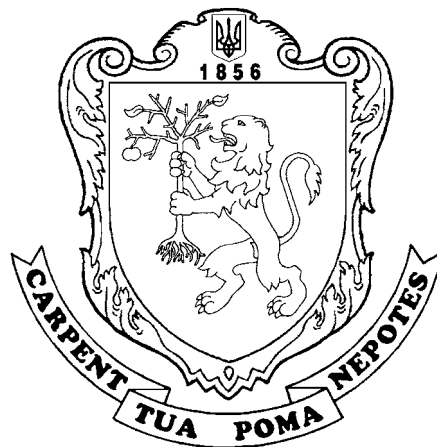


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Львівський національний аграрний університет

ВІСНИК

ЛЬВІВСЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО
АГРАРНОГО УНІВЕРСИТЕТУ

Архітектура і сільськогосподарське будівництво
№ 16



Львів 2015

РЕДАКЦІЙНА РАДА
“Вісника Львівського національного аграрного університету”

1. **Снітинський В. В.** – д. б. н., професор, академік НААН України, ректор Львівського НАУ (головний редактор).
2. **Лопушняк В. І.** – к. с.-г. н., в.о. професора (заступник головного редактора).
3. **Антоняк Г. Л.** – д. б. н., професор, Львівський НАУ.
4. **Василенко І. І.** – д. т. н., професор, Львівський НАУ.
5. **Васьківська К. В.** – д. е. н., професор, Львівський НАУ.
6. **Влох В. Г.** – д. с.-г. н., професор, Львівський НАУ.
7. **Вовк С. О.** – д. б. н., професор, Львівський НАУ.
8. **Габрель М. М.** – д. т. н., Львівський НАУ.
9. **Галанець В. Г.** – д. е. н., професор, Львівський НАУ.
10. **Добрянський І. М.** – д. т. н., професор, Львівський НАУ.
11. **Кінаш Р. І.** – д. т. н., професор, НУ “Львівська політехніка”.
12. **Когут М. С.** – д. т. н., професор, Львівський НАУ.
13. **Левицький Р.Р.** – д. ф.-м. н., Львівський НАУ.
14. **Липчук В. В.** – д. е. н., професор, Львівський НАУ.
15. **Лихочвор В. В.** – д. с.-г. н., професор, Львівський НАУ.
16. **Мягкота С. В.** – д. ф.-м. н., в. о. професора, Львівський НАУ.
17. **Сидорчук О. В.** – д. т. н., професор, Львівський НАУ.
18. **Сохнич А. Я.** – д. е. н., професор, Львівський НАУ.
19. **Ступень М. Г.** – д. е. н., професор, Львівський НАУ (відповідальний секретар).
20. **Тимошенко І. І.** – д. с.-г. н., професор, Львівський НАУ.
21. **Томашівський З. М.** – д. с.-г. н., професор, Львівський НАУ.
22. **Черевко Г. В.** – д. е. н., професор, Львівський НАУ.
23. **Шевчук Р. С.** – д. с.-г. н., доцент, Львівський НАУ.
24. **Янишин Я. С.** – к. е. н., професор, Львівський НАУ.
25. **Яців І. Б.** – д. е. н., в.о. професора, Львівський НАУ.

УДК 72.624

**Вісник Львівського національного аграрного університету :
архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2015. – № 16. – 176 с.**

Розглядаються результати актуальних експериментальних і теоретичних досліджень, проектування, досвід будівництва, питання експлуатації та діагностики будівельних конструкцій, проблеми архітектурного простору на селі, геодезичного забезпечення будівельних і землепорядних робіт.

Для наукових працівників, фахівців, проєктантів, аспірантів і студентів вищих навчальних закладів.

*Рекомендовано до друку
вченою радою Львівського національного аграрного університету
(протокол № 11 від 02.04.2015 р.)*

Редакційна колегія: Мазурак А.В., к.т.н. (відповідальний редактор), Добрянський І.М., д.т.н., Демчина Б.Г., д.т.н., Гнідець Б.Г., д.т.н., Бабич Є.М., д.т.н., Барашиков А.Я., д.т.н., Кобосек Ельжбета, д. габ., Степанюк А.В., к. арх., Савчак Н.С., к.т.н., Шмиг Р.А., к.т.н., Гнесь Л.Б., к. арх., Нікіфоряк С.В., асистент, Фамуляк Я.Є., к.т.н. (відповідальний секретар).

РОЗДІЛ 1

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

УДК 539

МЕТОДИ УТОЧНЕНОГО РОЗРАХУНКУ ПРУЖНИХ ТА ПРУЖНО- ПЛАСТИЧНИХ ДЕФОРМАЦІЙ КОНСТРУКЦІЙ ЦИЛІНДРИЧНОГО ТИПУ

*Л. Добрянська, к.е.н., І. Добрянський, д.т.н., Р. Шмиг, к.т.н.,
О. Грицина, аспірант
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Важко знайти галузь сучасної техніки та інженерної практики, де б розв'язки задач визначення напружень не становили суттєвого теоретичного, практичного та, в підсумку, соціально-економічного інтересу. Важливого значення ці питання набувають у розвитку найновіших галузей техніки, зокрема і в будівельній практиці, особливо у зв'язку зі змінами в навколишньому середовищі та суттєвим ускладненням умов експлуатації складних інженерних систем унаслідок глобальних кліматичних і сейсмологічних змін.

При цьому істотно зростають вимоги до точності визначення полів напружень і деформацій; у більшості інженерних розрахунків похибка в межах $\pm 5-10\%$, яку донедавна вважали допустимою, на сьогодні є значною. Тому зростає роль точних аналітичних методів розв'язування відповідних задач теорії пружності, що в більшості випадків дають змогу подати отримані розв'язки у вигляді, зручному для інженерних розрахунків та автоматизації розрахунків у процесі виконання проектних робіт. Суттєвим фактором, який дає змогу автоматизувати наукові пошуки, став фактор активного використання сучасних потужних обчислювальних комплексів і створене на сьогодні ефективне програмне забезпечення.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. У працях [1; 2; 4; 6; 7; 10; 12] отримано розв'язуюче диференціальне рівняння деформації конструктивно-ортотропної циліндричної оболонки для різних коефіцієнтів заповнення. Це рівняння може бути перетвореним на рівняння деформації ізотропної циліндричної оболонки, вважаючи при цьому коефіцієнти заповнення такими, що дорівнюють одиниці. Внаслідок цього доходимо до співвідношень

$$\left. \begin{aligned} f_{1x} = f_{1\theta} = f_1 &= \int_{\delta_1}^{\delta_2} \frac{E dz}{1 - \mu^2}, f_2 = \int_{\delta_1}^{\delta_2} \frac{E\mu dz}{1 - \mu^2}, \\ f_{3x} = f_{3\theta} = f_3 &= \int_{\delta_1}^{\delta_2} \frac{Ez dz}{1 - \mu^2}, f_4 = \int_{\delta_1}^{\delta_2} \frac{E\mu z dz}{1 - \mu^2}, \\ f_{4x} = f_{4\theta} = f_4 &= \int_{\delta_1}^{\delta_2} \frac{Ez^2 dz}{1 - \mu^2}, f_5 = \int_{\delta_1}^{\delta_2} \frac{E\mu z^2 dz}{1 - \mu^2}; \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$T_{1x} = T_{1\theta} = T_1 = \int_{\delta_1}^{\delta_2} \frac{E\alpha t dz}{1 - \mu}, T_{2x} = T_{2\theta} = T_2 = \int_{\delta_1}^{\delta_2} \frac{E\alpha t z dz}{1 - \mu}, \quad (2)$$

де в залежностях (1), (2) позначено:

E – модуль Юнга; μ – коефіцієнт Пуассона; α – температурний коефіцієнт лінійного розширення; t – температура; $z = \delta_1$ і $z = \delta_2$ – граничні поверхні оболонки.

Вважаючи $f_3 = 0$, що забезпечується вибором

$$\delta_1 = \frac{-\int_0^h \frac{Ez dz}{1 - \mu^2}}{\int_0^h \frac{E dz}{1 - \mu^2}}, \quad \delta_2 = h + \delta_1, \quad (3)$$

виводимо рівняння

$$\begin{aligned} \frac{d^2}{dx^2} \left(D \frac{d^2 w}{dx^2} \right) - \frac{1}{r} \frac{d^2}{dx^2} (S_M w) - \frac{S_M}{r} \frac{d^2 w}{dx^2} + \frac{1}{r^2} A w = \\ = -q_n + \frac{\nu}{r} N_x + \frac{d^2 T}{dx^2} - \frac{1 - \nu}{r} T_1, \end{aligned} \quad (4)$$

в якому

$$D = f_5, \quad A = f_1(1 - \nu), \quad S_M = f_4, \quad \nu = \frac{f_2}{f_1}.$$

Якщо температура та інші параметри і розміри вздовж осі оболонки не змінюються, то до рівняння (4) доцільно застосувати інтегральне перетворення Лапласа-Карсона, беручи до уваги, що $T_1 = \text{const}$ і $T_2 = \text{const}$:

$$F(p) = \bar{f}_1(p) = p \int_0^{\infty} e^{-px} f(x) dx, \quad p - \text{параметр інтегрального}$$

перетворення, звідки отримуємо операторне рівняння:

$$\begin{aligned} Dp^4 W(p) - 2 \frac{S_M}{r} p^2 W(p) + \frac{A}{r^2} W(p) = \\ = -Q_n(p) + \frac{\nu}{r} \bar{N}_x(p) - \frac{1-\nu}{r} T_1 + \left(Dp^2 - 2 \frac{S_M}{r} p \right) (w_0 p + w'_0) + Dp(w''_0 p + w'''_0) \end{aligned} \quad (5)$$

Розв'язок рівняння (5) матиме вигляд

$$\begin{aligned} W(p) = \frac{-Q_n(p) + \frac{\nu}{r} \bar{N}_x(p) - \frac{1-\nu}{r} T_1}{Dp^4 - 2 \frac{S_M}{r} p^2 + \frac{A}{r^2}} + \frac{\left(Dp^2 - 2 \frac{S_M}{r} p \right) (w_0 p + w'_0)}{Dp^4 - 2 \frac{S_M}{r} p^2 + \frac{A}{r^2}} + \\ + \frac{Dp(w''_0 p + w'''_0)}{Dp^4 - 2 \frac{S_M}{r} p^2 + \frac{A}{r^2}}. \end{aligned} \quad (6)$$

Згідно з принципом Сен-Венана, крайові ефекти в оболонці швидко затухають, тому, якщо оболонка навантажена сталим по осі X тиском $q_n = \text{const}$ і розтягувальною силою $N_x = \text{const}$, то деформацію оболонки у віддаленні від граничних поверхонь можна визначити як деформацію в безмежно віддаленій точці, використовуючи правило операційного числення, згідно з яким $F(0) = \lim_{s \rightarrow 0} F(s) = \lim_{t \rightarrow \infty} f(t) = f(\infty)$, яке впливає з таких міркувань: якщо

$$L[f'(t)] = \int_0^{\infty} e^{-st} f'(t) dt = s \int_0^{\infty} e^{-st} f(t) dt - f(0),$$

то

$$\begin{aligned}\lim_{s \rightarrow 0} F(s) &= \lim_{s \rightarrow 0} s \int_0^{\infty} e^{-st} f'(t) dt = \lim_{s \rightarrow 0} \int_0^{\infty} e^{-st} f'(t) dt + \\ &+ f(0) = \int_0^{\infty} f'(t) dt + f(0) = f(\infty).\end{aligned}$$

Із рівняння (6) випливає:

$$w = w(\infty) = \frac{-q_n + \frac{\nu}{r} N_x - \frac{1-\nu}{r} T_1}{\frac{A}{r^2}}. \quad (7)$$

Підставляючи розв'язок (6) у залежності для компонент тензора температурних напружень через компоненти вектора переміщень u (в радіальному напрямі) та w (осьові переміщення) [6]

$$\left. \begin{aligned}\sigma_x &= \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{du}{dx} - \mu \frac{w}{r} + z \frac{d^2 w}{dx^2} \right) - \frac{E\alpha t}{1-\mu}, \\ \sigma_\theta &= \frac{E}{1-\mu^2} \left(\mu \frac{du}{dx} - \frac{w}{r} + \mu z \frac{d^2 w}{dx^2} \right) - \frac{E\alpha t}{1-\mu};\end{aligned}\right\} \quad (8)$$

$$\frac{du}{dx} = \frac{1}{f_1} \left(N_x + \frac{w}{r} f_2 + T_1 \right) = \frac{N_x}{A} - \nu \frac{q_n r}{A} + \frac{1-\nu}{A} T_1, \quad (9)$$

можна записати

$$\left. \begin{aligned}\sigma_x &= \frac{E}{1-\mu^2} \left[(1-\mu\nu) \frac{N_x}{A} + (\mu-\nu) \frac{q_n r}{A} \right] + \frac{E}{1-\mu} (\alpha_0 t_0 - \alpha t), \\ \sigma_\theta &= \frac{E}{1-\mu^2} \left[(\mu-\nu) \frac{N_x}{A} + (1-\mu\nu) \frac{q_n r}{A} \right] + \frac{E}{1-\mu} (\alpha_0 t_0 - \alpha t),\end{aligned}\right\} \quad (10)$$

де

$$\alpha_0 t_0 = \frac{1-\nu}{A} T_1.$$

Отримані залежності (1)–(10) дають змогу визначити напруження в довільній точці перерізу оболонки у випадку пружних деформацій.

Виклад основного матеріалу. У пружно-пластичній ділянці розрахунок можна виконувати методом змінних параметрів пружності з використанням базових співвідношень (8)–(10) лінійної теорії термопружності.

Метод змінних параметрів пружності полягає в такому.

