2. Гнідець Р. Б. Геометричні форми як аспект виявлення структури простору в українському храмобудуванні / Р. Б. Гнідець // Вісник Львівського національного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2009. – № 10. – С. 145-153.
3. Гнідець Р. Б. Композиційні особливості та категорії просторового формотворення у храмовій архітектурі / Р. Б. Гнідець // Вісник НУ «Львівська політехніка»: архітектура. – 2010. – № 674. – С. 281-287.

4. Хмельовський О. М. Теорія образотворення : кн. 5. Композиція / О. М. Хмельовський. – Луцьк : Терен, 2005. – С. 171-274.
5. Гнідець Р. Б. Зміст та форма як вираження суті сакрального простору в храмовуванні України / Р. Б. Гнідець // Вісник НУ «Львівська політехніка»: архітектура – 2009. – № 656. – С. 18-23.

**Гнідець Р. Формотворчі компоненти структури просторового середовища в українській церковній архітектурі**

Розглянуто просторове середовище та компоненти формотворення храмової структури як місце проявлення їх сакральної сутності, як саме образ і форма, функція й форма, конструкція й форма композиційно вирішують формотворчі засади та креативну сутність сакральності просторового середовища в церковній архітектурі.

**Ключові слова:** образ, форма, функція, конструкція, композиція, формотворення, простір, середовище.

**Hnidets R. Form creation components to the structure of space environment in the ukrainian church architecture**

This article to examine the space as a principal component to be formed the temple structure as a place to show her essential of sacrality; how to exactly image and form, function and form or construction and form creation task and essence to creat the sacrality space in the temple construction of Ukraine.

**Key words:** shape, form, function, construction, composition, form creation, space, environment.

**Гнидэц Р. Формообразующие компоненты структуры пространственной среды в украинской церковной архитектуре**

Рассматривается пространственная среда и формообразующие компоненты храмовой структуры как места, где проявляется их сакральная сущность; каким образом образ и форма, функция и форма, конструкция и форма композиционно решают формообразующие основы и креативную сущность сакральности пространственной среды в церковной архитектуре.

**Ключевые слова:** образ, форма, функция, конструкция, композиция, формообразование, пространство, среда.

**РОЛЬ ПАРКІВ У СТРУКТУРІ МІСТА**

*Р. Какула, ст. викладач*

*Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Збережена у місті ділянка природного ландшафту, хоча б у вигляді значного включення в урбанізованому середовищі, переважно створює неповторний образ міста й запам'ятовується інколи більше, ніж містобудівні ансамблі [1]. Зі зростанням міст кількість відвідувачів парків, бажаючих проводити вільний час серед мальовничої природи, інтенсивно зростає. Тому в ландшафтному проектуванні домінує прагнення внести в міське середовище образ «неторканої природи» незалежно від того, робиться це на базі збереженого фрагменту природного ландшафту чи ландшафту, сформованого штучним шляхом і який лише зовнішньо нагадує природний.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Різномісний аналіз паркового будівництва України та зарубіжних країн здійснили І. Д. Родічкін та О. І. Родічкіна [3; 5], И. О. Косаревский [2], Н. П. Кончуков [4], В. П. Кучерявий, Л. С. Залесская, Е. М. Микулина [1], В. І. Білоус [7], А. Д. Жирнов та ін. У досліджених працях розкрито питання щодо особливостей технології створення зелених насаджень, описано рослинність цих територій, історичний досвід садово-паркового будівництва тощо. В усіх країнах паркові комплекси є гордістю держави, їхньою духовною скарбницею. Закордонні науковці здійснюють соціологічне дослідження паркової проблематики, розкривають специфіку проведення парками освітніх проектів. Під час благоустрою території загального користування повинні виконуватися вимоги чинних нормативних документів ДБН Б.2.2-5:2011.

**Постановка завдання.** Створення парків охоплює низку різних питань. Завдання нашого дослідження – виявити засоби, які допоможуть виконати естетичні завдання в безпосередньому взаємозв'язку з функціональними і гігієнічними вимогами, тобто умови, найсприятливіші для повноцінного відпочинку серед мальовничої природи. Продумане вирішення питань зонування паркової території зумовить рівномірність розподілу потоків відвідувачів та вирішення об'ємно-планувальної композиції парку. Розміщенню усіх компонентів парку передують продумане зонування його території.

**Виклад основного матеріалу.** Парки створюють з метою кращого використання природних умов для організації культурного відпочинку

населення і проведення різнобічної культурно-просвітницької й фізкультурно-оздоровчої роботи серед дорослих і дітей [4]. Значення парків як місць повсякденного і періодичного масового відпочинку та життєво необхідних елементів природи в урбанізованому середовищі постійно зростає. До завдань входять: організація різноманітних культурних заходів, видовищ, розваг, науково-просвітницьких знань, розвиток фізкультури і спорту.

У парках передбачені лекторії, бібліотеки-читальні, організують стаціонарні й пересувні виставки, атракціони; для дітей створюють дитячі майданчики [5]. Основні тенденції розвитку сучасних парків:

- кооперування парків із різними функціями за забезпечення пішохідної доступності чи зручного транспорту;
- спеціалізація парків і поява нового типу їх як наслідок зростаючої потреби населення в різних видах активного, пізнавального й оздоровчого відпочинку;
- зміна змісту універсальних парків культури і відпочинку в бік спеціалізації;
- розширення рекреаційних функцій ботанічних і зоологічних садів. Вони перетворюються на місця масового відпочинку, у зв'язку з чим збільшується їх відвідування, навантаження на територію, змінюються склад відвідувачів і структура рекреаційних завдань;
- підвищення ролі природних чинників у формуванні паркового простору. Зі зростанням міст виникає гостра потреба у природних оазисах серед забудови, і парки у місті набувають особливої цінності завдяки своїм природним елементам;
- вирішення архітектури паркових споруджень у комплексі з усією планувальною й об'ємно-просторовою композицією. Масові спорудження варто збирати у своєрідні комплекси – форуми – для звільнення решти території під вільний відпочинок. Компактне розміщення будівель і споруджень забезпечує економію за рахунок скорочення інженерних комунікацій і дає змогу виділити досить ізольовану й велику територію для насаджень, галявин, майданчиків відпочинку, водойм [1].

Рівень урбанізації призвів до витіснення природного ландшафту. Це суттєво вплинуло на екологічний стан, особливо у великих містах. Нині Україна приділяє значну увагу проблемам охорони навколишнього природного середовища. Паркова мережа в Україні останніми роками перебуває у стадії регресії (практично не розвивається), триває процес її занепаду та скорочення: відбулися зменшення базових паркових комплексів, районних і міських парків, руйнація структури мережі.



За територіального зростання міської забудови важливою умовою створення сприятливого міського середовища є збереження зелених масивів, їх раціональне рекреаційне використання на основі відповідного рівня благоустрою та інших заходів з охорони природного ландшафту [6]. Для цього необхідно застосовувати методи художньої композиції насаджень, що базуються на законах садово-паркового мистецтва. Основними з них є єдність і пропорційність складових елементів й пейзажу загалом; декоративність форми; будова, розмір і колір композицій із рослинних груп і окремих рослин, закони лінійної й просторової перспективи; світлотіньове поєднання. Матеріалом і засобом вираження ландшафтної композиції парку є природні компоненти, що постійно змінюються. Вони безперервно розвиваються, тому здійснення й подальше існування задуманої ландшафтної композиції парку можливе лише за умови вмілого і постійного втручання людини [3].

Парк вважається невід'ємним елементом міста. Однак достойність його визначають тільки в тому разі, якщо він буде високохудожнім витвором мистецтва, в якому логічно поєднані й приведені в єдину систему елементи, які формують його композицію [2]. Від паркобудівника залежить, чи стане парк улюбленим місцем відпочинку людей. У створенні парку основна роль належить рослинності. Вона повинна об'єднати, привести в логічний порядок різні елементи композиції, виявити характер пейзажу, надати йому необхідної виразності, а також забезпечити максимум зручностей для відпочинку. Крім того, рослинність повинна бути довговічною та декоративною.

Розміщення щільних масивів насаджень на незручних для будівництва землях належить використовувати з урахуванням зв'язку їх зі смугами зелені. Роль цих смуг можуть виконувати бульвари або широкі озеленені вулиці з невеликими садами-скверами, пристінною зеленню [2].

Архітектура паркових споруджень істотно відрізняється від архітектури міських будівель. Паркові споруди повинні бути тісно пов'язані з рельєфом і органічно поєднуватися з композицією зелені. Вони зазвичай мають багато відкритих і напіввідкритих приміщень, що дає змогу об'єднати споруди з навколишнім середовищем [1].

**Висновки.** На сьогодні парк є складним елементом міського середовища з не менш складною структурою. Парки, як і колись, залишаються найдоступнішими місцями, розрахованими на відвідувачів будь-яких віку та соціального стану. Цінні зразки садово-паркового мистецтва, які у нас збереглися, вимагають творчого розвитку. Сучасність висуває нові вимоги до парків. Сьогодні є потреба у створенні оптимальних та перспективних моделей парків, які б мали значно ширші можливості для

здійснення соціально-культурного впливу й були би спрямовані на урізноманітнення існуючої типової структури парків відповідно до кращих світових зразків та практики вітчизняного паркобудівництва, з урахуванням українських традицій і духовного розвитку людей.

#### **Бібліографічний список**

1. Залеская Л. С. Ландшафтная архитектура : учебник для вузов / Л. С. Залеская, Е. М. Микулина. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1979. – 240 с.
2. Косаревский И. А. Композиция городского парка / И. А. Косаревский. – К. : Будівельник, 1977. – 140 с.
3. Родичкин И. Д. Проектирование современных загородных парков / Родичкин И. Д. – К. : Будівельник, 1981. – 152 с.
4. Кончуков Н. П. Планировка сельских населенных мест / Кончуков Н. П. – М. : Высш. школа, 1972. – 224 с.
5. Краткий справочник архитектора: Ландшафтная архитектура / под ред. Родичкина И. Д. – К. : Будівельник, 1990. – 336 с.
6. Рекомендации по внешнему благоустройству и озеленению городов, включая малые формы архитектуры / ЦНИИП градостроительства. – М. : Стройиздат, 1988. – 48 с.
7. Білоус В. І. Садово-паркове мистецтво : навч. посібник / Білоус В. І. – К. : Науковий світ, 2001. – 300 с.

#### **Какула Р. Роль парків у структурі міста**

Розглянуто проблеми художньо-архітектурної цінності навколишнього середовища, історичної цінності ландшафту, вплив ландшафту на емоційний стан жителів міста. Акцентовано увагу на ролі парків у структурі міста та вивченні паркових проблем.

**Ключові слова:** парк, міські парки, урбанізація, зелені масиви.

#### **Kakula R. The role of parks in the structure of city**

In the article problems are considered artistically-architectural value of environment, historical value of landscape, influence of landscape on the emotional state of habitants of city. Attention is accented on the role of parks in the structure of city and study of park problems.

**Key words:** park, city parkas, urbanization, green arrays.

#### **Какула Р. Роль парков в структуре города**

Рассмотрены проблемы художественно-архитектурной ценности окружающей среды, исторической ценности ландшафта, влияние ландшафта на эмоциональное состояние жителей города. Акцентируется внимание на роли парков в структуре города и изучении парковых проблем.

**Ключевые слова:** парк, городские парки, урбанизация, зеленые массивы.

УДК 726. 7. 004. 68

## АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНА РЕКОНСТРУКЦІЯ ТА СУЧАСНЕ ВИКОРИСТАННЯ ПАМ'ЯТОК АРХІТЕКТУРИ

*Р. Партика, магістр архітектури  
Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** У контексті розгляду проблем будівельної галузі важливим для становлення держави, формування та зміцнення у свідомості народів почуття єдності та самобутності є питання збереження історичного й архітектурного середовища населених пунктів, окремих пам'яток історико-архітектурної спадщини.

Відродження інтересу українського народу до своєї історії й культури, прагнення відновити і зберегти архітектурну спадщину знову ставить проблему реконструкції пам'яток архітектури серед найважливіших і найактуальніших. Охорона пам'яток історії та культури стала однією з актуальних проблем сьогодення. Дбайливе ставлення до історико-архітектурної спадщини, всебічне її дослідження, реставрація та пристосування для сучасних потреб важливі не тільки в історико-культурному, а й у народногосподарському аспекті.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Стан проблеми розглянуто в окремих працях, у монографіях і наукових публікаціях, у проектних пропозиціях. Загальні питання висвітлені у працях Ю.С. Асєєва, М.В. Баранова, А.В. Буніна, Т.Ф. Саваренської, Н.Ф. Гуляницького, А.В. Іконнікова, Н.Л. Жарикова, Г.Н. Логвіна, В.А. Лаврова, П.А. Раппопорта, В.А. Шкварикова.

Аналіз сучасних проблем реконструкції провели Л.В. Андрєєв, М.М. Андросов, А.А. Давидова, В.К. Косточкін, В.Н. Кутуков, В.А. Лавров, Є.В. Михайловський, Ю.В. Ранінський, О.А. Швидковський.

Загальні питання методики реконструкції пам'яток архітектури і містобудування наведені у працях І.Е. Грабаря, С.Н. Давидова, М.А. Ільїна, В.А. Лаврова, П.Н. Максимова, Є. В. Михайловського, у тому числі щодо реконструкції міст у ХІХ ст. – у працях В.М. Возлинської.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – аналіз вітчизняного і закордонного досвіду реконструкції; визначення історичних і сучасних особливостей та процесу формування планувальної, просторової й функціональної структури історичних ансамблів; виявлення історичних і сучасних архітектурно-планувальних особливостей основних споруд ансамблів; вивчення принципів реконструкції архітектурних споруд.

**Виклад основного матеріалу.** Пам'ятки архітектури, залишені нам творцями минулих епох, становлять вагому частку багатой культурної спадщини України. Вони – свідки життя народу і розвитку його національної культури – відіграють важливу роль у пізнанні історії, вихованні почуття патріотизму та відданості своїй землі. Пам'ятки історії та архітектури України – це невід'ємна частина світової культури.

Нині під охорону держави взято 15059 пам'яток містобудування й архітектури, з-поміж них понад 3000 – національного значення. Після набуття Україною державності найвизначніші пам'ятки були внесені до списку Всесвітньої спадщини ЮНЕСКО [1].

За рішенням уряду України 46 найвизначніших ансамблів і комплексів історико-архітектурної спадщини оголошено державними історико-архітектурними та історико-культурними заповідниками. Десятьом з них Указами Президента України надано статус національних. Окрім того, в Україні є 1399 міст і селищ і понад 8 тисяч сіл із цінною історико-архітектурною спадщиною. Загалом фонд історичних будівель і споруд у цих населених пунктах, за підрахунками українських фахівців, перевищує 70 тисяч об'єктів.

Найстарішими пам'ятками архітектури є оборонні споруди та монастирські комплекси. До наших днів на території України збереглося 116 пам'яток оборонної архітектури і понад 100 монастирів. Ці пам'ятки є безцінними свідками історичних подій, вони відтворюють культуру народу і його героїчну боротьбу за незалежність [2].

Пам'ятки оборонного зодчества та монастирські комплекси, серед інших пам'яток містобудування та архітектури, мають особливий статус, зумовлений їх унікальними історичними та архітектурними особливостями. Замки і монастирі – це найбільші за розмірами історичні споруди в забудові населених пунктів, які і завдяки своїм масштабам є композиційними центрами багатьох міст і сіл України.