1. Попередньо допускаючи, що деформація пружна по всьому перерізі оболонки, виконують розрахунок згідно зі залежностями (4), (10) величин.

$$A, \nu, T_1, \sigma_x, \sigma_\theta, \sigma_e = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_\theta^2} - \sigma_x \sigma_\theta,$$

де σ_e – еквівалентне напруження [5-7].

2. У точках, де еквівалентне напруження більше за межу пропорційності, отримані розрахункові значення еквівалентного напруження σ_e замінюються відповідними значеннями кривої розтягу за значень $\varepsilon_e = \sigma_e / E$:

$$\sigma'_e = \Phi(\varepsilon_e), \mu' = \mu(\varepsilon_e).$$

3. За отриманими значеннями σ'_e визначається перерізний модуль пружності $E' = \sigma'_e / \varepsilon_e$, який підставляється далі замість модуля пружності E у подальших розрахунках.

Так виконується низка наближень (ітерацій), доки нові значення $A^{(n)}$ не будуть відрізнятися від $A^{(n-1)}$ суттєво, або $(\alpha_0 t_0)^{(n)}$ від $(\alpha_0 t_0)^{(n-1)}$, якщо навантаження малі порівняно з температурними напруженнями.

У послідовних напруженнях можна застосовувати поняття еквівалентної деформації [7]

$$\varepsilon_e = \frac{1}{\sqrt{2}(1-\mu)} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_\theta)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_\theta)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2}, \quad (11)$$

де

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_\theta) = \frac{N_x - \nu q_n r}{A} + \alpha_0 t_0 - \alpha t,$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E} (\sigma_\theta - \mu \sigma_x) = \frac{q_n r - \nu N_x}{A} + \alpha_0 t_0 - \alpha t,$$

$$\varepsilon_z = -\frac{\mu}{E} (\sigma_x + \sigma_\theta) = -\mu \frac{1-\nu}{1-\mu} \frac{N_x + q_n r}{A} - \frac{2\mu}{1-\mu} (\alpha_0 t_0 - \alpha t).$$

Тоді процес послідовного наближення можна зобразити так:

$$\varepsilon'' = \frac{q}{A(\varepsilon')}, \quad (12)$$

де в (12) q – узагальнене навантаження, в загальному випадку залежне від E (посередністю величин v і T_1); ε' – вихідне для такого наближення значення деформації ε ; ε'' – вихідне для наступного наближення значення деформації ε (індекс e тут і далі упущено, але його враховують).

Доведемо збіжність процесу послідовного наближення. З цією метою продиференціюємо залежність (12)

$$\frac{d\varepsilon''}{d\varepsilon'} = \frac{1}{A} \frac{dq}{d\varepsilon'} - \frac{q}{A^2} \frac{dA}{d\varepsilon'}$$

Якщо отримана похідна менша за одиницю, отже, приріст $\Delta\varepsilon''$ менший за приріст $\Delta\varepsilon'$, і процес збігається (тим швидше, чим менше їх відношення).

Якщо маємо матеріал, для якого коефіцієнт Пуассона – стала величина, тобто $\mu = \mu(\varepsilon_e) = \text{const}$, тоді

$$\frac{dq}{d\varepsilon} = q^* \frac{dT_1}{d\varepsilon},$$

$$\frac{dT_1}{d\varepsilon} = \frac{d}{d\varepsilon} \int_{\delta_1}^{\delta_2} \frac{E\alpha t dz}{1-\mu} \leq \frac{\alpha_{\max} t_{\max} \int_{\delta_1}^{\delta_2} \frac{dE}{d\varepsilon} dz}{1-\mu} = \frac{\alpha_{\max} t_{\max}}{1-\mu} \cdot \frac{dA}{d\varepsilon}$$

Тому

$$\frac{d\varepsilon''}{d\varepsilon'} \leq \left[\frac{q^* \alpha_{\max} t_{\max}}{A(1-\mu)} - \frac{q}{A^2} \right] \frac{dA}{d\varepsilon'} \quad (13)$$

Візьмемо типову залежність $\Phi(\varepsilon)$, відображену на рис. 1, і побудуємо згідно з нею функцію (рис. 2)

$$E = \Phi(\varepsilon)/\varepsilon \quad (14)$$

та її похідну за деформацією ε , відображену кривою на рис. 3.

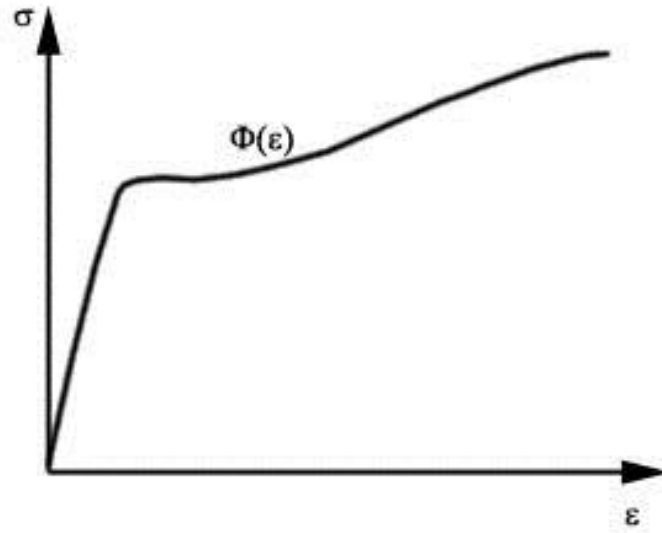


Рис. 1. Типова діаграма розтягу матеріалу, $\Phi(\epsilon)$.

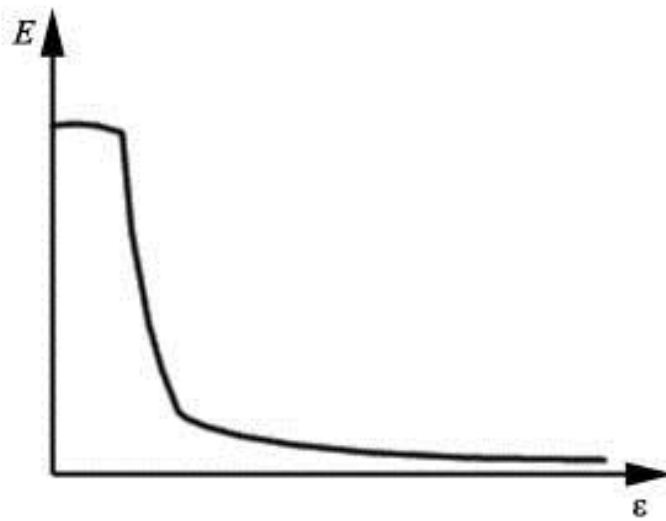


Рис. 2. Модуль пружності $E = \Phi(\epsilon)/\epsilon$.

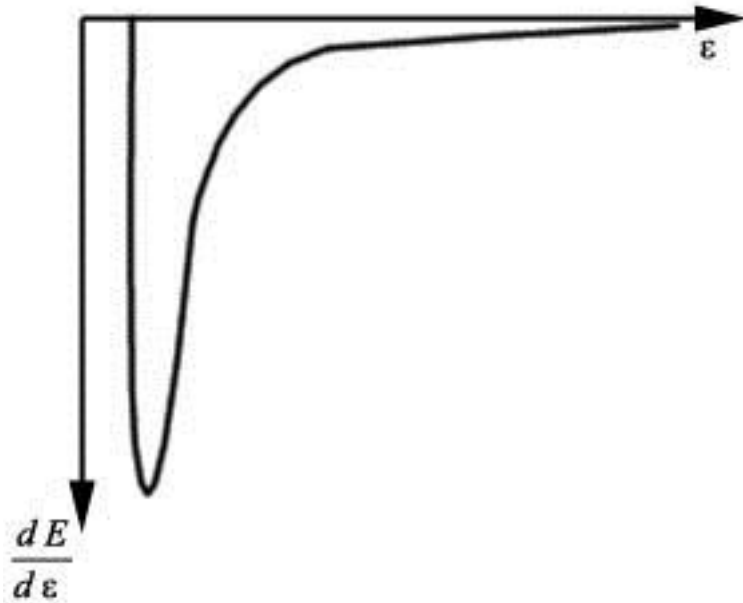


Рис. 3. Похідна модуля пружності $\frac{dE}{d\varepsilon}$.

Як видно з рис. 2 $E(\varepsilon)$ – це монотонна, спадна функція, яка прямує до деякої невід’ємної границі, а її похідна $\frac{dE}{d\varepsilon}$ – функція, яка прямує до нуля за зростання ε . Беручи до уваги, що

$$\frac{dA}{d\varepsilon} = \int_{\delta_1}^{\delta_2} \frac{dE}{d\varepsilon} \frac{dz}{1-\mu} (1-\mu) \leq \left(\frac{dE}{d\varepsilon} \right)_{\max} \cdot h,$$

а також те, що завжди можна знайти таке значення ε' , для якого

$$\frac{d\varepsilon''}{d\varepsilon'} \leq \left[\frac{q^* \alpha_{\max} t_{\max}}{A(1-\mu)} - \frac{q}{A^2} \right] \frac{dA}{d\varepsilon'} \leq \left[\frac{q^* \alpha_{\max} t_{\max}}{A(1-\mu)} - \frac{q}{A^2} \right] \left(\frac{dE}{d\varepsilon} \right)_{\max} \cdot h < 1,$$

переконаємось, що процес послідовного наближення завжди збіжний.

Практично для більшості матеріалів – $\mu \neq \text{const}$, але ця обставина не впливає на збіжність процесу послідовного наближення, оскільки

$$\frac{d\mu}{d\varepsilon} \rightarrow 0 \text{ при } \varepsilon \rightarrow \infty.$$

Загальний розв'язок рівняння (4) отримуємо розкладом виразу $\frac{1}{p}W(p)$ (6)

на прості дроби та обернення $W(p) \rightarrow w(x)$ за допомогою таблиць перетворення Лапласа-Карсона

$$W(p) = \frac{1}{p} \left[-Q_n(p) + \frac{v}{r} \bar{N}_x(p) - \frac{1-v}{r} T_1 \right] \sum_{k=1}^4 C_{0k} \frac{p}{p-p_k} + w_0 \sum_{k=1}^4 C_{1k} \frac{p}{p-p_k} +$$

$$+ w'_0 \sum_{k=1}^4 C_{2k} \frac{p}{p-p_k} + w''_0 \sum_{k=1}^4 C_{3k} \frac{p}{p-p_k} + w'''_0 \sum_{k=1}^4 C_{4k} \frac{p}{p-p_k}, \quad (15)$$

де в (15) маємо:

$$C_{ik} = \frac{F_{i1}(p_k)}{F'_2(p_k)} (i=0,1,2,3,4); \quad p_k = \pm \sqrt{\frac{S_M}{rD} \pm \sqrt{\left(\frac{S_M}{rD}\right)^2 - \frac{A}{r^2 D}}} - \text{корені}$$

рівняння $F_2(p) = 0$ ($k=1,2,3,4$); $F_1(p)$ – чисельник, а $F_2(p)$ – знаменник виразу $F_i(p) = \frac{F_{i1}(p)}{F_2(p)}$, причому $F_2(p) = p^4 - 2\frac{S_M}{rD}p^2 + \frac{A}{r^2 D}$.

Позначимо

$$a = \sqrt{\frac{S_M}{rD} + \sqrt{\left(\frac{S_M}{rD}\right)^2 - \frac{A}{r^2 D}}}, \quad b = \sqrt{\frac{S_M}{rD} - \sqrt{\left(\frac{S_M}{rD}\right)^2 - \frac{A}{r^2 D}}}.$$

Тоді $p_k = \pm a$, $p_k = \pm b$, причому a і b – дійсні числа. Як видно з виразу (6) $F_{i1}(a) = \pm F_{i1}(-a)$ (знак плюс за $i=0, 2, 4$). Аналогічно $F'_2(a) = 2a(a-b)(a+b) = -F'_2(-a)$. Отже, $C_{i1} = \pm C_{i2}$ та $C_{i3} = \pm C_{i4}$, де знак мінус стосується значень $i=0, 2, 4$.

Тоді

$$\sum_{k=1}^4 C_{ik} \frac{p}{p-p_k} \rightarrow \begin{cases} 2(C_{i1} \text{ch}ax + C_{i3} \text{sh}bx), i=1,3; \\ 2(C_{i1} \text{sh}ax + C_{i3} \text{ch}bx), i=0,2,4. \end{cases}$$

Виконуючи з урахуванням наведених міркувань обернення виразу (15) в простір оригіналів, отримаємо вираз

$$\begin{aligned}
w(x) = & 2 \int_0^x \left[-q_n(\xi) + \frac{\nu}{r} N_x(\xi) - \frac{1-\nu}{r} T_1 \right] [C_{01} \text{sha}(x-\xi) + C_{03} \text{shb}(x-\xi)] d\xi + \\
& + 2w_0(C_{11} \text{chax} + C_{13} \text{chbx}) + 2w'_0(C_{21} \text{shax} + C_{23} \text{shbx}) + 2w''_0(C_{31} \text{chax} + C_{33} \text{chbx}) + \\
& + 2w'''_0(C_{41} \text{shax} + C_{43} \text{shbx}), \tag{16}
\end{aligned}$$

в якому неважко обчислити на основі (5) та (16)

$$C_{11} = \frac{a^3 - 2 \frac{S_M}{rD} a}{2a(a^2 - b^2)} = \frac{a^2 - a^2 - b^2}{2(a^2 - b^2)} = -\frac{b^2}{2(a^2 - b^2)},$$

оскільки $a^2 + b^2 = 2 \frac{S_M}{rD}$;

$$C_{13} = \frac{b^3 - 2 \frac{S_M}{rD} b}{2b(b^2 - a^2)} = -\frac{b^2 - a^2 - b^2}{2(a^2 - b^2)} = \frac{a^2}{2(a^2 - b^2)};$$

$$C_{21} = \frac{a^2 - 2 \frac{S_M}{rD}}{2a(b^2 - a^2)} = -\frac{b^2}{2a(a^2 - b^2)} = \frac{a^2}{2(a^2 - b^2)}; \quad C_{23} = \frac{a^2}{2b(a^2 - b^2)};$$

$$C_{31} = \frac{a}{2a(a^2 - b^2)} = \frac{1}{2(a^2 - b^2)} = \frac{a^2}{2(a^2 - b^2)}; \quad C_{33} = -\frac{1}{2(a^2 - b^2)};$$

$$C_{41} = \frac{1}{2a(a^2 - b^2)}; \quad C_{43} = -\frac{1}{2b(a^2 - b^2)};$$

$$C_{01} = \frac{1}{D} C_{41}; \quad C_{03} = \frac{1}{D} C_{43}.$$

Підставляючи зазначені вирази в (16), можна записати:

$$w(x) = \frac{1}{a^2 - b^2} \int_0^x F(\xi) \left[\frac{\text{sha}(x-\xi)}{a} - \frac{\text{shb}(x-\xi)}{b} \right] d\xi +$$

$$\begin{aligned}
& -\frac{w_0}{a^2-b^2}(b^2 \operatorname{ch}ax - a^2 \operatorname{ch}bx) - \frac{w'_0}{a^2-b^2} \left(\frac{b^2}{a} \operatorname{sh}ax - \frac{a^2}{b} \operatorname{sh}bx \right) - \\
& -\frac{w''_0}{a^2-b^2}(\operatorname{ch}ax - \operatorname{ch}bx) + \frac{w'''_0}{a^2-b^2} \left(\frac{\operatorname{sh}ax}{a} - \frac{\operatorname{sh}bx}{b} \right). \tag{17}
\end{aligned}$$

Якщо $S_M^2 < \frac{A}{D}$, то $a = \beta + i\gamma$, $b = \beta - i\gamma$,

причому $\beta = \sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{A}{r^2 D} + \frac{S_M}{rD}}}$ і $\gamma = \sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{A}{r^2 D} - \frac{S_M}{rD}}}$.