Пам'ятки матеріальної культури східнослов'янських народів вивчають майже півтора століття. Для реалізації державних пам'яткоохоронних заходів в Україні створено розгалужену систему науково-дослідних, проектних і виробничих організацій. Це інститути «Укрпроектреставрація» (м. Київ), «Укрзахідпроектреставрація» (м. Львів), їхні підрозділи в областях України, Державний науково-технологічний центр «Конрест», кілька науково-дослідних центрів, 36 спеціалізованих підрядних реставраційних організацій.

У сучасних умовах безліч старовинних об'єктів використовують нерационально, чимало пам'яток архітектури пустують, ще більше –

потребують реставрації або проведення консерваційних робіт, відновлення навколишніх природних ландшафтів.

В Україні є приклади, коли реставрацію пам'яток архітектури здійснюють з переплануванням ділянок, зміною історично сформованого простору. Ще більше страждають при цьому пам'ятки, коли в їх об'ємно-просторову структуру вводять нові споруди.

Важливим етапом вибору пам'яток для нового функціонального призначення є історико-архітектурне дослідження об'єктів. Це складний комплексний процес вивчення літературних джерел, іконографії, рукописів, матеріалів археологічних досліджень та інших архівних матеріалів, детального огляду споруд у натурі, виконання вимірювальних креслень, замальовок тощо.

Практика сучасного використання пам'яток архітектури в Україні має широкий діапазон пристосування. При цьому споруди можна об'єднати за такими ознаками:

1) пам'ятки, сучасне використання яких задовольняє потреби нового призначення, фізичне й моральне збереження об'єктів, навколишніх ландшафтів і забудов;

2) пам'ятки, що задовольняють функціональний процес, їх фізичне і моральне збереження;

3) пам'ятки, що задовольняють функціональний процес та їх фізичне збереження;

4) пам'ятки, що задовольняють тільки їх фізичне збереження;

5) пам'ятки, що задовольняють тільки новий функціональний процес;

6) пам'ятки, сучасне використання яких не відповідає новій технології та їх збереженню;

7) пам'ятки, які зовсім не використовують;

8) пам'ятки, які реставрують без нового функціонального призначення [3; 4].

Пріоритетним видом можна вважати пристосування пам'яток архітектури під туристичні заклади – бази відпочинку, туризму, готелі, кемпінги, притулки, навчальні заклади, сиротинці.

Пристосування фортифікаційних споруд під різноманітні музейно-туристичні комплекси та культурно-освітні центри – безсумнівне. Значно складніше вирішити питання реставрації та пристосування під аналогічні сучасні функції монастирських ансамблів.

**Висновки.** Сьогодні нам невідкладно необхідно переглянути й неупереджено оцінити стан справ збереження пам'яток зодчества загалом і реставраційної галузі зокрема. Безперечно, роль цієї галузі повинна зростати у зв'язку з новим будівництвом і реконструкцією історичних міст: при

цьому пам'ятки архітектури варто не просто зберігати й реставрувати, а й перетворювати на органічну складову сучасного життєвого середовища.

Аналіз сучасного функціонального стану ансамблів та їхніх окремих елементів дав змогу визначити взаємозв'язок між їх функцією і композиційним станом.

Функціональне збереження історичних ансамблів залежить від функціонального збереження окремих історичних будинків, що входять до їх складу. Водночас функціональне збереження ансамблю впливає на подальше існування історичних і розвиток нових функцій його окремих елементів – будинків. Отже, для збереження композиції ансамблю і його окремих споруд їм необхідна функціональна реконструкція. Класифікація історичних ансамблів та їх окремих складових щодо функціонального збереження дає змогу визначити ступінь реконструктивного втручання для їх подальшого використання в межах найсприятливішого і найперспективнішого напрямку росту й розвитку.

#### **Бібліографічний список**

1. Лещенко Н. А. Реконструкція і сучасний розвиток історичної забудови малих міст Західної України / Н.А. Лещенко // Будівництво України. – 1996. – № 6. – С. 24-25.
2. Могітич І. Нариси архітектури Української церкви / І. Могітич. – Львів, 1995. – 49 с.
3. Игнаткин Й. А. Архитектурно-реставрационные термины / Й. А. Игнаткин. – М. : УСХА, 1990. – 147 с.
4. Посацький Б. С. Формування архітектурного образу міста : навч. посібник / Б.С. Посацький. – К., 1993. – 107 с.

#### **Partika P. Архітектурно-планувальна реконструкція та сучасне використання пам'яток архітектури**

Розглянуто дослідження пам'яток архітектури та їх сучасне використання в соціальному житті населених місць.

**Ключові слова:** архітектурні споруди, історичні ансамблі, ступінь збереження, етапність реконструкції, комплекс методів реконструкції.

#### **Partika R. Architectural-planning rekonstrusyya and modern use of monuments**

This article deals with the study of monuments of architecture and their use in modern social life settlements.

**Key words:** architectural constructions, historic ensembles, the extent of preservation, stage redesigns, the complex of methods reconstructions.

#### **Партыка Р. Архитектурно-планировочная реконструкция и современное использование памятников архитектуры**

Рассмотрены исследования памятников архитектуры и их современное использование в социальной жизни населенных мест.

**Ключевые слова:** архитектурные здания, исторические ансамбли, степень сбережения, поэтапность реконструкции, комплекс методов реконструкции.

УДК 75.05

## ВІТРАЖ У ЖИТЛОВІЙ АРХІТЕКТУРІ

*Б. Задорожний, ст. викладач  
Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Тема житла близька усім. Адже саме житлова архітектура насамперед покликана створювати гармонійний простір для відпочинку, спілкування і побутової праці. Значну роль у створенні сімейного затишку відіграє декор, зокрема цікаво простежити значення вітражництва у створенні житлового простору.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Питання житлової архітектури цікавили в різні часи багатьох учених. Зокрема народні традиції у житловому будівництві – сфера зацікавлення В. Самойловича. Сільське житло – об'єкт дослідження Ю. Хохла, В. Калмикової, І. Віншу, М. Кончукова. Нині ж досліджують житлове середовище Л. Гнесь, А. Степанюк, О. Колодрубська та ін.; формотворення простору в архітектурі – Н. Шаповал, М. Шубенков та ін.; мистецтво львівської сецесії – Ю. Бірюльов [1]; вітражі Львова кінця XIX – початку XX ст. проаналізувала Р. Грималюк. Проте сучасний вітраж як елемент декору в житловій архітектурі на сьогодні не вивчений.

**Постановка завдання.** Формування житлового простору – це складний процес дизайнерського вирішення архітектурних об'єктів. Значну роль у цьому процесі відіграють декоративні елементи, зокрема твори вітражного мистецтва. Завдання нашого дослідження – аналіз творів вітражного мистецтва як елементів оздоблення простору в житловій архітектурі.

Поставлена мета обумовила виконання таких завдань:

- проаналізувати специфіку формотворення житлового простору за допомогою вітражництва;
- дослідити різноманітні прояви вітражного мистецтва, які застосовують в оздобі архітектурного простору житла;
- порівняти формотворчі властивості та особливості застосування вітражів залежно від їх просторового розташування в архітектурному

просторі житла.

**Виклад основного матеріалу.** Житловий простір – особлива ніша в архітектурному проектуванні. З одного боку, це зазвичай незначна за масштабами архітектура, яка насамперед спрямована на формування приватного простору, з іншого – їй притаманний особливий затишок, вузьке коло, що об'єднує близьких людей [3, с. 16]. Якщо порівнювати житло з громадською архітектурою, то тут частіше зустрічатимуться камерність та локальність, тоді як громадський простір спрямований на масовість і масштабність. Очевидно, ці особливості підтримуються відповідно і вітражним декором.

Відомо, що вітражне мистецтво зародилося в часи Середньовіччя, і значно розвинулося в церковній архітектурі [5, с. 308]. Проте саме в епоху модерну (на зламі XIX-XXст.) митці почали ширше впроваджувати вітраж у громадський, світський та особливо – в житловий простір [1]. Навіть більше, вітражні композиції в житловому середовищі вийшли за рамки вікна. Декор із кольорового скла почали застосовувати в оздобі та освітленні стель, сходових кліток, стін, дверних проїомів, ламп та меблів. Треба зазначити, що вітражний виріб – досить дороге задоволення. Проте попит на таку оздобу у радянські часи спонукав до появи різних технологій виготовлення штучних вітражів [4, с. 612]. Сьогодні їх часто застосовують у декорванні житлової архітектури.

Нині в мистецтві відроджується вітражництво. Архітектурний простір сучасного житла збагачують не лише вікна та декоративні панно, а й навіть невеличкі скляні скульптури, картини, лампи тощо. Такі елементи оздоблюють простір новими кольорами, площинами та фактурами. В інтер'єрному вітражництві використовують і штучне світло (вітражне панно, ніша, лампа тощо).

Важливим для сприйняття вітражної композиції є момент переходу світла з одного середовища в інше. Причому кількість світла повинна бути не надто інтенсивною [6, с. 45]. Часто вітражі застосовують для декору дверних проїомів (рис. 1). Перехід світла через скляні площини не лише виконує інсоляційну функцію, а й надає вітражам особливої виразності.

Часто вітражі застосовують для того, щоб підкреслити образ інтер'єру. Наприклад, вітражна композиція, виконана нами для декору стелі у вітальні житлового будинку (рис. 2), додала інтер'єру об'ємності та яскравості.

Можливості сучасного застосування вітража в середовищі житла проявляються насамперед у формуванні простору, декорванні архітектурних деталей та навіть об'ємів.





Рис. 1. Застосування рослинних орнаментів для вітражного декору дверей.



Рис. 2. Вітраж, виконаний для декору стелі:  
а) фрагмент стелі; б) вітражний елемент.

### Висновки

Формотворення простору житла за допомогою вітражного мистецтва відбувається взаємодією з архітектурним середовищем.

Формотворчі властивості вітражного декору найяскравіше проявляються за переходу з одного світлового середовища в інше. Іноді для створення ілюзії простору використовують штучне освітлення (для

підвісних стель, вітражних картин, ламп, ніш тощо).

За допомогою світла вітраж наповнює простір теплою або холодною, монохромною або поліхромною гамою. За допомогою вітражів дизайнер може робити акцент на окремих об'ємах простору, посилювати чи нівелювати візуальне сприйняття певних елементів інтер'єру.

Потенціал вітражного мистецтва та його взаємодії зі житловим простором – актуальна тема, що може бути широко застосована у проектуванні й реконструкції архітектурного середовища житла. Тому ця проблематика потребує подальшого дослідження.

#### **Бібліографічний список**

1. Бірюльов Ю. Мистецтво львівської сецесії / Ю. Бірюльов. – Львів : Центр Європи, 2005. – 184 с.
2. Грималюк Р. Вітражі Львова кінця XIX – початку XX століття / Р. Грималюк. – Львів : Інститут народознавства НАН України, 2004. – 235 с.
3. Білян М. Дім: століття змін / М. Білян, Г. Білян. – Львів : Центр міської історії Центрально-Східної Європи, 2012. – 215 с.
4. Задорожний Б. Вітраж як архітектурна деталь / Б. Задорожний // Теоретичні основи і практичні аспекти використання ресурсних технологій для підвищення ефективності агропромислового виробництва і розвитку сільських територій : матеріали Міжнар. наук-практ. форуму, 18–21 вересня 2012 року. – Львів, 2012. – 643 с.
5. Задорожний Б. Сучасний вітраж як особливий елемент декору в церковній архітектурі / Б. Задорожний // Архітектурний вісник КНУБА. – 2013. – № 1. – С. 308-314.
6. О влиянии цветных стекол // (Статья Барре-отца «La Semaine des Constr.» R.3, № 34) // Зодчий. – 1879. – № 4. – С. 58.

#### **Задорожний Б. Вітраж у житловій архітектурі**

Проаналізовано вітраж як специфічний елемент декору інтер'єрів житла. Розглянуто різноманітні прояви вітражництва як формотворення у житловій архітектурі. Показано просторові властивості вітражів у житлі.

**Ключові слова:** вітраж, житлова архітектура, елемент декору, інтер'єр, формотворення простору.

#### **Zadorozhnyi B. Stained glass in residential architecture**

The author describes stained glasses as specific decorative elements of the housing interior. The article highlights different types of stained glasses as a tool of creation in residential architecture. It also examines spatial features of stained glass in a dwelling.

**Key words:** stained glasses, residential architecture, elements of decoration, interior, form creation of space.

#### **Задорожний Б. Вітраж в жилой архитектуре**

Проанализирован витраж как специфический элемент декора жилья. Рассматриваются различные проявления витражного искусства как формообразование в жилой архитектуре. Показаны пространственные свойства витражей в жилье.

**Ключевые слова:** витраж, жилая архитектура, элемент декора, интерьер, формообразование пространства.

УДК 72.012.1:631.115.1.005

## **ПРОЕКТУВАННЯ СЕЛЯНСЬКИХ ФЕРМЕРСЬКИХ ДВОРІВ ТА ПРИНЦИПИ ЇХНЬОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ**

*А. Баранович, маг. архітектури, Л. Баранович, маг. архітектури  
Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** Забудова сільської садиби віддавна була важливою в житті українського господарювання[1]. Проектуючи сьогоднішнє господарство, ми можемо багато почерпнути з народного будівництва, повчитися у майстрів минулого, як правильно організувати гармонійне середовище житла та виробництва, де кожна деталь мала велике значення.

У зв'язку з цим важливе значення мають наукові дослідження, спрямовані на з'ясування особливостей проектування селянських садиб.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Основним елементом життя селян є господарювання. Досвід проектування та історію розвитку селянських господарств свого часу проаналізували чимало авторів: Л. Франків, Я. Фамуляк, І. Черняк, С. Соколов, Є. Матвіїшин [1] та ін.

Однак глибокого комплексного дослідження з проектування селянських фермерських господарств на сьогодні не проводили.

**Постановка завдання.** Завдання нашого дослідження – висвітлення досвіду проектування й забудови селянських господарств та їх впливу на сучасну концепцію побудови фермерських господарств.

**Виклад основного матеріалу.** Під час проектування господарства селяни враховували розміщення будівель у просторі з життєво важливими природними явищами – напрям пануючих вітрів, рух сонця, а також рельєф місцевості, поєднуючи ансамбль із природою.

Для давніх українських малих поселень було характерне вільне планування дворів біля водойм (річок, озер), вздовж доріг, обумовлене природними умовами. Сама забудова групувалася і розросталася довкола ландшафтного чи суспільного центру, інколи набувала замкнутого,

периметрального характеру. Архітектурне середовище сільських дворів тяжіло до синтезу з природним ландшафтом. Це характеризувало розумний вибір майстра-будівничого, що створював гармонійне середовище, зручне і красиве для житла, а також поєднання з розвинутим комплексом господарських будівель.

Напевно, найважливіша архітектурна риса українського господарського двору – єдиний ансамбль узгодженої композиції усіх елементів садиби, де житло та виробництво – єдине ціле, в якому кожному елементу відводилися належні роль і місце [1]. Таке поєднання створювало певне підпорядкування зв'язків, підґрунтя для зручного й вигідного організування простору для перебування господаря (фермера).

У процесі багатовікового формування українського двору головного центрального елемента набуває житловий будинок, відносно якого формується усе господарство. На структуру житлового будинку впливали побут та виробнича діяльність сільської сім'ї. У сільській садибі утримували тварин і птицю, обробляли та зберігали сільськогосподарські продукти, переробляли сировину, зберігали корми, а також інвентар. Це у свою чергу впливало на побудову усього виробничого двору та житлового будинку.

Крім житла, характерною будівлею, яка могла охарактеризувати двір, був хлів, сарай – приміщення для утримання тварин.

Існували й інші будівлі постійного чи сезонного характеру, які забезпечували переробку та зберігання виробленої на господарстві сировини. Усі додаткові споруди зводили з менш цінних матеріалів, ніж житловий будинок.