Тоді

$$\begin{aligned}
w(x) &= \frac{1}{2(\beta^2 + \gamma^2)} \int_0^x F(x-\xi) \left(\frac{\operatorname{ch}\beta\xi \sin \gamma\xi}{\gamma} - \frac{\operatorname{sh}\beta\xi \cos \gamma\xi}{\beta} \right) d\xi + \\
&+ w_0 \left(\operatorname{ch}\beta x \cos \gamma x - \frac{\beta^2 - \gamma^2}{\beta\gamma} \operatorname{sh}\beta x \sin \gamma x \right) + \\
&+ w'_0 \frac{\beta(3\gamma^2 - \beta^2) \operatorname{ch}\beta x \sin \gamma x + \gamma(3\beta^2 - \gamma^2) \operatorname{sh}\beta x \cos \gamma x}{2\beta\gamma(\beta^2 + \gamma^2)} + w''_0 \frac{\operatorname{sh}\beta x \sin \gamma x}{2\beta\gamma} \\
&+ w'''_0 \frac{\beta \operatorname{ch}\beta x \sin \gamma x - \gamma \operatorname{sh}\beta x \cos \gamma x}{2\beta\gamma(\beta^2 + \gamma^2)}. \tag{17}
\end{aligned}$$

де

$$F(x) = \frac{1}{D} \left[-q_n(x) + \frac{\nu}{r} N_x(x) - \frac{1-\nu}{r} T_1 \right].$$

Якщо $F(x) = \operatorname{const}$, то з (17) матимемо

$$\begin{aligned}
w(x) &= F \frac{2\beta\gamma(1 - \operatorname{ch}\beta x \cos \gamma x) + (\beta^2 - \gamma^2) \operatorname{sh}\beta x \sin \gamma x}{2\beta\gamma(\beta^2 + \gamma^2)} + \\
&+ w_0 \left(\operatorname{ch}\beta x \cos \gamma x - \frac{\beta^2 - \gamma^2}{\beta\gamma} \operatorname{sh}\beta x \sin \gamma x \right) +
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + w'_0 \frac{\beta(3\gamma^2 - \beta^2) \operatorname{ch}\beta x \sin \gamma x + \gamma(3\beta^2 - \gamma^2) \operatorname{sh}\beta x \cos \gamma x}{2\beta\gamma(\beta^2 + \gamma^2)} + w''_0 \frac{\operatorname{sh}\beta x \sin \gamma x}{2\beta\gamma} \\
& + w'''_0 \frac{\beta \operatorname{ch}\beta x \sin \gamma x - \gamma \operatorname{sh}\beta x \cos \gamma x}{2\beta\gamma(\beta^2 + \gamma^2)}.
\end{aligned}
\tag{18}$$

На пружній стадії та першому наближенні – $\mu(z) = \text{const}$, отже, $f_4 = S_M = 0$. У цьому випадку $\beta = \gamma$ і залежності (17), (18) відповідають розв'язку рівняння згину ізотропної оболонки [1].

Висновки

1. Перетворенням розв'язувального диференціального рівняння деформації конструктивно-ортотропної циліндричної оболонки одержано рівняння деформації ізотропної циліндричної оболонки, вважаючи при цьому коефіцієнти заповнення такими, що дорівнюють одиниці.

2. Показано можливість інтегрування отриманого рівняння за допомогою операторного методу застосуванням інтегрального перетворення Лапласа-Карсона, внаслідок чого записано загальний розв'язок у просторі зображень для компоненти вектора переміщень в осьовому напрямі.

3. Записано сукупність співвідношень і залежностей, які дають змогу визначати напруження в довільній точці перерізу оболонки за пружних деформацій.

4. Сформульовано метод змінних параметрів пружності, на основі якого виконується розрахунок на міцність циліндричних оболонок у пружно-пластичній ділянці.

5. Доведено збіжність процесу послідовного наближення.

6. Записано загальний розв'язок розв'язувального рівняння теорії циліндричних оболонок розкладанням отриманого виразу для зображення осьового переміщення на прості дроби та обернення за допомогою таблиць перетворення Лапласа-Карсона.

Бібліографічний список

1. Аксельрад Э. Л. Гибкие оболочки / Э. Л. Аксельрад. – М. : Наука, 1976. – 376 с.
2. Биргер И. А. Круглые пластины и оболочки вращения / И. А. Биргер. – М. : Оборонгиз, 1961. – 317 с.
3. Гольденблатт И. И. Нелинейные проблемы теории упругости / И. И. Гольденблатт. – М. : Наука, 1974. – 486 с.
4. Гольденвейзер А. Л. Теория упругих тонких оболочек / А. Л. Гольденвейзер. – М. : Наука, 1976. – 512 с.
5. Добрянський І. Вплив перепаду температур на несучу здатність та експлуатаційну надійність сталобетонних балок / І. Добрянський, А. Грищевич // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2003. – № 4. – С. 15–18.

6. 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.
7. 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.
8. Коляно Ю. М. Методы теплопроводности и термоупругости неоднородного тела / Ю. М. Коляно. – К. : Наук. думка, 1992. – 280 с.
9. Лучко Й. Й. Уточнений розрахунок і дослідження напружено-деформованого стану балки при згині / Й. Й. Лучко, І. М. Добрянський // *Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту ім. акад. В. Лазаряна*. – 2010. – Вип. 33. – С. 155–160.
10. Панасюк В. В. Механика квазихрупкого разрушения материалов / В. В. Панасюк. – К. : Наук. думка, 1991. – 415 с.
11. Подстригач Я. С. Термоупругость тел неоднородной структуры / Я. С. Подстригач, В. А. Ломакин, Ю. М. Коляно. – М. : Наука, 1984. – 338 с.
12. Hector L. G. Thermal stresses in materials due to laser heating / L. G. Hector, R. B. Hetnarski // *Thermal stresses IV* / ed. R. B. Hetnarski. – Amsterdam : Elsevier, 1996. – P. 453–531.

Добрянська Л., Добрянський І., Шмиг Р., Грицина О. Методи уточненого розрахунку пружних та пружно-пластичних деформацій конструкцій циліндричного типу

У статті наведено алгоритм перетворення диференціального рівняння деформації конструктивно-ортотропної циліндричної оболонки на рівняння деформації ізотропної циліндричної оболонки.

Ключові слова: пружний, пружно-пластичний, циліндричний тип, диференціальний, деформація, виведення, оболонка.

Dobranska L., Dobranskyii I., Shmyh R., Hrytsyna O. Methods of the specified calculation of resilient and resiliently plastic deformations of cylinder type constructions

In the article the transformation algorithm of differential equalization of constructively-orthotropic deformation of cylinder shell on isotropic cylinder shell deformation equalization is presented.

Key words: elastic, elastic-plastic, cylindrical type, differential, deformation, breeding, shell.

Добрянская Л., Добрянский И., Шмиг Р., Грицина А. Методы уточненного расчета упругих и упруго-пластических деформаций конструкций цилиндрического типа

В статье приведен алгоритм преобразования дифференциального уравнения деформации конструктивно-ортотропной цилиндрической оболочки в уравнение деформации изотропной цилиндрической оболочки.

Ключевые слова: упругий, упруго-пластический, цилиндрический типы, дифференциальный, деформация, вывод, оболочка.

УДК 539.3

ВПЛИВ ЖОРСТКОСТЕЙ СЕРЕДОВИЩА ТА ВКЛЮЧЕННЯ НА КОНЦЕНТРАЦІЮ НАПРУЖЕНЬ НА ПОВЕРХНІ ВКЛЮЧЕННЯ

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

Постановка проблеми. Під час побудови елементів будівельних конструкцій та різних композитних матеріалів, що використовуються на виробництві, часто виникає необхідність врахування жорсткості основного матеріалу та включень, які можуть бути обумовлені технологією виробництва, що часто послаблює міцність конструкції та призводить до передчасного її руйнування. Дослідження впливу характеру контакту між середовищем та включенням, а також міцнісних характеристик компонент на розподіл напружень, є важливим завданням теорії пружності з погляду побудови композитних матеріалів, стійких до руйнування.

Сучасні конструкційні споруди містять деталі, виготовлені з анізотропних матеріалів, наприклад, склопластик, пластмаси тощо. Такі конструктивні матеріали часто містять неоднорідності у вигляді сфероїдальних включень чи порожнин. За механічних і теплових навантажень на конструкцію в околі цих неоднорідностей виникає нерівномірно розподілене поле напружень, величину якого необхідно враховувати у розрахунку деталей на міцність.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Просторові задачі теорії пружності займають важливе місце серед задач механіки деформованого твердого тіла.

У праці Ю. М. Подільчука [1] єдиним методом побудовані точні розв'язки першої та другої граничних задач теорії пружності для ізотропних тіл канонічної форми. Отримані загальні розв'язки для сфери, циліндра, стиснутого та витягнутого еліпсоїдів тощо.

Актуальною є проблема визначення напруженого стану трансверсально-ізотропного тіла, яке містить таке саме включення за умови неідеального механічного і теплового контактів на межі розділу фаз за дії лінійного механічного або теплового навантаження.

Одним із ефективних методів розв'язку задач теорії пружності є метод Фур'є, який базується на представленні загальних розв'язків рівнянь рівноваги через потенціальні функції [2].

Важливі результати в цьому напрямі отримані у працях вчених: В.Т. Грінченка, Ф.Д. Коваленка, Я.С. Підстригача, Ю.М. Подільчука, І.О. Мотовиловця, К.В. Солянік-Красса, В.Л. Рвачова, Ю.М. Коляно та багатьох інших, в яких побудовані точні розв'язки просторових задач теорії пружності і

статичної термопружності у сферичній, циліндричній, сфероїдальній, параболічній та інших системах координат.

Постановка завдання. Наше завдання – дослідження впливу жорсткостей середовища та включення на концентрацію нормальних і меридіальних напружень на поверхні сфероїдального включення. Перерозподіл напружень від стиску до розтягу, чи, навпаки, в певних зонах може слугувати причиною утворень тріщин, що у свою чергу призводить до руйнування композиту.

Залежно від жорсткостей середовища та включення, контакту між ними, а також від форми дії силового чи температурного поля, необхідно отримати характерні особливості розподілу нормальних та меридіальних напружень на поверхні включення.

Виклад основного матеріалу. У дослідженні розглянуто трансверсально-ізотропне середовище, яке містить включення у формі стиснутого сфероїда. На межі розділу фаз вибрані умови неідеального теплового і механічного контактів [5].

Поставлену задачу розв'язуємо методом Фур'є, який полягає у представленні загального розв'язку рівнянь рівноваги через потенціальні функції [3].

Задовольняючи граничні умови неідеального контакту (2) в [4], отримуємо нескінченну систему лінійних алгебраїчних рівнянь для визначення коефіцієнтів розкладу, яка розв'язується методом редукції.

Розрахунок термонапруженого стану трансверсально-ізотропного середовища зі сфероїдальним включенням під дією лінійного температурного поля, вздовж осі OZ, здійснювали в умовах неідеального контакту для матеріалів із пружними характеристиками:

включення $-(10^{10}\text{Н/м}^2)$ $\tilde{c}_{11} = 5,97$;
 $\tilde{c}_{12} = 2,62$; $\tilde{c}_{13} = 2,17$; $\tilde{c}_{23} = 6,17$;
 $\tilde{c}_{44} = 1,64$; середовище –

(10^{10}Н/м^2) $c_{11} = 30,7$; $c_{12} = 16,5$;
 $c_{13} = 10,3$; $c_{23} = 35,81$; $c_{44} = 7,53$.

Усі інші – $c_{ij} = 0$ – як для включення,

так і для середовища.

Усі інші – $c_{ij} = 0$ – як для включення, так і для середовища.

На рисунку наведено графіки напружено-деформівного стану, що досягається на екваторі включення ($\theta = \pi/2$) залежно від співвідношення пружних властивостей G/G' середовища та включення на поверхні сфероїдального включення у випадку розтягу вздовж осі OZ.