Дослідження, проведені Ю.Ф. Хохлом [2], дали змогу виявити вплив функціональних зв'язків, місцевих традицій на формування садиби в різних регіонах України. Розмір садиби залежав від розташування хати, необхідних для господарювання будівель та розташування городу. На Волині й Поліссі найпоширенішими були такі типи планування дворів, як лінійні, замкнуті та напівзамкнуті. У селах із неширокими присадибними ділянками поширена лінійна забудова садиби, де послідовно розміщуються житлові й виробничі будівлі на одній осі. За такого планування приміщення для утримання тварин зазвичай займали крайнє місце. Збільшуючи ширину присадибної ділянки, з метою компактності забудови формували закриті й напівзакриті типи планувальної організації. Комори, сараї, повітки для зберігання збіжжя, як чистіші будівлі, групувалися біля житлового будинку, решта господарських споруд розташовували біля городу, з боку поля. При цьому зберігався проїзд через подвір'я до городу.

У селах Лісостепу, на відміну від Полісся, будівлі розміщували навколо двору, а житло розташовували у глибині. У південних районах

Лісостепу хата зазвичай була розташована біля дороги з невеликим відступом від червоної лінії. Усі господарські будівлі розміщували вздовж другого боку ділянки відносно житлової будівлі.

Дворянне розташування будівель у садибі також збереглося й у селах Степової України. Відмінним є лише те, що клуню могли розміщувати посередині між цими двома рядами, навпроти в'їзду. Ту частину двору, яка примикала до тваринницьких приміщень, відгороджували й утворювали дворик.

Специфічні природно-кліматичні умови та розселення в умовах Українських Карпат сприяли виникненню ізольованих одне від одного садиб, у яких могло жити одночасно кілька поколінь сім'ї. Саме такі чинники впливали на формування компактної та зручної забудови господарства. У бойків і лемків це «довга хата», у гуцулів – «гражда». Усі приміщення садиби блокуються у певному порядку. У бойків, лемків – комора, хата, сіни, стодола, боїще, стайня; в однодворовій гуцульській садибі – хата, сіни, причілок – з одного боку; стайня, стодола, комора – з іншого, у дводворовій – на перший двір виходили комори, хата через сіни, причілок, на другий – стайня, стодоли, оборіг. Усі будівлі об'єднувала галерея, яка проходила вздовж головного фасаду, і мала винос покрівлі, була з підведеною підлогою та щільною огорожею з піддашком (невелике покриття), яке трансформувалося у навіси для зберігання реманенту, а також для утримання влітку худоби. Цей архітектурний ансамбль найповніше відповідав суворим природним умовам Карпат.

Кількість будівель у садибі залежала від економічного стану господарства, особливостей його виробничої спеціалізації. За зернового напрямку основне місце у садибі займали клуня та стодола, в яких сушили, зберігали й молотили сноповий хліб. Обмолочений хліб зберігали у коморах. У великих господарствах їх розміщували окремо, у малих – вбудовували в об'єм хати. Приміщення для тварин, як правило, було об'єднане під одним дахом, якщо воно було невеликих розмірів, то приєднувалося до житлових приміщень.

Досить цікавими є закономірності розміщення хати у садибі за зміни географічної орієнтації примикаючої до ділянки вулиці, які дослідив К. Куниця [3]. Вирішальним чинником здебільшого є орієнтація житлових приміщень на сторони світу. Цікавим є те, що під час розміщення житлових приміщень навіть нехтували вимогами щодо їх розміщення стосовно вулиці. У садибі, поверненій на південь, коли вулиця пролягала у напрямі схід-захід, хату розташовували в глибині двору і вона була повернена головним фасадом у бік вулиці; господарські будівлі виходили на червону лінію забудови. Якщо садиба орієнтувалася на північ, то хату розміщували на

червоної лінії глухою північною стіною без вікон, господарські споруди – у глибині двору. Якщо вулиця була з напрямом північ-південь, хата поверталася до неї боковим фасадом, а головний – завжди орієнтувався на південь.

Сільська садиба дуже змінилася після колективізації сільського господарства. Основні виробничі процеси було перенесено за її межі, що змінило суть садиби – з головного осередку підсобного господарювання садиба перетворилася на допоміжну, другорядну одиницю. Це вплинуло на співвідношення між господарською і житловою частинами садиби. Забудова господарського двору значно зменшилася у розмірах. Багато будівель поступово ліквідувалися, або ж зменшилися до розмірів невеликих приміщень. У дворі розміщували сарай, погріб, літню кухню, колодязь, вбиральню, компостну яму і місце для грубих кормів. Як правило, господарські будівлі віддалялися від житла більше, ніж на 10-15 метрів.

Нові тенденції окреслилися й у плануванні житлового будинку від його географічної орієнтації. Це дало змогу зберегти кращу інсоляцію житлових приміщень, а також повернути головний, найвиразніший фасад, у бік вулиці.

У 1930-1990 рр. структура селянської садиби України стала примітивною. Господарський двір почав втрачати свою функцію. Об'єми приміщень підсобного господарства обмежилися до потреб зберігання продуктів та утримання тварин для сім'ї з трьох-чотирьох людей. Усі ці приміщення об'єднувалися в одній господарській будівлі, яка розміщувалася в глибині ділянки за житловим будинком.

На сьогодні ми можемо помітити, що зараз продовжує розвиватися садиба у селі. Залежно від містобудівного розташування садиби, роду діяльності селянина, потреб населення, ми можемо виділити «господарський (для селян-одноосібників, які ведуть звичний сільський спосіб життя), господарсько-підприємницький (для жителів села, які, крім звичного господарства, займаються ще й підприємницькою діяльністю), господарсько-виробничий (для селян-товаровиробників, які, крім звичного господарства, займаються виробництвом і переробкою сільськогосподарських продуктів, народними промислами), виробничо-підприємницький (для жителів села, які, крім звичного господарства, займаються виробництвом, переробкою й реалізацією сільськогосподарської продукції, виробів народних промислів тощо), репрезентативний (для жителів села, які ведуть міський спосіб життя)» типи садиб [4; 5].

**Висновки.** Кожну проблему треба вирішувати, виходячи з пріоритету інтересів людини: вибір форми господарювання, виду діяльності, розпорядження створеним продуктом; вимогами до створення найкращих

виробничих умов, житлової ситуації, умов відпочинку, соціально-культурної та побутової забезпеченості. Усе це пов'язано з відповідно організованими будівлями, спорудами, комплексами, поселеннями й територіями. Всі об'єкти фермерського двору повинні відповідати сучасним вимогам і технологіям під час будівництва та експлуатації, задовольняти зростаючі естетично-художні смаки сільського мешканця.

За проектування житлово-виробничого двору селянського господарства, зокрема його генерального плану, доцільно задавати черговість і поетапність зведення будівель і споруд.

Будівлі й споруди у функціональних зонах житлово-виробничого двору розміщують відповідно до виробничо-технологічного процесу виробництва сільськогосподарської продукції.

#### **Бібліографічний список**

1. Черняк І. Традиції планування селянських господарств в Україні та принципи їх просторової організації / І. Черняк // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура та сільськогосподарське будівництво 1996. – С. 7-19.
2. Хохол Ю.Ф. Сельское жилище / Ю.Ф. Хохол. – К. : Будівельник, 1976. – С.
3. Куниця К. Садиба і житло колгоспника / К. Куниця // Архітектура Радянської України. – 1939. – № 8.
4. Колодрубська О.І. Архітектурно-планувальні рішення сільських садіб Західного Поділля (кінець XIX ст. – початок XX ст.) / О. І. Колодрубська // Вісник ДУ «Львівська політехніка»: резерви прогресу в архітектурі і будівництві. – 1998. – № 358.
5. ДБН Б.2.4-4-97 «Планування і забудова малих сільськогосподарських підприємств та селянських (фермерських) господарств». – К. : Держкоммістобудування України, 1997. – 27 с.

#### **Баранович А., Баранович Л. Проектування селянських фермерських дворів та принципи їхньої організації**

Розглянуто дослідження історичного та регіонального розвитку селянських фермерських господарств та аналіз їхнього стану в сучасних умовах сільського господарювання в Україні; подані подальші пропозиції для проектування.

**Ключові слова:** садиба, проектування, будівництво, хата, сільське господарство, планування.

#### **Baranovich A., Baranovich L. Design peasant farmer homesteads and principles of their organization**

The article examined research of historical and regional development of peasant farms and analyze their situation in the present conditions of rural management in Ukraine and submitted further proposals for design.

**Key words:** farmstead, design, building, house, peasant farming, planning.

**Баранович А., Баранович Л. Проектирование сельских фермерских дворов и принципы их организации**

Рассмотрены исследования исторического и регионального развития сельских фермерских хозяйств и анализ их состояния в современных условиях ведения сельского хозяйства в Украине; представлены дальнейшие предложения для проектирования.

**Ключевые слова:** усадьба, проектирование, строительство, дом, сельское хозяйство, планирование.

УДК 711.3:728.61

**БАГАТОКВАРТИРНЕ ЖИТЛО У СІЛЬСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ  
ПІВНІЧНОГО ПЕРЕДМІСТЯ ЛЬВОВА**

*Н. Черевко, асистент*

*Львівський національний аграрний університет*

**Постановка проблеми.** З одного боку, багатоквартирне житло – нетипова забудова для села. Проте в зоні впливу великих міст з кожним роком саме таких будинків стає більше. Для досліджень ми обрали територію північного передмістя Львова.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Розвиток планування сільських поселень вивчали І. Віншу, М. Кончуков, В. Новіков, А. Степанюк. Розвиток житлового сільського середовища радянського періоду досліджували Ю. Хохол, Л. Хохол, В. Калмикова та ін; сучасне багатоквартирне житло у середовищі міста – І. Гнесь та Г. Гнат; сільське житло – Л. Гнесь, О. Колодрубська, В. Смоляк. Проте тема розвитку багатородинного житла у сільській місцевості, зокрема у зоні впливу великих міст, на сьогодні не вивчена.

**Постановка завдання.** Наше завдання – дослідження багатоквартирної забудови у зоні впливу Львова. Для цього необхідно:

- розглянути приклади багатоквартирного житла у сільському середовищі північного передмістя Львова та проаналізувати особливості такої забудови порівняно з традиційною;
- проаналізувати чинники впливу на формування багатоквартирної забудови у сільській місцевості львівського передмістя;
- простежити тенденцію розвитку багатоквартирної забудови у сільській місцевості передмістя Львова.

**Виклад основного матеріалу.** Багатоквартирне житло для сільського середовища є нетиповим явищем, яке започаткували ще за радянських часів. Проте і сьогодні часто таку забудову споруджують у поселеннях,



наближених до великих міст [5, с. 174]. Такі населені пункти не схожі на класичні села. Адже поряд з індивідуальними сільськими житловими садибами зводиться багатоквартирна забудова.

Прикладами такої забудови є будинки і навіть цілі квартали багатоквартирної забудови у м. Дублянах (статус міста – з 1978 р.), розташованого на відстані 8 км від Львова. Таке будівництво тоді ще – в селі, започаткували за радянських часів. Саме в той період кількість населення Дублян зросла з 2,5 до 9,0 тис. ос. [4]. Проте причиною розвитку населеного пункту є передусім стрімкий розвиток Львівського сільськогосподарського інституту (сьогодні – Львівського національного аграрного університету) [6, с. 54]. Адже у 60-80 роках ХХ ст. на вільних від забудови територіях для працівників навчального закладу збудували дитячий садочок, школу та будинок побуту [3]. А хімічний корпус Інституту реконструювали під міську лікарню. Поряд із студмістечком спорудили нові житлові квартали секційної забудови. Поверховість житлових будинків згодом зросла з двох до дев'яти поверхів (рис. 1). Велика кількість викладацько-професорського складу отримала квартири і стала мешканцями Дублян. Усе це спонукало до значного розвитку населеного пункту, як особливого містечка приміської зони Львова.

Багатоквартирну забудову при виробничому центрі у с. Мурованому (7 км від Львова) почали споруджувати ще зі 60-х років ХХ ст. Для сімей працівників державного меліораційного підприємства почали споруджувати двоповерхові будинки, а для молодих робітників – гуртожитки. У 70-х роках ХХ ст. споруджували вже п'ятиповерхові будинки. Цікаво, що будинок, спорудження якого почали у 80-х роках, планували на дев'ять поверхів. Доказом цього є передбачена у плані ліфтова шахта. Проте спорудження житла завершили, збудувавши лише п'ять поверхів.



Рис. 1. Багатоквартирна забудова м. Дублян (фото А. Поліщука).  
Квартал багатоквартирної забудови (від двох до дев'яти поверхів).

Сьогодні меліоратор не працює. Його виробничі приміщення здають в оренду під невеличкі складські та офісні приміщення. Відповідно, і сфера зайнятості населення змінилася. Відсутність потреби у гуртожитках спричинила їх реконструкцію під багатоквартирні житлові будинки. На

рис. 2 показано гуртожиток, реконструйований під квартирне житло. Найчастіше мешканці прибудовували ванні кімнати і кухні до житлових кімнат (рис. 2а). У 2000 р. повністю реконструювали недобудований у 80-х роках гуртожиток для молодих працівників меліоратора під житловий будинок із трикімнатними квартирами. Через територіальні обмеження благоустрій сучасного будинку досить скромний (рис. 2в), представлений огорожею та клумбами при вході, тоді як у кварталі радянського будівництва влаштовано гаражі, підсобні приміщення та дитячі майданчики (рис. 2б). З одного боку, це зумовлено територіальними можливостями забудови того часу, а з іншого – ідеологією так званого зразкового побуту у житловому середовищі [1, с. 118].

У планах забудовників північного передмістя Львова, зокрема у с. Малехові, споруджували житлове містечко багатоквартирних будинків для працівників державного будівельного підприємства «Радбуд». Проте в 60-х роках вдалося збудувати лише дві будівлі: житловий будинок та гуртожиток. Попри те, що будівлі розташовані у громадському центрі поселення, в їх благоустрої передбачено влаштування господарських споруд.



Рис. 2. а) стихійна реконструкція двоповерхового гуртожитку; б) благоустрій житлового кварталу; в) прибудинковий благоустрій сучасного багатоквартирного будинку.

Із 90-х років ХХ ст., з переходом будівництва від державного сектора до приватного, почала проявлятися тенденція переваги смакових критеріїв над якісними [2, с. 179]. Найчастіше сучасні багатоквартирні будинки у приміській зоні споруджують малої та середньої поверховості. З одного боку, це зумовлено територіальними можливостями та масштабами забудови приміських територій, проте водночас саме така забудова користується найбільшим попитом серед міських жителів, які обирають для життя екологічно чистіше середовище та дешевші, порівняно з міськими, ціни на квартири. Прикладом такої забудови є сучасне багатоквартирне житло у с. Брюховичах (10 км від Львова). Його низька та середня поверховість з плавним переходом до масштабності садиб не суперечить так

званому контекстуальному підходу до архітектурного середовища. Його суть полягає у врахуванні умов конкретної місцевості [7, с. 83]. Проте іноді у приміській зоні багатоквартирні будинки сягають «міської» поверховості. Наприклад, у м. Дублянах, поряд з історичними будівлями університету та малоповерховими будинками, у 80-х роках збудовано 12-поверховий гуртожиток для студентів, який згодом реконструювали під квартири. Типовий проект зреалізували й у м. Львові на початку вул. Наукової. Проте якщо львівський будинок вписався у міське середовище, то багатопверхівка Дублян конфліктує з масштабами поселення. Такий урбаністичний підхід до розвитку житла у селі формує новий спосіб життя для його мешканців, трансформує село, побут та архітектуру, а тому потребує подальшого дослідження.