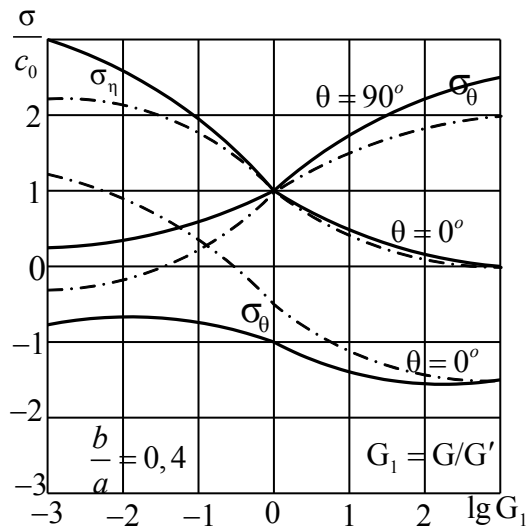


Рис. Концентрація напружень залежно від жорсткостей за умови розтягу вздовж OZ.

Висновки. Аналізуючи отримані результати, бачимо, що за умови значного зменшення жорсткості включення ($G/G' \rightarrow \infty$) неідеальний механічний контакт обумовлює менший вплив на розподіл напружень σ_n і σ_θ (неідеальному контакту відповідають суцільні лінії). Значення напружень у цьому разі прямують до відповідних значень на поверхні. Коли ж жорсткості середовища і включення майже однакові – $G/G' \rightarrow 1$, неідеальний механічний контакт призводить до неоднорідності напружено-деформівного поля, на відміну від умов повного спаю (ідеальному контакту – пунктирні лінії). У цьому разі неідеальність контакту зумовлює відхилення нормальних напружень на поверхні розділу фаз від відповідних номінальних у середовищі приблизно на 35-40%. Для $G' \rightarrow 0$ спостерігається суттєва відмінність у концентрації напружень залежно від контакту. Зокрема для ідеального контакту концентрація напружень майже зівставна зі значеннями, отриманими для середовища із впаєним жорстким включенням. У разі порушень умов спаю різниця між ними, наприклад, для $\lg(G/G') = -3$ дорівнює відповідно $\sigma_n/c_0 - 18\%$, $\sigma_\theta/c_0 - 30\%$, причому для останньої компоненти спостерігається ще й перерозподіл напружень.

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. І. Напряженное состояние трансверсально-изотропной среды со сфероидальным включением при неидеальном механическом контакте / Я. І. Соколовський, Т. І. 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 // *Доп. НАН України*. – 1996. – № 9. – С. 45-50.
4. Бубняк Т. І. Характеристика концентрації нормальних напружень на поверхні включення / Т. І. Бубняк, В. Т. Якимець // *Вісник Львівського національного аграрного університету: архітектура і сільськогосподарське будівництво*. – 2014. – № 15 – С. 23-27.
5. 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. Вплив жорсткостей середовища та включення на концентрацію напружень на поверхні включення

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

Ключові слова: потенціальні функції, трансверсально-ізоотропне середовище, ідеальний та неідеальний контакти, сфероїд, поле напружень.

Bubnyak T., Yakymets V. Influence of rigidity and enabling environment for the concentration of stresses on the surface of the inclusion

The nature and concentration of the normal meridian stress on the surface of a spheroidal inclusion under ideal and non-ideal mechanical contact between the environment and switching to uniaxial tension.

Key words: potential function, transversely isotropic medium, perfect and imperfect contacts, spheroid, field stresses.

Бубняк Т., Якимець В. Влияние жесткостей среды и включения на концентрацию напряжений на поверхности включения

Исследован характер концентрации нормальных и меридиальных напряжений на поверхности сфероидального включения в условиях идеального и неидеального механических контактов между средой и включением для одноосного растяжения.

Ключевые слова: потенциальные функции, трансверсально-изотропная среда, идеальный и неидеальный контакты, сфероид, поле напряжений.

УДК 624.21:625.745.2

СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНИЙ РОЗРАХУНОК НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МЕТАЛЕВИХ ГОФРОВАНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ВЗАЄМОДІЇ ІЗ ҐРУНТОМ ЗАСІПКИ У ПРОГРАМНОМУ СЕРЕДОВИЩІ NX NASTRAN

В. Ковальчук, к. т. н.

Львівська філія Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту ім. ак. В. Лазаряна

Постановка проблеми. Металеві гофровані конструкції (МГК) вітчизняної та імпортової поставки застосовують на залізницях та автомобільних дорогах України за спорудження водопропускних труб, транспортних шляхопроводів, мостів, галерей, підпірних стін тощо.

Під час проектування металевих гофрованих конструкцій проектувальники зіштовхнулися з проблемою проектування металевих гофрованих конструкцій діаметром понад 3 м. Оскільки вплив нормативних документів ВБН [1] та ВСН [2] поширюється тільки для труб діаметром до 3-х метрів, у проектуванні металевих гофрованих конструкцій діаметром понад 3 м необхідно застосовувати метод скінченних елементів. Проте за використання такого методу немає чітких рекомендації з вибору типів скінченних елементів, моделювання контакту на межі «металева гофрована труба-ґрунт засипки», а також рекомендовані розміри скінченних елементів на межі контакту «труба-ґрунт».

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Точніші розрахунки напружено-деформованого стану металевих гофрованих конструкцій можна отримати за допомогою чисельних розрахунків із використанням методу скінченних елементів [3–5]. Згідно з [4], розрахункова схема МГК повинна адекватно відображати роботу

труби, ґрунтової обійми та основи, а за розрахункову схему потрібно приймати тривимірну модель.

Метод скінченних елементів передбачає дискретизацію суцільного середовища об'єкта певною кількістю скінченних елементів різних форми і розмірів. Цей метод дає змогу розв'язувати задачі, реалізація яких за допомогою аналітичних методів неможлива: це розрахунки просторових конструкцій; врахування чинників будівництва та експлуатації; дослідження об'єктів зі складною структурою та дослідження їх напружено-деформованого стану [6; 7].

Дискретизація суцільного середовища у вигляді елементів, пов'язаних скінченною кількістю вузлових зв'язків, дає змогу зберегти характеристики середовища під час визначення напружено-деформованого стану кожного елемента. Наявність скінченної кількості вузлових зв'язків дає змогу ввести співвідношення між силами, прикладеними до вузлових місць, та викликаними переміщеннями. Це співвідношення зображується матрицею жорсткості елемента [4; 7; 8].

Як показує досвід закордонних практичних розрахунків, основою реалізації скінченного елементного підходу є використання програмних комплексів «Зеніт-97», ANSYS та NX NASTRAN. Крім того, застосування методу скінченних елементів (МСЕ) дало змогу отримати цілком задовільну відповідність розрахункових оцінок напружено-деформованого стану гофрованих конструкцій і ґрунтового середовища засипки. Отже, підтверджується прийнята в недавно розроблених документах-рекомендаціях думка про необхідність виконання розрахунків МГК складного обрису і прогону понад 3 м з використанням МСЕ [2].

Постановка завдання. Наше завдання – розробити алгоритм розрахунку і здійснити розрахунок напружено-деформованого стану металевих гофрованих конструкцій за взаємодії із ґрунтом засипки у програмному середовищі NX NASTRAN.

Виклад основного матеріалу. Для оцінки несучої здатності МГК розроблено схему розрахунку напружено-деформованого стану взаємодії металеві гофрованої труби із ґрунтом засипки, яка показана на рис. 1.

Перед дослідженням напружено-деформованого стану металеві гофрованої конструкції подамо рекомендації з проведення скінченно-елементного моделювання за використання програмного комплексу NX NASTRAN.

У вузлах елементів нижньої частини ґрунтової обійми задаємо нерухомі шарніри, які забороняють лінійні переміщення, а у вузлах елементів бічних граней уводимо заборону горизонтальних переміщень.

Простір ґрунту в пазухах гофрів заповнюємо тривимірними скінченними елементами типу Solid (призмами і тетраедрами), а потім із віддаленням від гофрованої оболонки ґрунт моделюємо гексаедрами. Згущення скінченно-елементної сітки виконуємо у місцях можливої концентрації напружень та в областях контакту спряжених тіл. Зокрема, поблизу гофрів розміри скінченних елементів вибираємо дрібнішими, а решту області розбиваємо елементами більших розмірів. При цьому ґрунтову обійму розбиваємо сіткою тривимірних скінченних елементів типу Solid, а трубу – двовимірними скінченними елементами типу Plate.



Рис. 1. Схема послідовності розрахунку напружено-деформованого стану металевих гофрованих конструкцій за допомогою МСЕ.

Ґрунт розглядаємо, як в'язке однорідне середовище із використанням моделей ідеально-пластичних середовищ у поєднанні з неасоційованими законами пластичності [3], оскільки у програмному комплексі NX NASTRAN реалізована процедура Драккера-Прагера (Drucker-Prager). Як момент настання пластичного стану використовуємо модифікований критерій Мізеса, а для формування неасоційованих законів пластичності – граничну поверхню Кулона-Мора. Для виключення впливу граничних умов, що накладаються по бічних сторонах ґрунту засипки на стан гофрованої конструкції, межу розрахункової області ґрунту вибираємо на відстані $3R$ (де R – горизонтальний розмір конструкції) від бічної сторони конструкції.

Болтові з'єднання, за допомогою яких з'єднують між собою гофролисти, моделюємо жорсткими зв'язками (Coupled DOF).

Вихідні дані до розрахунку МГК. Приймається металева гофрована труба конструкції Multiplate MP 150 довжиною 12,69 м у формі горизонтального еліпса з такими параметрами: внутрішній вертикальний діаметр – 6,20 м, внутрішній горизонтальний діаметр – 6,57 м, довжина хвилі – 150 мм, висота хвилі – 50 мм, товщина металевого листа – 6 мм, щільність цинкового покриття товщиною 85 мікрон (567 г/м^2), питома вага ґрунту засипки становить $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$; модуль деформації ґрунту засипки – $E_0 = 33 \text{ МПа}$; відстань від підшви рейок до верху склепіння труби – $h = 2,04 \text{ м}$; еквівалентне навантаження, відповідно до ДБН В.2.3-14 залежно від довжини і форми лінії впливу – $q = 235,3 \text{ кН/м}$; модуль пружності сталі – $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$; товщина листа гофрованої конструкції – $\delta = 6 \text{ мм}$; коефіцієнт Пуассона матеріалу споруди – $\nu = 0,25$; питома вага матеріалу МГК – $\gamma_{sh} = 145,4 \text{ кН/м}^2$; площа перерізу однієї хвилі гофри – $A = 0,757 \cdot 15 = 11,355 \text{ см}^2$; розрахунковий опір сталі за межею текучості – $R_y = 235 \text{ МПа}$; коефіцієнт умов роботи – $m = 0,9$. Розподіл навантажень за шпалами вздовж колії отримали з розрахунків колії на міцність [10].

У поздовжньому напрямі тіло труби складається з 14-ти кілець, кожне з яких складається з десяти листів, з'єднаних болтами. Оголовки труби виконані за допомогою габйонів системи Террамеш. Модулі розташовуються горизонтальними ярусами. Основою для оголовок слугують габйонні матраци Рено 3:2:0,23 м, встановлені на геотекстиль та сітку секуґрид.

Результати розрахунку елементів конструкції залізничного переходу за різної щільності засипки металевої гофрованої оболонки отримані у програмному середовищі NX NASTRAN.

Напружено-деформований стан фрагмента залізничного переходу загалом має вигляд, який показаний на рис. 2 (масштаб деформацій штучно збільшено для зручності перегляду).

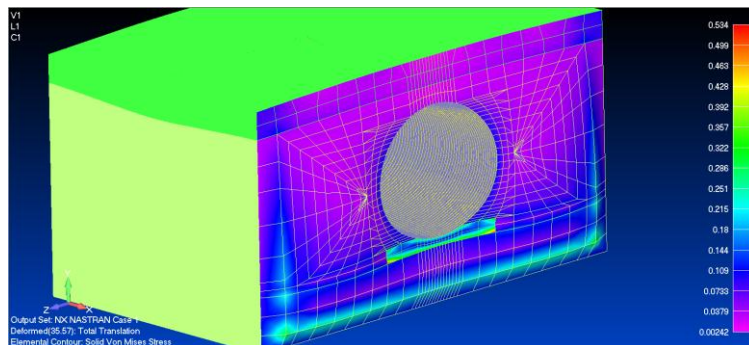


Рис. 2. Розподіл деформацій у металевій гофрованій конструкції.

Напружено-деформований стан гофрованої сталеві оболонки переглядаємо налаштуванням вибіркового перегляду елементів переходу та обираємо еквівалентні напруження в оболонці за теорією міцності Губера-Мізера. Значення напружено-деформованого стану в найбільш характерних точках оболонки наведені на рис. 3 (гофрована оболонка зображена в перерізі).

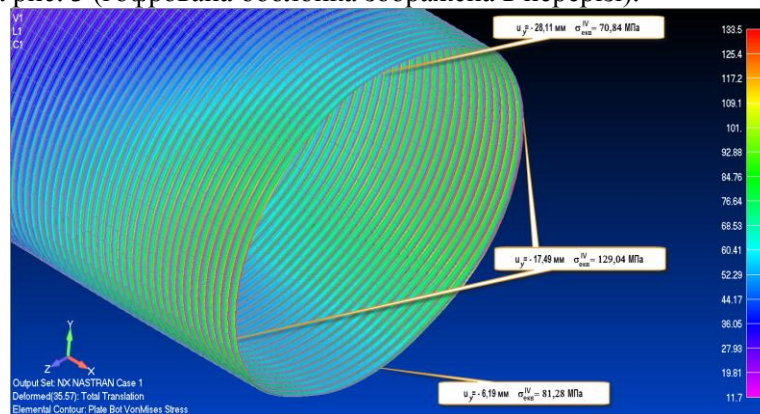


Рис. 3. Розподіл напружень у металевій гофрованій трубі.