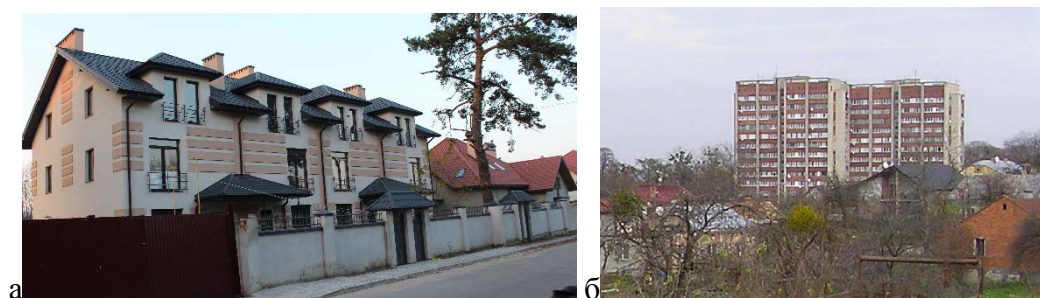


Рис. 3. *а)* поступовий перехід поверховості від багатоквартирних будинків до індивідуальних у с. Брюховичах; *б)* 12-поверховий житловий будинок у сільському середовищі садибної забудови у м. Дублянах.

### Висновки

Багатоквартирні будинки та гуртожитки у сільській місцевості приміської зони Львова найчастіше будували у 60-80 роках ХХ ст. при наукових установах та виробничих центрах для їх працівників. Значну увагу під час проектування цього житла приділяли благоустрою навколишньої території та створенню так званого зразкового побуту. Проте за сучасних умов, за зміни зайнятості населення, житло для молодих спеціалістів перебудовували під сімейні квартири.

Сучасні багатоквартирні будинки проектують зазвичай у приміській зоні. Зокрема у передмісті Львова такому житлу надають перевагу міські жителі, які обирають екологічне середовище й дешевші, порівняно з міськими, ціни на квартири.

Найчастіше багатоквартирні будинки приміської зони проектують середньої поверховості, що зумовлено насамперед територіальними можливостями та масштабністю середовища. Проте водночас саме така

забудова найпопулярніша у міських жителів, що надають перевагу сільській природі, а не міському середовищу.

Багатоквартирні будинки приміської зони Львова формують нове середовище села. Водночас населені пункти в зоні впливу Львова не можна назвати й спальними районами міста як, наприклад, Сихів чи Левандівку. Сільське середовище приміських територій не може дублювати багатоквартирну забудову міського житла. Будівництво багатоповерхових житлових будинків порушує масштабність забудови сільських поселень приміської зони.

#### **Бібліографічний список**

1. Гнесь І. Проблеми формування соціально безпечного житлового середовища / І. Гнесь // Досвід та перспективи розвитку міст України / Укр. Держ. н-д. ін-т проектув. міст «Діпромісто». – К. : Нац. ун-т буд-ва і архіт, 2004. – Вип. 7: Проект.-планув. Аспекти містобудування. – С. 118-128.
2. Ключниченко Є. Є. Соціально-економічні основи планування та забудови міст / Є. Є. Ключниченко. – К. : Укрархбудінформ, 1999. – 348 с.
3. Токарський Ю. Архітектурний комплекс Львівського державного аграрного університету / Ю. Токарський, Ю. Дубик. – Львів, 2006. – 60 с.
4. Токарський Ю. Дубляни : історія аграрних студій 1856–1946 / Ю. Токарський. – Львів, 1996. – 384 с.
5. Черевко Н. Аналіз прообразів багатоквартирного житла в українському селі / Н. Черевко // Архітектурний вісник КНУБА. – 2013. – С. 169-175.
6. Черевко Н. Університет як містоутворюючий чинник (на прикладі м. Дубляни) // Черевко Н. В., Гнесь Л. Б. // Креативний урбанізм : тези доп. Міжнар. наук. конф., 24-25 травня 2013 року. – Львів : Вид-во Львівської політехніки, 2013. – С. 53-54.
7. Шаповал Н. Г. Основи архітектурного формоутворення : навч. посібник / Н. Г. Шаповал. – К. : Основа, 2008. – 448 с.

#### **Черевко Н. Багатоквартирна забудова у сільській місцевості зони впливу Львова**

Розглянуто багатоквартирну забудову приміської території на прикладі зони впливу Львова. Проаналізовано специфіку формування багатоквартирної забудови в сільській місцевості, зокрема тієї, яка потрапляє у приміську зону. Порівняно специфіку міської багатоквартирної забудови зі сільською. Проаналізовано вплив урбанізації приміських зон.

**Ключові слова:** багатоквартирна забудова, сільська місцевість, зона впливу Львова, урбанізація, передмістя.

#### **Cherevko N. Apartment building in the countryside of suburb of L'viv-city**

The article considers the apartment building of suburbs particular zone of influence of L'viv-city. It analyzes the specific of formation of apartment buildings in suburbs rural areas. The author compared the specificity of urban apartment buildings from the rural. She analyzes the influence of urbanization suburban areas.

**Key words:** apartment buildings, countryside, city footprint, urbanization, suburbs.

**Червко Н. Многоквартирное строительство в сельской местности зоны влияния Львова**

Рассмотрена многоквартирная застройка пригородной территории на примере зоны влияния Львова. Проанализирована специфика формирования многоквартирной застройки в сельской местности, в частности той, которая попадает в пригородную зону. Сравнивается специфика городской многоквартирной застройки с сельской. Анализируется влияние урбанизации пригородных зон.

**Ключевые слова:** многоквартирное строительство, сельская местность, зона влияния Львова, урбанизация, пригород.

**РОЗДІЛ 1. АНАЛІТИЧНІ ТА ЧИСЛОВІ МЕТОДИ В МЕХАНІЦІ ТА ФІЗИЦІ РУЙНУВАННЯ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ І КОНСТРУКЦІЙ**

<i>І. Добрянський, Л. Добрянська, Є. Іваник</i> МОДЕЛЮВАННЯ ВИЗНАЧЕННЯ ВТРАТИ МІЦНОСТІ Й ДОВГОВІЧНОСТІ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЕНЕРГЕТИКИ, БУДІВЕЛЬ ТА ІНЖЕНЕРНИХ СИСТЕМ.....	3
<i>Л. Добрянська, Р. Шмиг, О. Грицина, М. Івчук, С. Нікіфоряк</i> РОЗРАХУНОК ТЕМПЕРАТУРНИХ НАПРУЖЕНЬ У ПЛАСТИНЧАСТИХ СИСТЕМАХ ЗА ОДНОВИМІРНОГО РОЗПОДІЛУ ТЕМПЕРАТУРИ .....	14
<i>Ю. Боднар</i> МЕТОД <i>R</i> -ФУНКЦІЙ У НЕСТАЦІОНАРНИХ ЗАДАЧАХ ТЕПЛОПРОВІДНОСТІ УЗАГАЛЬНЕНОЇ ТЕРМОМЕХАНІКИ.....	21
<i>Т. Бубняк, В. Якимець</i> ХАРАКТЕР МЕРИДІАЛЬНИХ І КРУГОВИХ НАПРУЖЕНЬ ДЛЯ ІДЕАЛЬНОГО ТА НЕІДЕАЛЬНОГО КОНТАКТІВ НА ПОВЕРХНІ СФЕРОІДАЛЬНОГО ВКЛЮЧЕННЯ.....	25
<i>Л. Шпак</i> МОДЕЛЮВАННЯ ПРОЦЕСУ АКТИВНОГО ВЕНТИЛЮВАННЯ У БАШТІ ЦИЛІНДРИЧНОЇ ФОРМИ.....	29

**РОЗДІЛ 2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ Й ДІАГНОСТИКА РОБОТИ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ І КОНСТРУКЦІЙ**

<i>Б. Демчина, А. Кравз, Я. Шидловський, І. Яремко</i> ДОСЛІДЖЕННЯ НА РОЗТЯГ З'ЄДНАНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ НА МЕТАЛОЗУБЧАСТИХ ПЛАСТИНАХ (МЗП) .....	34
<i>Б. Демчина, Ю. Кунанець, Н. Волосецький</i> ВИМІРЮВАННЯ ЗУСИЛЬ ПІД ПІДОШВОЮ ПАЛІ ЗА ДОПОМОГОЮ СПЕЦІАЛЬНОЇ ВИМІРЮВАЛЬНОЇ ПЛАСТИНИ .....	40
<i>Б. Демчина, М. Сурмай, А. Пелех</i> ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ДЕРЕВ'ЯНИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК РАМИ З ОСВ-СТІНКОЮ .....	45
<i>Б. Демчина, М. Черевко, В. Прокоп'юк</i> ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ СКЛЯНИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ .....	51
<i>А. Мазурак, І. Ковалик, В. Михайлечко, М. Садовий, П. Амброзьяк</i> ВИЗНАЧЕННЯ ПРОГИНІВ У ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКОВИХ ЕЛЕМЕНТАХ .....	57
<i>В. Білозір</i> ДЕФОРМАЦІЙНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ ПРОГИНІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗА ТРИВАЛОЇ ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ .....	61
<i>Т. Боднарчук, С. Нікіфоряк, М. Івчук</i> ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ДЕРЕВ'ЯНИХ БАЛОК, АРМОВАНИХ ЗОВНІШНЬОЮ СТРІЧКОВОЮ АРМАТУРОЮ .....	68
<i>О. Гнатюк, М. Лапчук, П. Холод</i> НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ БУРОНАБИВНИХ МІКРОПАЛЬ З РОЗШИРЕНОЮ П'ЯТОЮ У ГРУНТАХ РІЗНОГО ТИПУ ....	74
<i>Ю. Фамуляк, А. Височенко</i> ВИКОРИСТАННЯ НЕТРАДИЦІЙНОГО АРМУВАННЯ У ПРОЛІТНИХ ПНО- ТА ГАЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТАХ	80

<i>І. Мельник, В. Сорохтей, М. Козак, Т. Приставський</i> ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ВЕРХНЬОЇ ПОЛИЦІ МОНОЛІТНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПОРОЖНИСТОЇ ПЛИТИ НА ПРОДАВЛЮВАННЯ .....	88
<i>Т. Мазурак</i> ГІДРОФОБНІ БЕТОНИ З ПОКРАЩЕНИМИ ПОКАЗНИКАМИ МІЦНОСТІ, ВОДОНЕПРОНИКНОСТІ ТА МОРОЗОСТІЙКОСТІ .....	94
<i>Х. Демчина, Т. Осадчук</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ПІНОБЕТОННИХ ПЛИТ, АРМОВАНИХ СТАЛЬНИМИ СІТКАМИ З РІЗНИМ АНКЕРУВАННЯМ НА ПРОДАВЛЮВАННЯ .....	101
<b>РОЗДІЛ 3. МЕТОДИ ОПТИМІЗАЦІЇ ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД</b>	
<i>Л. Добрянська</i> ЕКОНОМІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ ТА ПРАКТИЧНЕ ЗАСТОСУВАННЯ ПОПЕРЕДНЬО ПІДКРІПЛЕНИХ ПЛАСТИНЧАСТИХ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ .....	107
<i>В. Караван, А. Григорчук</i> ОЦІНКА ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ ПРИДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ОПОР ОБЕРТОВИХ ПЕЧЕЙ .....	115
<i>С. Лопатка, О. Бурнаєв</i> ОЦІНКА ЕФЕКТИВНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДІВ ПРОМИСЛОВОГО АЛЬПІНІЗМУ ДЛЯ МОНТАЖУ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД В УМОВАХ ІСТОРИЧНОЇ ЗАБУДОВИ МІСТ .....	127
<i>І. Мельник</i> ОПТИМІЗАЦІЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ .....	130
<i>Т. Райхенбах, О. Гнатюк, С. Безрука</i> ЕНЕРГОЗБЕРЕЖЕННЯ В УКРАЇНІ ТА ДОЦІЛЬНІСТЬ ЗБІЛЬШЕННЯ ЧАСТКИ НЕТРАДИЦІЙНИХ І ВІДНОВЛЮВАЛЬНИХ ДЖЕРЕЛ ЕНЕРГІЇ .....	137
<b>РОЗДІЛ 4. ТЕОРІЯ АРХІТЕКТУРИ, МІСТОБУДУВАННЯ ТА ПЛАНУВАННЯ СІЛЬСЬКИХ ПОСЕЛЕНЬ</b>	
<i>Р. Кюнцлі, А. Степанюк</i> ПИЛИП (РУХ): ПОШУКИ НАЦІОНАЛЬНОЇ ІДЕНТИЧНОСТІ В САКРАЛЬНІЙ АРХІТЕКТУРІ УКРАЇНСЬКОЇ ДІАСПОРИ .....	143
<i>Н. Савчак</i> ФОРМУВАННЯ КОНЦЕПЦІЇ ДИЗАЙНУ АРХІТЕКТУРНОГО СЕРЕДОВИЩА СІЛЬСЬКИХ ПОСЕЛЕНЬ .....	150
<i>О. Колодрубська</i> САКРАЛЬНА ЗОНА У СТРУКТУРІ СІЛЬСЬКОЇ САДИБИ .....	154
<i>Я. Фамуляк</i> ПРОБЛЕМИ РОЗВИТКУ СЕЛИЩ МІСЬКОГО ТИПУ УКРАЇНИ .....	158
<i>Р. Гнідець</i> ФОРМОТВОРЧІ КОМПОНЕНТИ СТРУКТУРИ ПРОСТОРОВОГО СЕРЕДОВИЩА В УКРАЇНСЬКІЙ ЦЕРКОВНІЙ АРХІТЕКТУРІ .....	163
<i>Р. Какула</i> РОЛЬ ПАРКІВ У СТРУКТУРІ МІСТА .....	169
<i>Р. Партика</i> АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНА РЕКОНСТРУКЦІЯ ТА СУЧАСНЕ ВИКОРИСТАННЯ ПАМ'ЯТОК АРХІТЕКТУРИ .....	173
<i>Б. Задорожний</i> ВІТРАЖ У ЖИТЛОВІЙ АРХІТЕКТУРІ .....	177
<i>А. Баранович, Л. Баранович</i> ПРОЕКТУВАННЯ СЕЛЯНСЬКИХ ФЕРМЕРСЬКИХ ДВОРІВ ТА ПРИНЦИПИ ЇХНЬОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ.....	181
<i>Н. Черевко</i> БАГАТОКВАРТИРНЕ ЖИТЛО У СІЛЬСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ ЗОНИ ВПЛИВУ ЛЬВОВА .....	186

Наукове видання

**ВІСНИК  
ЛЬВІВСЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО  
АГРАРНОГО УНІВЕРСИТЕТУ**

Архітектура і сільськогосподарське будівництво  
№ 15

Редактор: Н.В. Скосарьова  
Коректор: Л. Г. Лісович-Біла

Перелік наукових фахових видань України  
Бюлетень ВАК України, 2010, № 6, с. 3

Львівський національний аграрний університет  
80381, Львівська обл., Жовківський р-н, м. Дубляни,  
вул. Володимира Великого, 1  
Свідоцтво ДК № 1380 від 3.06.2003 р.

Підписано до друку 12.04.2014. Формат 70×100/16.  
Папір офс. Гарнітура “Таймс”. Друк на різнографі.  
Обл.-вид. арк. 10,16. Ум. друк. арк. 11,87.  
Наклад 500. Зам. 195.

Віддруковано ПП “Арал”  
м. Львів, вул. О. Степанівни, 49

Свідоцтво про державну реєстрацію суб’єкта підприємницької діяльності  
№ 13135 від 09.02.1998 р.