Результати розрахунку переміщень показані на рис. 4.

Із проведених розрахунків напружено-деформованого стану металеві гофрованої конструкції випливає, що максимальні напруження виникають на межі горизонтального діаметра труби. І при заданих вихідних даних їх рівень становить 129,04 МПа (див. рис. 3). При цьому максимальні переміщення металеві гофрованої труби виникають у її склепінні (їх величина становить 35,57 мм (див. рис. 4).

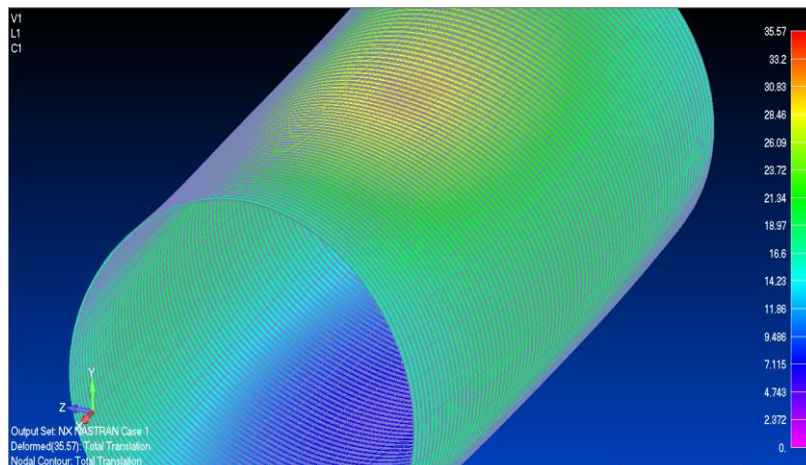


Рис. 4. Розподіл переміщень у металевій гофрованій трубі.

Загалом результати чисельного експерименту свідчать про можливість коректного опису за допомогою МСЕ складних ефектів деформації МГК і ґрунтового середовища за дії високоінтенсивних навантажень.

Висновки. Використання МСЕ у розрахунках системи «навантаження–насип–труба–основа» дає змогу реальніше враховувати регіональні особливості під час проектування, будівництва та експлуатації металевих гофрованих конструкцій.

Бібліографічний список

1. Споруди транспорту. Проектування та будівництво споруд із металевих гофрованих конструкцій на автомобільних дорогах загального користування : посібник до ВБН В.2.3-218-198:2007. – К., 2007. – 122 с.
2. ОДМ 218.2.001-2009 Рекомендации по проектированию водопропускных металлических гофрированных труб : Распоряжение Федерального дорожного агентства от 21 июля 2009 г. – 2009. – № 252-р. – 126 с.
3. Wysokowski A. Obliczenia przepustow Metodą Elementow Skończonych – MES / Wysokowski A., Howis J. – 2011. – № 3 (36). – S. 54–57.
4. Zagrajek T. Metoda elementow skończonych w mechanice konstrukcji. Ćwiczenia z wykorzystaniem ANSYS. Ofi cyna wydawnicza Politechniki Warszawskiej / Zagrajek T., Krzesiński G., Marek P. – Warszawa, 2005.
5. Методические указания по расчету оснований водопропускных труб по деформациям. – М. : ЦНИИС Минтрансстроя СССР, 1974. – 15 с.
6. Клепиков С. Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / Клепиков С. Н. – К. : НИИСК, 1996. – 202 с.
7. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений / А. С. Городецкий, В. И. Зоворицкий, А. И. Лантух-Лященко, А. О. Рассказов. – М. : Транспорт, 1981. – 143 с.
8. Система забезпечення надійності і безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – К. : Держбуд України, 2006. – 78 с.
9. Беляев В. С. Методические основы практических расчетов металлических гофрированных конструкций / В. С. Беляев, М. Л. Сандгартен // Стройметалл. – 2009. – № 1(9). – 17–19 с.
10. Правила розрахунків залізничної колії на міцність і стійкість. ЦП-0117 / Е. І. Даніленко, В. В. Рибкін. – К. : Транспорт України, 2006. – 168 с.

Ковальчук В. Скінченно-елементний розрахунок напружено-деформованого стану металевих гофрованих конструкцій за взаємодії із ґрунтом засипки у програмному середовищі NX NASTRAN

У статті розроблений підхід до визначення напружено-деформованого стану металевих гофрованих труб за взаємодії із ґрунтом засипки. Наведено алгоритм розрахунку НДС, рекомендації із задання типів та розмірів скінченних елементів ґрунтової засипки та металевої гофрованої труби. Проведено розрахунок реального об'єкта металевої гофрованої конструкції, в результаті чого встановлено можливість методу скінченних елементів застосовувати до оцінки несучої здатності металеві гофровані конструкції.

Ключові слова: металева гофрована труба, метод скінченних елементів, напруження, деформації, переміщення.

Kovalchuk V. Finite-element calculation of stress-strain state of corrugated metal structures in the interaction with soil backfill programmed in NX NASTRAN

In the paper developed an approach to determine the deflected mode of the corrugated metal pipes in the interaction with soil backfill is developed. An algorithm for calculating VAT, setting guidelines on the types and measures of the finite element soil backfill and corrugated metal pipe is shown. The calculation of the real object of corrugated metal structures, resulting in the opportunity set of finite element method applied to the evaluation of the bearing capacity of corrugated metal constructions.

Key words: corrugated metal pipe, finite element method, deflected mode, displacement.

Ковальчук В. Конечно-элементный расчет напряженно-деформированного состояния металлических гофрированных конструкций при взаимодействии с грунтом засыпки в программной среде NX NASTRAN

В статье разработан подход к определению напряженно-деформированного состояния металлических гофрированных труб при взаимодействии с грунтом засыпки. Приведен алгоритм расчета НДС, рекомендации по заданию типов и размеров конечных элементов грунтовой засыпки и металлической гофрированной трубы. Проведен расчет реального объекта металлической гофрированной конструкции, в результате чего установлена возможность метода конечных элементов применять к оценке несущей способности металлические гофрированные конструкции.

Ключевые слова: металлическая гофрированная труба, метод конечных элементов, напряжения, деформации, перемещения.

УДК 624.21.004.69

**МЕТОДИКА РЕГУЛЮВАННЯ РІВНОМОМЕНТНОГО СТАНУ
КОМБІНОВАНИХ СТАТИЧНО НЕВИЗНАЧЕНИХ МЕТАЛЕВИХ
КОНСТРУКЦІЙ НА СТАДІЇ ПРОЕКТУВАННЯ**

І. Іваник, к.т.н., С. Віхоть, к.т.н.

Національний університет «Львівська політехніка»

Постановка проблеми. Як показує аналіз роботи комбінованих металевих конструкцій, ефект зменшення витрат матеріалів ще на стадії їх проектування стає більшим за поєднання в сумісній роботі металевих комбінованих конструкцій із залізобетонною плитою [4]. Згідно з розробленою методикою [2; 3], під час проектування на початковому етапі теоретичних розрахунків порівняно легко враховувати будь-які умови роботи конструкції на зовнішнє навантаження.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Під час влаштування елементів посилення за допомогою комбінованих систем використання відомих методів переважно обмежують лише стадією проектування, оскільки в розрахунку існуючих конструкцій виникають певні труднощі з урахуванням дефектів і

пошкоджень. Водночас наявні методи не відображають реальну роботу цілої конструкції, не враховуючи при цьому взаємодію між елементами (шпренгельною частиною), які входять до складу просторової конструкції, внаслідок чого отримуємо результати з певним (до 12%) запасом міцності, відмінною кривою епюр згинальних моментів (особливо в середній частині балки жорсткості) і епюрою поздовжніх сил в елементах підвіски [5] (істотні недонапруження).

Постановка завдання. Наше завдання – дослідити комбіновані металеві конструкції з урахуванням особливості їх регулювання залежно від змін їх геометрії, пружних властивостей і роботи під навантаженням. Запропоновано комплекс розрахункових рішень, що дає змогу раціонально сформулювати напружено деформований стан у перетинах металевих балок двотаврового перерізу, що працюють у складі перекриття чи покриття [1].

Виклад основного матеріалу. Розроблений математичний апарат розрахунку комбінованих систем з урахуванням факторів геометричних і пружних залежностей можна використовувати для розрахунку конструкцій довільної форми.

Сумісне використання методів лінійного програмування і методів лінійно-пружних систем, які в процесі зводяться до розрахунку лінійних алгебраїчних рівнянь, дає змогу прискорити збіжність ітераційного процесу і скоротити час розрахунку на ЕОМ.

Згідно з розробленою методикою [3] розв'язку металевих систем складена програма реалізації алгоритму розрахунку на ЕОМ. На першому етапі розрахунку визначають дані, за допомогою яких формують і записують матрицю апроксимації, складену з коефіцієнтів рівнянь статички, а також матриці податливості.

Блок-схема розрахунку комбінованої металевої конструкції (рис. 1) з урахуванням факторів геометричних і пружних залежностей показана на рис. 2.

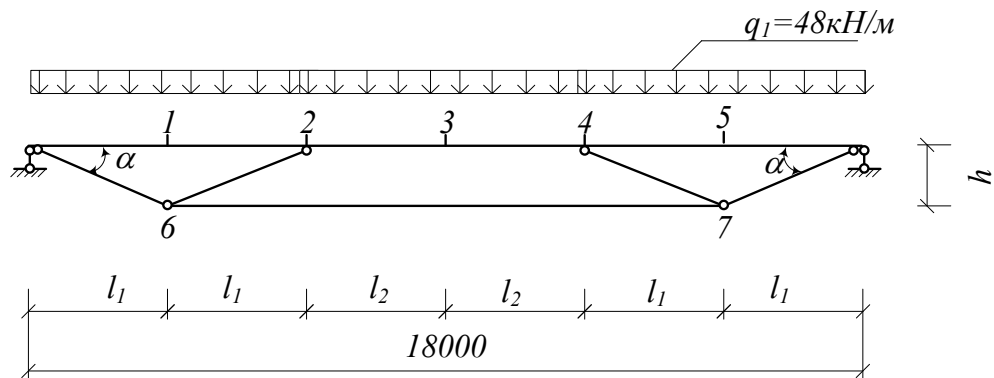


Рис. 1. Схема навантаження однопролітної шпренгельної комбінованої конструкції.

Для комбінованих систем проводили розрахунки зі встановлення реальних діаграм «згинальний момент – прогин», «поздовжня сила – прогин» залежно від зміни геометричних і пружних показників елементів конструкцій, а також величини і місця прикладання зовнішнього навантаження з метою подальшого

використання отриманих діаграм для розрахунків, їх якісної і кількісної оцінки на кінцевий результат розрахунку.

На цьому етапі розраховані:

- експериментальна металева комбінована конструкція;
- металеві комбіновані конструкції з різноманітною геометричною топологією;
- натурна експериментальна металева комбінована конструкція перекриття прольотом 18 м;
- натурна металева комбінована конструкція перекриття і покриття прольотом 10 м;
- натурна металева комбінована конструкція перекриття прольотом 12 м.



Рис. 2. Блок-схема розрахунку комбінованої металевої конструкції.

Теоретичні розрахунки металевих однопролітних конструкцій виконані з метою визначення їх рівнонапруженого стану елементів, оцінки впливу геометричної топології і навантажень для подальшого використання таких

конструкцій у складі багатопролітних розрахункових схем. Зокрема, проведений теоретичний розрахунок комбінованої статично невизначеної конструкції прольотом 18 м (див. рис. 1). Розрахункове навантаження на конструкцію становить $q=48$ кН/м.

У такому разі за фіксованої максимальної висоти комбінованої конструкції (1500 мм) критеріями пошуку рівнонапруженого стану комбінованої конструкції є кут нахилу крайніх підкосів α , довжина крайніх проміжків балки жорсткості – $2l_1$, жорсткісні параметри металевих елементів і величина завантаження конструкції q .

Завантаження базової моделі проводили рівномірно розподіленим навантаженням, яке прикладали на балку, як на симетричне, так і на несиметричне завантаження. У процесі випробувань заміряли прогини в характерних перерізах (посередині прольотів, у місцях вузлових стиків балки і шпренгельної підвіски).

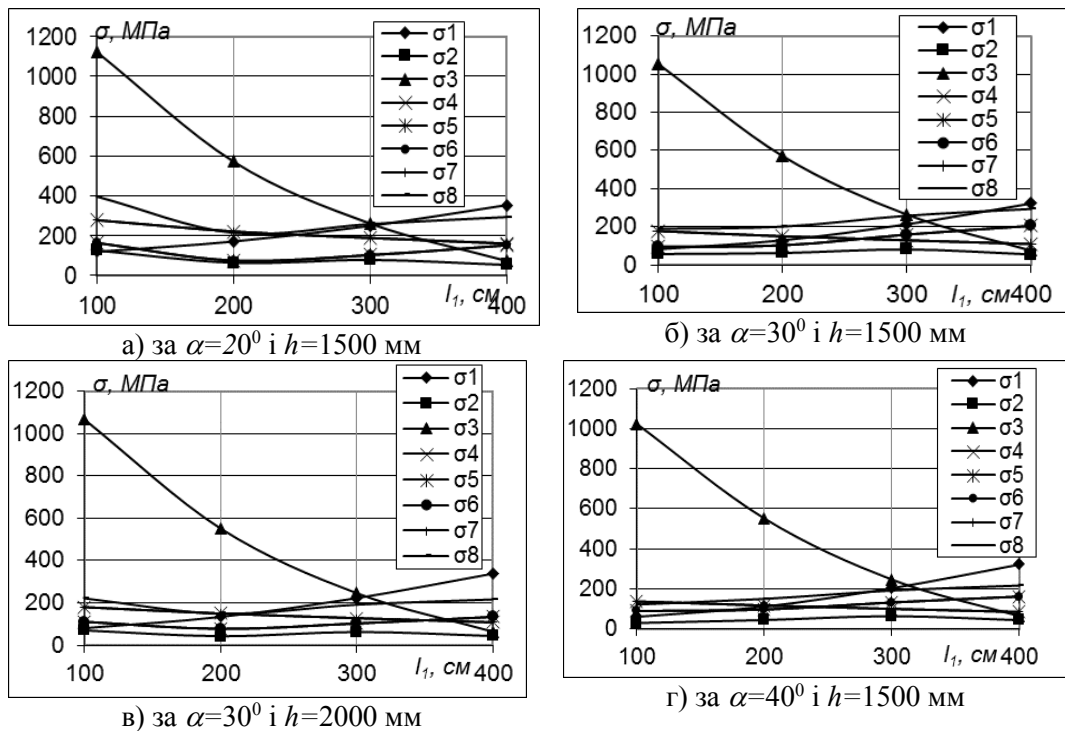


Рис. 3. Залежність напружень в елементах комбінованої конструкції від зміни крайнього прольоту $2l_1$: 1 – напруження в середній частині крайнього прольоту балки; 2 – напруження у вузлі примикання до балки лівого проміжного підкосу; 3 – напруження в середній частині середнього прольоту балки; 4 – напруження в лівому крайньому підкосі; 5 – напруження в лівому проміжному підкосі; 6 – напруження в правому проміжному підкосі; 7 – напруження в правому крайньому підкосі; 8 – напруження в затяжці.

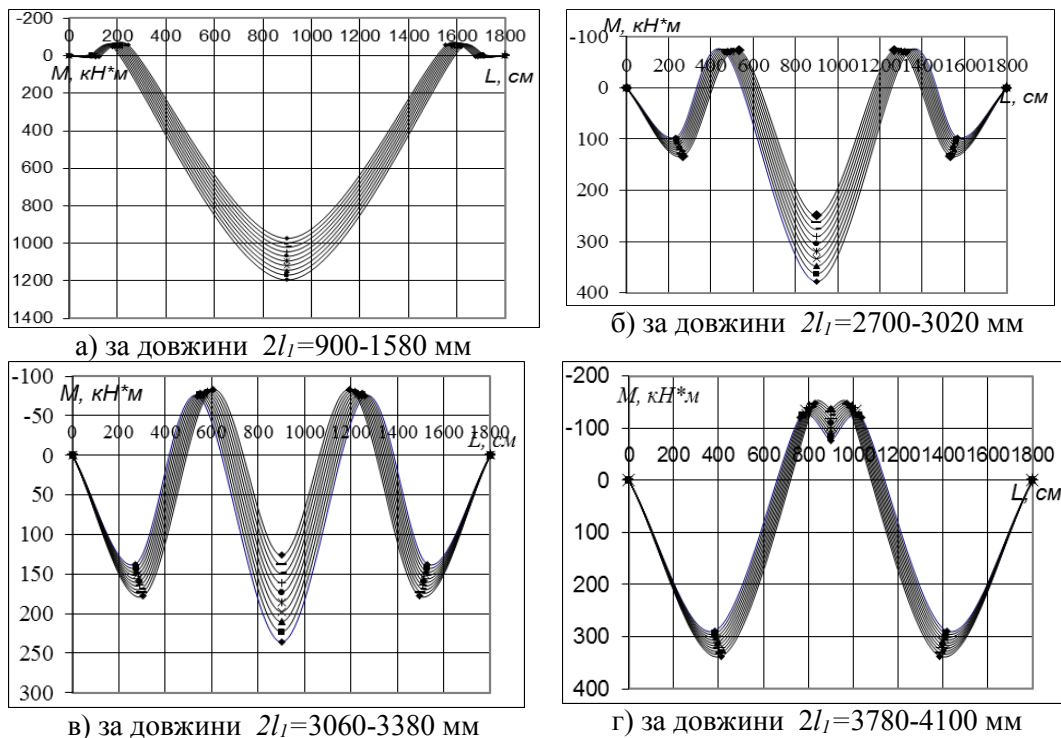


Рис. 4. Залежність згинальних моментів в елементах балки жорсткості шпренгельної комбінованої конструкції від покрокової зміни величини прольоту. $2l_1$.

Як видно з графіків, показаних на рис. 3, найоптимальнішою величиною крайнього прольоту, за якої в елементах конструкцій виникають напруження, близькі до допустимих (рівнонапружений стан), є $l_1=1/6$ прольоту балки.

Найраціональнішим є випадок, показаний на рис. 3 б, за якого величина крайнього прольоту становить $l_1=1/6$ прольоту балки жорсткості, кут нахилу крайнього підкосу $\alpha=30^0$ і висота конструкції – $h=1500$ мм.

Як видно з графіків, показаних на рис. 4, за незначних величин крайнього прольоту ($1/12 L$) згинальні моменти за довжиною балки жорсткості мають характер, подібний до згинальних моментів однопрольотної балки. У такому разі роль елементів підвіски незначна і несуттєво впливає на зміну згинальних моментів.

Як видно з графіків, показаних на рис. 4, за незначних величин крайнього прольоту ($1/12 L$) згинальні моменти вздовж балки жорсткості мають характер, подібний до згинальних моментів однопролітної балки (рис. 4 а). У такому разі роль елементів нижньої підвіски незначна і неістотно впливає на зміну згинальних моментів.

За величин крайнього прольоту ($1/7...1/6 L$) роль елементів нижньої підвіски в шпренгельній комбінованій конструкції була домінуючою (рис. 4 б, 4 в). У таких випадках вздовж балки жорсткості існують як від'ємні (в опорних проміжних перерізах), так і додатні згинальні моменти. У випадку за величини крайнього прольоту $1/6 L$ характер епюри згинальних моментів у балці жорсткості близький до рівномоментного.

За більших величин крайніх прольотів конфігурація епюри згинальних моментів має характер як для балки з проміжною опорою з тією відмінною, що згинальний від'ємний момент є меншим за пролітні (рис. 4 г).

Із графіків, показаних на рис. 4, бачимо, що найбільш раціональними для проектування є параметри балки за висоти $h=1500$ мм, навантаження $q=50$ кН і довжини крайнього прольоту $l_1=3000$ мм, та за висоти $h=2000$ мм, навантаження $q=50$ кН і довжини крайнього прольоту $l_1=3000$ мм.

Порівняння теоретичних значень вертикальних переміщень умовних вузлів балок, розрахованих за запропонованою методикою, з експериментальними вздовж прольоту балки і залежно від зміни зовнішнього навантаження в певних умовних вузлах показали досить близьку їхню збіжність. Різниця теоретичних і експериментальних результатів залежно від величини зовнішнього навантаження становила 0 – 3% (рис. 5).

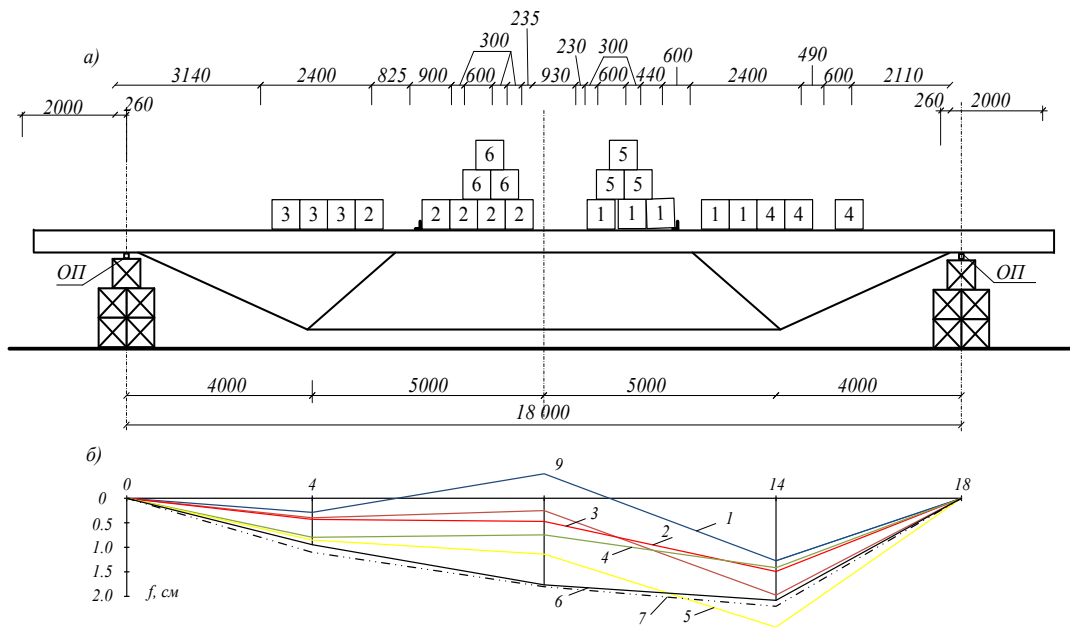


Рис. 5. Випробування комбінованої статично невизначеної конструкції: а) схема завантаження конструкції; б) епюри прогинів балки жорсткості: 1–6 – прогини балки жорсткості, експериментальні за стадій навантаження 1–6, 7 – прогини балки жорсткості теоретичні з розрахунку навантаження за стадії 6.

Висновки

1. Проведені розрахунки статично-невизначеної комбінованої металеві конструкції згідно з розробленою методикою, алгоритмом і програмним забезпеченням показали можливість їх використання в реальному проектуванні і будівництві.

2. Отримані згідно з розробленою методикою і алгоритмом у процесі розрахунків результати коректніше відображають дійсну роботу конструкції загалом порівняно з іншими відомими методиками.

3. Використання методики і алгоритму розрахунку комбінованих металевих конструкцій поширюється і для існуючих прогонових будов з виявленими в них у процесі попереднього обстеження дефектів і пошкоджень, а також для регулювання зусиль у таких системах. Теоретичні значення вертикальних переміщень вузлів балки жорсткості з експериментальними за довжиною прольоту балки жорсткості показали досить близьку їхню збіжність. Різниця теоретичних і експериментальних результатів залежно від величини зовнішнього навантаження становила 0-8%.

Бібліографічний список

1. Іваник І. Г. Розрахунок комбінованих конструкцій з використанням методу введення уявних шарнірів / І. Г. Іваник, С. І. Віхоть // Теорія і практика будівництва : Вісник НУ "Львівська політехніка". – 2005. – № 545. – С. 74-78.
2. Кваша В. Г. Інженерний метод просторового розрахунку плитно-ребрих залізобетонних систем / В. Г. Кваша, І. Г. Іваник // Проблеми теорії і практики залізобетону : зб. наук. ст. Полтавського державного технічного університету ім. Кондратюка. – 1997. – Вип. 2. – С. 186-189.
3. Іваник І. Г. Розрахунок статично невизначених конструкцій / І. Г. Іваник, М. В. Гоголь, С. І. Віхоть // Дороги і мости : зб. наук. ст. – 2006. – № 6. – К., 2006. – С. 33-42.
4. Клименко Ф. Е. Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием / Ф. Е. Клименко. – К. : Будівельник, 1984. – 88 с.
5. Віхоть С.І. Міцність і деформативність комбінованих металевих конструкцій з урахуванням раціонального проектування : автореф. дис. канд. техн. наук / С. І. Віхоть. – Львів, 2015. – 20 с.

Іваник І., Віхоть С. Методика регулювання рівномоментного стану комбінованих статично невизначених металевих конструкцій на стадії проектування

Проведено теоретичні дослідження статично невизначених шпренгельних металевих комбінованих конструкцій. Отримані у процесі математичних розрахунків на стадії проектування результати теоретичних досліджень металеві шпренгельної комбінованої конструкції дають змогу використовувати їх як несучі елементи легких перекриттів у складі залізобетонної плити.

Ключові слова: комбінована шпренгельна конструкція, напружено-деформований стан, дослідження, міцність, деформативність.

Иванык И., Вихоть С. Методика регулирования равномоментного состояния комбинированных статически неопределимых металлических конструкций на стадии проектирования

В статье проведены теоретические исследования статически неопределенных шпренгельных металлических комбинированных конструкций. Полученные в ходе математических расчетов на стадии проектирования результаты теоретических исследований металлической шпренгельной комбинированной конструкции дают возможность использовать их в качестве несущих элементов легких перекрытий в составе железобетонной плиты.

Ключевые слова: комбинированная шпренгельная конструкция, напряженно-деформированное состояние, исследования, прочность, деформативность.

Ivanyk I., Vikhot S. Method of combined control exactly moment states indefinite metal structures in stages of design

Theoretical researches statically of the indefinite combined constructions are conducted. Got during mathematical calculations on the stage of planning the results of theoretical researches of the metallic combined statically indefinite construction enable to use the constructions of such a type in quality the staples of easy permanent ceilings of the reinforced concretes.

Key words: combined trussing design, stress-strain state, research, strength, deformability.

РОЗДІЛ 2

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ Й ДІАГНОСТИКА РОБОТИ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ І КОНСТРУКЦІЙ

УДК 624.074

ДОСЛІДЖЕННЯ НАТУРНОЇ 35-МЕТРОВОЇ АРКИ ЯК ЕЛЕМЕНТА КУПОЛА

*І. Добрянський, д.т.н.
Львівський національний аграрний університет
Ю. Вибранець, інженер-проектувальник
ТзОВ Спецпроектбуд*

Постановка проблеми. Важливим шляхом вирішення будівельних проблем і зменшення матеріаломісткості будівництва є застосування просторових конструкцій. Підвищення ефективності таких конструкцій дає змогу ще ефективніше використати їх переваги. Рациональний перерозподіл зусиль від власної ваги купола дозволяє покращити його роботу. А враховуючи те, що власна вага залізобетонних конструкцій становить істотну частку всіх навантажень, ефективний її розподіл значно поліпшує роботу конструкції на експлуатаційній стадії.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Дослідженню залізобетонних складчастих куполів присвячена праця [3]. Дослідження проводили на реальному 42,4-метровому куполі в м. Шепетівці. Враховуючи складність проведення досліджень в умовах реальної великопролітної просторової конструкції, складність довантаження, неможливість доведення будівлі до руйнівних навантажень, наше дослідження потребує доопрацювання.

Праця [4], навпаки, досліджувала масштабну модель купола. Незважаючи на те, що отримана схема руйнування і визначені руйнівні зусилля, масштабний фактор теж залишає певні питання.

У праці [2] автори дають теоретичне обґрунтування проведеним дослідженням.

Постановка завдання. У процесі досліджень необхідно: включити в роботу складки відповідно до їх роботи у складі купола на різних етапах спорудження; встановити зусилля в складках і їх деформативність; підтвердити ефективність попереднього регулювання зусиль.

Виклад основного матеріалу. Ребристий купол за розрахунку на вертикальне осесиметричне навантаження може бути розбитий на окремі плоскі арки, кожна з яких сприймає навантаження зі своєї вантажної площі [1]. За

шарнірного прикріплення ребер до верхнього опорного кільця і невеликого його діаметра можна вважати, що ребра працюють як тришарнірні арки.

За розрахунку купола на горизонтальне вітрове або несиметричне вертикальне навантаження розрахункову схему можна подати так (рис. 1).

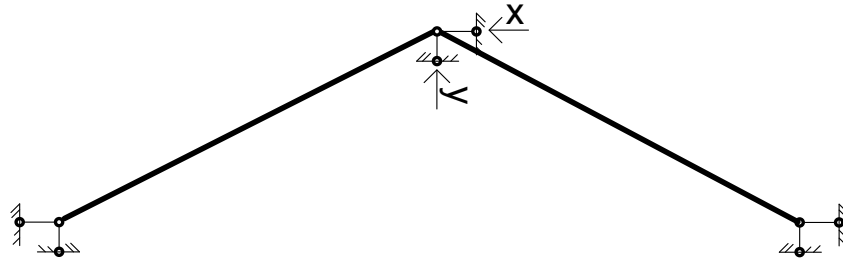


Рис. 1. Розрахункова схема купола за осесиметричного навантаження.

Якщо розпір сприймається розпірним кільцем, то воно може бути замінене умовною затяжкою, що знаходиться в площині арки, і її пружні деформації дорівнюють пружним деформаціям кільця в діаметральному напрямку. Верхнє опорне кільце теж має свої деформації. Враховуючи пружність і складний характер його роботи, розрахункову схему можна показати так (рис. 2).

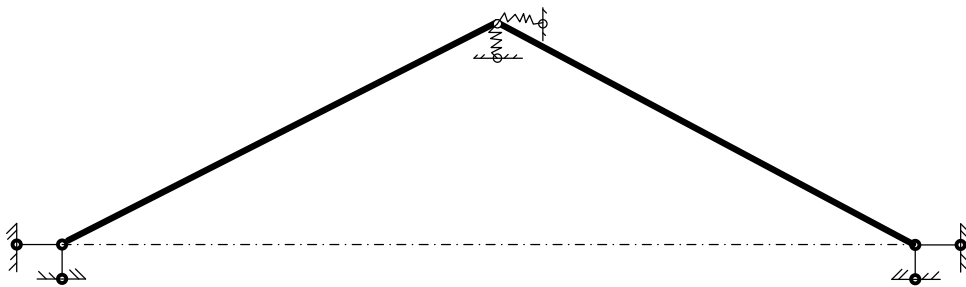


Рис. 2. Розрахункова схема купола з урахуванням податливості верхнього опорного кільця.

У Львівському політехнічному інституті запропонована і реалізована конструкція збірних складчастих залізобетонних куполів діаметром 42,4 м. Конструктивно купол складається з ребристих залізобетонних пірамідальних трапецієподібних у плані складок, які шарнірно опираються на нижнє металеве кільце та жорстко зв'язуються з верхнім монолітним сталобетонним. Тонкостінні ребристі 18-метрові складки завширшки від 0,5 до 3 м мають із вузького торця суцільні ділянки довжиною 1,75 м, завдяки чому купол, зібраний з них, поділяється на складчасту і суцільну частини. Поперечна жорсткість складок мала, кільцеві зусилля, що виникають у складчастій частині купола, незначні, і під час розрахунку ними можна знехтувати. Суцільна частина купола спроможна

сприймати стискальні кільцеві зусилля, але через відсутність відповідних в'язів у стиках між складками не сприймає розтягувальних.

На різних етапах зведення купола його елементи працюють за різними статичними схемами [5], і кінцевий їх напружений стан значною мірою залежить від послідовності робіт з омонолічування купола та зняття його з монтажної опори.

Для перевірки роботи купола проведено дослідження 35,2-метрової арки як його фрагмента. Конструктивно арка складалася з двох 18-метрових складок, які використовувалися для спорудження куполів у м. Хмельницьку. Складки тонкостінні, з поздовжніми і поперечними ребрами. Широкими (нижніми) частинами складки встановлювалися на фундаментні блоки і через металеві траверси стягувалися затяжками з двох стрижнів арматури А400С діаметром 28 мм. Жорсткість затяжок відповідала жорсткості металевого кільця реального купола. Вузкими (верхніми) частинами складки опиралися на центральну башту, складену також з фундаментних блоків. Нахил складок відповідав їх ухилу в куполі. В коньковій частині встановлений авторський металевий вузол, який скріплює складки в арку і давав змогу створювати різні конструктивні схеми у процесі проведення експерименту (рис. 3).

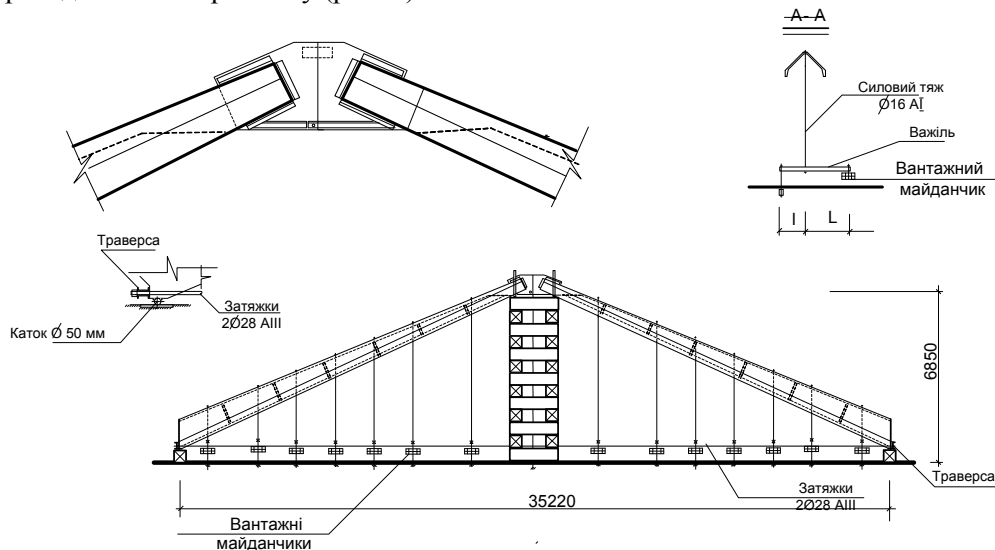


Рис. 3. Конструкція дослідної установки.

Класично залізобетонні складчасті куполи монтуються в одну стадію. Складки встановлюються на опорні столики верхнього і нижнього опорних кілець, шви між ними обетонуються і центральна опора знімається. Автори пропонують двостадійну схему. Після монтажу складок на певній відстані від верхнього кільця обетонується монолітне кільце завширшки 0,5 м. За плавного опускання купола за допомогою спеціальних клинових опор кільце включається в роботу, сприймаючи розпір, але не перешкоджаючи провороту складок, тобто працює як

шарнір. І дві протистоячі складки в куполі можна розглядати як тришарнірні арки. Конструкція в цілому статично визначена. Зусилля від власної ваги раціонально розподіляються в ній. За рахунок виникнення від'ємних моментів на шарнірах пролітні моменти зменшуються. Враховуючи те, що власна вага утворює значну частку всього навантаження залізобетонних конструкцій, раціональний розподіл її суттєво покращує роботу конструкції загалом. Окрім того, під час роботи купола в режимі тришарнірної арки вибирають неминучі технологічні зазори між складками й опорними кільцями, і ці деформації не погіршують розподіл зусиль у куполі.

На додаткове навантаження купол працює як статично невизначена система. Для цього шви між складками і між складками і внутрішнім кільцем повністю омонолічуються. Конструктивно його можна розглядати як двошарнірну арку.

Для відтворення зазначених стадій роботи купола авторський коньковий купол забезпечував роботу конструкції як шарнірно (шарнір розташований на рівні тимчасового омоноліченого кільця в реальному куполі і забезпечувався встановленням металевго пальця діаметром 40 мм), так і жорстко (пластини вузла зварювали металевими кутниками).

Під час дослідження замірювалися прогини в семи перерізах і відносні деформації бетону арки за поздовжніми і поперечними ребрами.

Завантаження арки здійснювали 16-ма зосередженими силами, еквівалентними рівномірно розподіленому навантаженню в реальному куполі. Зусилля передавалося через металевий тяж, пропущений через стик між складками, і траверсу, закріплену одним кінцем у силовій підлозі і завантажену іншим вантажним майданчиком. Плечі траверси підібрані таким чином, що навантаження на кожному етапі на всіх майданчиках було приблизно однакове, а зусилля на арку відповідавало розрахунковому.

На першому етапі складки, оперті на тимчасові опори, працювали як похилі балки. Підтяжкою гайок на затяжках стріла підйому збільшувалася, і конструкція підіймалася над центральною опорою, перетворюючись на тришарнірну арку. Після десятихвилинної витримки знімали відліки з приладів. Металеві пластини конькового вузла зварювали і арка перетворювалася в двошарнірну. У такому стані конструкція довантажувалася додатковим навантаженням. Завантаження здійснювалося силами по 1/10 від розрахункової. Один з етапів дослідження показано на рис. 4.

Після встановлення складок на центральну опору, останні, працюючи за балковою схемою, від власної ваги мали нормальні тріщини на ділянці приблизно 4 м за довжиною, починаючи від 2-х м від вузького торця. Максимальна ширина розкриття цих тріщин складала 0,15 мм. Після того, як складки запрацювали в складі арки в розпір від власної ваги, вказані тріщини повністю закрилися, не відкриваючись до розрахункового навантаження. При цьому фактичний момент тріщиноутворення був більший від розрахункового на 10%.



Рис. 4. Загальний вигляд проведення експерименту.

Максимальний прогин арки від експлуатаційного навантаження склав 9,02 мм, що становить $1/1766 \ll [f]=1/600$ і знаходився на відстані 5,76 м від вузького торця.

Після витримки під розрахунковим навантаженням протягом 12-ти годин навантаження арки продовжили до 2,77 розрахункового (без врахування власної ваги). При цьому в арці будь-яких руйнувань і недопустимих деформацій виявлено не було, а ширина розкриття тріщин нормальних до поздовжньої осі арки не перевищувала 0,2 мм.

Після витримки протягом двох годин навантаження з однієї половини арки було знято, водночас арка виявилася завантаженою одностороннім навантаженням, яке становило 2,8 розрахункового значення одностороннього навантаження (без урахування власної ваги).

Зазначене одностороннє завантаження не викликало будь-яких руйнувань, або недопустимих деформацій арки, а ширина розкриття тріщин не перевищувала 0,25 мм.

Висновки. Проведені дослідження дали змогу максимально наблизити роботу складок до їх роботи в складі купола на всіх етапах його спорудження і експлуатації та підтвердили ефективність регулювання зусиль у куполі двостадійним омонолічуванням.

За міцністю, жорсткістю і тріщиностійкістю пірамідальні складки в складі купола задовольняли вимоги ДБН і можуть бути рекомендовані до застосування в будівництві.

Бібліографічний список

1. Храмов В. П. Особливості розрахунку залізобетонних пірамідальних складок / В. П. Храмов, Ю. М. Вибранець // *Budownictwo I inzynieria srodowiska. Z 32 Aktualne problemy budownictwa I inzynierii srodjwiska.* – Rzeszow, 2000. – С. 53-57.
2. Добрянський І. М. Регулювання зусиль у збірних складчастих залізобетонних куполах на стадії їх спорудження / І. М. Добрянський, Ю. М. Вибранець // *Вісник Львівського*

національного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2010. – № 11. – С. 77-84.

3. Храмцов В. П. Дослідження збірно-монолітного купола в м. Шепетівка / В. П. Храмцов, Р. В. Лісоцький // Вісник державного університету «Львівська політехніка» : Резерви прогресу в архітектурі та будівництві. – 1993. – № 271. – С. 100-103.

4. Храмцов В. П. Дослідження моделі фрагмента купола / В. П. Храмцов, Ю. М. Вибранець, О. Ю. Царинник // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 1996. – С. 166-171.

5. Вибранець Ю. М. Особливості методики розрахунку складчастих збірно-монолітних залізобетонних куполів / Ю. М. Вибранець // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2006. – № 7. – С. 74-77.

Добрянський І., Вибранець Ю. Дослідження натурної 35-метрової арки як елемента купола

Подано результати дослідження 35-метрової залізобетонної арки як складової частини складчастого купола. Експериментально доведено відповідність складок, з яких утворена арка, вимогам ДБН, і ефективність проведення попереднього регулювання зусиль у куполі на стадії його спорудження.

Ключові слова: складки, арка, купол, перерозподіл зусиль у куполі.

Dobriansky I., Vybranets Yu. Study full-scale 35-meter arches as part of the dome

The results of the study 35-meter arches as part of the folded ribbed dome. Experimentally established force in the folds of the arch of the operational and rated load and stiffness. Confirmed the effect of the pre-redistribution efforts in the dome.

Key words: ruffles, arch, dome redistribution effort.

Добрянский И., Выбранец Ю. Исследование натурной 35-метровой арки как элемента купола

Приводятся результаты исследования 35-метровой арки как элемента ребристого складчатого купола. Экспериментально установлены усилия в складках арки от эксплуатационной и расчетной нагрузки и их жесткость. Подтвержден эффект предварительного перераспределения усилий в куполе.

Ключевые слова: складка, арка, купол, перераспределение усилий.

УДК 624.012. 035

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕРІЗІВ БАЛОК, ПОХИЛИХ ДО ПОЗДОВЖНОЇ ОСІ

*А. Мазурак, к.т.н., І. Ковалик, асистент, В. Михайлечко, ст. викладач
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Залізобетон у нашій країні є і буде важливим конструктивним матеріалом будівництва. Це пояснюється великим запасом

сировини для виготовлення в'язучих та заповнювачів, високими конструктивними та експлуатаційними якостями залізобетону. Потужний розвиток промисловості, важкого стаціонарного устаткування та збільшення ваги автотранспортних засобів, які призводять до збільшення навантажень на конструкції, зумовлює потребу в підвищенні вимог до експлуатаційної надійності залізобетонних конструкцій, у тому числі шляхопроводів [1; 4].

Дослідження залізобетонних конструкцій переважно присвячували вивченню їх роботи під дією згинального моменту. Проте всі конструкції, що використовуються в будівництві, сприймають поперечну силу. У більшості конструкцій розрахунки на сприйняття поперечної сили є основними під час прийняття геометричних розмірів, поперечного та поздовжнього армування, хоча проблема опору дії поперечних сил все ще залишається невирішеною. Авторитетні дослідники зі залізобетону пояснюють це складністю напружено-деформованого стану на ділянках одночасної дії поперечної сили і згинального моменту. Відсутність надійної теорії міцності бетону не дає змоги підвести під вирішення такої проблеми теоретичну базу, чим обґрунтовується переважно експериментальний характер досліджень.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Несуча здатність залізобетонних елементів дії, похилих до поздовжньої осі, є однією з актуальних проблем теорії залізобетону. Зазначеній проблемі присвятили свої праці Бабич Є.М., Барашиков А.Я., Бачинський М.С., Борисшанський В.Я., Васильєв П.І., Гвоздев О.О., Генієв Г.А., Дорофєєв В.С., Зайцев Ю.В., Залесов О.С., Ільїн О.Ф., Карпенко М.І., Карпюк В.М., Клімов Ю.А., Митрофанов В.П., Ониськів Б.М. та ін.

Підсилення залізобетонних елементів за несучою здатністю похилих перерізів стало актуальним сьогодні, у зв'язку із введенням нових нормативних документів [5; 6], тому таку проблему активно досліджує низка науковців [1–4]. На підставі результатів численних експериментальних досліджень складена картина напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій.

Складене чітке уявлення про внутрішні зусилля, що діють на приопорну частину елемента: зусилля в бетоні стиснутої зони над вершиною критичної похилої тріщини; осьове і нагельне зусилля в поздовжній арматурі в місці її перетину критичною похилою тріщиною; осьове і нагельне зусилля в поперечній арматурі в місцях її перерізу критичною похилою тріщиною; сили зачеплення.

Постановка завдання. Наше завдання – оцінка підсилених залізобетонних балкових елементів за несучою здатністю та деформативністю балкових перерізів, похилих до поздовжньої осі, виконання експериментальних досліджень і аналіз теоретико-експериментальних досліджень підсилених залізобетонних балок.

Виклад основного матеріалу. Об'єктами для проведення експериментальних досліджень були експериментальні залізобетонні зразки, які підсилювались нарощуванням завдяки збільшенню поперечного перерізу елементів за рахунок нанесення шару бетону на бокові поверхні. Загальна кількість зразків становила вісім балок, з яких: два непідсилених зразки Б-1, Б-2 із проектними розмірами ($L \times h \times b$) 2300 x 245 x 80 мм та чотирма підсиленими балками Б-3П, Б-4П, Б-5П, Б-6П, розміри ($L \times h \times b$) 2300 x 245 x 120 мм. Головні балки були армовані

металевими каркасами з робочою поздовжньою арматурою Ø16 A400C, верхньою арматурою Ø10 A400C та поперечною Ø6 A240C.

Підсилення проводили встановленням металевих каркасів на бокову поверхню головної балки з поздовжньою робочою арматурою Ø12 A400C, верхньою Ø6 A240C та поперечною Ø6 A240C. Крок арматури поперечних стрижнів Ø6 мм у металевих каркасах приймали 120-125 мм. Стрижні поперечної арматури були об'єднані з поздовжньою арматурою в'язальним дротом без використання зварювання. Міцність бетону експериментальних балок становила $f_{ck} = 27,74$ МПа, бетон підсилення – $f_{ck} = 31,00$ МПа.

Дослідження залізобетонних балкових елементів полягало у визначенні несучої здатності похилих перерізів непідсиленних балок та балок із підсиленням зосередженим навантаженням, за кроку завантаження, що дорівнював 1/10 від руйнівного розрахункового навантаження із прикладанням до нього механічного навантаження гідравлічним домкратом потужністю 250 кН. Випробовували балки на двох металевих опорах, основою яких були кільцеві динамометри та робочий прогін $l_0=2000$ мм. Зразки були запроектовані так, щоб руйнування проходило після втрати несучої здатності похилих перерізів, яке отримували на приопорних ділянках плечем прикладання сили ($a = 350$ мм). Контрольними значеннями для наступних підсиленних зразків слугували покази, отримані під час визначення несучої здатності на границі текучості непідсиленних балок, яка становить 0,78–0,82 від руйнівного.

Деформації бетону в зразках під час визначення похилих перерізів вимірювали за допомогою мікроіндикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм, на металевих фіксаторах, які приклеювали на бокові поверхні балки з базою 160-215 мм у приопорних зонах. Мікроіндикатори закріплювали у вертикальному положенні та з кутом нахилу 45°, що давало змогу отримувати розширену картину деформацій бетону за збільшення похилої тріщини на всіх рівнях грані перерізу (рис. 1).

За деформаціями поперечної робочої арматури стежили влаштуванням мікроіндикаторів на спеціальних тримачах, прикріплених до виносних стрижнів, які прикріплювали до поперечної арматури під час виготовлення зразка. Для виготовлення балок на металеві анкери були натягнуті гумові накладки, які після затвердіння бетону в балках були забрані, що забезпечило утворення невеликого простору, створеного навколо них на всю глибину захисного шару бетону, який забезпечував переміщення з робочою арматурою під час проведення експерименту та зняття показів.

Додатково на поперечну арматуру наклеювали тензорезистори з базою виміру 20 мм суцільним ланцюгом у спеціально виготовлені заглиблення й захищені епоксидним клеєм.

Покази тензорезисторів знімали за допомогою електронного вимірювача деформацій АИД-4М та комутуючого пристрою.

За запропонованою методикою досліджень і розміщення вимірювальних приладів було одержано необхідні дані для оцінки несучої здатності і

деформативності підсилених залізобетонних балок на приопорних ділянках похилих до поздовжньої осі перерізів.

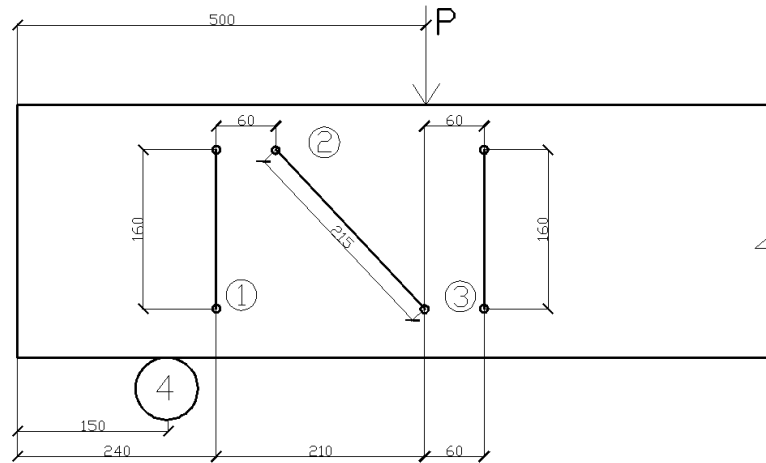


Рис. 1. Схема розміщення мікроіндикаторів на дослідних балках під час визначення деформацій: 1; 2; 3 – мікроіндикатори; 4 – динамометр.

Результати досліджень. Аналіз теоретичних та експериментальних досліджень дав змогу виокремити три характерні етапи роботи експериментальних балок за навантаження:

На першому етапі роботи зразків у бетоні, стрижневій арматурі виникають переважно пружні деформації. Деформації стиску і розтягу бетону розподіляються за висотою. Поздовжня і поперечна арматура деформується разом з навколишнім бетоном.

На другому етапі у прогоні утворюються нормальні та похилі тріщини. Спочатку всі тріщини утворювалися поблизу найбільш розтягнутої грані бетону, де визначальними для їх утворення є саме деформації розтягу бетону, спричинені дією згинальних моментів.

За творення похилих тріщин виникають істотні кількісні та якісні зміни напружено-деформованого стану елемента загалом, бетону, поздовжньої та поперечної арматури зокрема. Похилі тріщини у процесі розвитку зумовлюють перерозподіл деформацій бетону за висотою й довжиною елемента, найбільш значні біля проходження критичної похилої тріщини.

Із розвитком похилих тріщин максимум деформацій стиску спостерігається у верхній частині стиснутої зони бетону на ділянці прольоту зрізу, наближеній до зосередженої сили.

На третьому етапі зі збільшенням навантаження і розвитком похилих тріщин настає такий момент, коли елемент перестає чинити опір зусиллям, які на нього діють, і відбувається руйнування.

Після отримання результатів експериментальних досліджень та значень теоретичного розрахунку (див. табл.) можна дійти висновку про певну розбіжність у результатах. Деформаційна модель, подана в запропонованій методиці розрахунку, підтверджується створенням великого запасу несучої здатності як для звичайних, так і для балок із підсиленням у межах 43-53 %.

Вимірюючи відносні деформації арматури та бетону, їх порівнювали зі значеннями ε , які відповідали межі текучості σ . Величину ε було отримано випробуванням стандартних зразків арматурної сталі з одночасним записом діаграми “ σ - ε ”. Поперечна сила, за якої відносні деформації арматури дорівнюють значенню ε , була граничною – $0,76 M$ – для балок Б-1, Б-2, Б-3П, Б-4П, Б-5П, Б-6П.

Таблиця

Несуча здатність експериментальних балок

№ з/п	Шифр балок	Геометричні розміри $b \times h$, мм	Значення згинальних моментів, VRd (кНм)		Відношення між ДБН та дослідними балками $\frac{\text{Дос. балк.} - \text{ДБН}}{\text{Дос. балк.}}$
			розрахунок за ДБН	Експеримент. значення	
1	Б-1	80x247	28,92	61,1	53%
2	Б-2	79x246	28,92	60,5	52%
3	Б-3П	121x246	58,74	104,7	44%
4	Б-4П	120x248	58,74	102,8	43%
5	Б-5П	119x245	58,74	103,5	43%
6	Б-6П	121x247	58,74	104,2	44%

Графіки залежності деформацій бетону та арматури дослідних зразків Б-1 і Б-3П, які подані на рис. 2–5, показують зростання деформацій за висотою перерізу із отриманням значень на припорних ділянках. На графіках деформацій бетону розбіжність між теоретичними та експериментальними значеннями становить до 8%.

Висновки. На основі експериментальних досліджень несучої здатності похилих перерізів залізобетонних зразків спостерігається розбіжність між теоретичними значеннями за новим ДБН В.2.6.-98:2009 над реальними значеннями, отриманими під час випробування дослідних зразків, яка становить 43-53%.

Аналіз розрахункових та експериментальних величин балок показав розбіжність деформацій бетону та арматури, яка становить не більше, ніж 8%, у бік перевищення експериментальних величин над теоретичними. Тобто деформаційна модель реально оцінює деформації залізобетонних елементів.

На нашу думку, проблеми несучої здатності та деформативності похилих перерізів потрібно вивчати із різними способами армування припорної зони.



Рис. 2. Графік залежності деформацій бетону балки Б-1 за бази 180 мм.



Рис. 3. Графік залежності деформацій арматури Ø 6 мм балки Б-1.



Рис. 4. Графік залежності деформацій на грані основної частини балки Б-3П за бази 180 мм.



Рис. 5. Графік залежності деформацій арматури Ø 6 мм балки Б-3П.

Бібліографічний список

1. Бабич С. М. Методика випробування підсиленних за похилими перерізами згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях високого рівня / С. М. Бабич, С. В. Мельник // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону : Міжвід. наук.-техн. зб. – К. : ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74, кн. 1. – С. 172-179.

2. Барашиков А. Я. Экспериментальні 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.
3. Міцність та деформативність залізобетонних балок, підсилених після впливу агресивного середовища / З. Я. Бліхарський, Р. В. Вашкевич, Р. Є. Хміль та ін. // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону : Міжвід. наук.-техн. зб. – К. : ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74, кн. 2. – С. 28-35.
4. Гольшев А. Б. Проектирование усиленных железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / А. Б. Гольшев, И. Н. Ткаченко. – К. : Логос, 2001. – 172 с.
5. 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).
6. 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).

Мазурак А., Ковалик І., Михайлечко В. Несуча здатність та деформативність залізобетонних перерізів балок, похилих до поздовжньої осі

Подано методіку розрахунку несучої здатності та деформативності підсилених залізобетонних елементів. Проведено аналіз розрахункових даних із експериментальними стосовно визначення несучої здатності та деформативності.

Ключові слова: залізобетонна балка, поперечне армування, деформативність, похилі перерізи.

Mazurak A., Kovalik I., Mihaylechko V. Bearing strength and deformations reinforce-concrete cuts beams, sloping are to longitudinal axis

In the article is given method of calculation bearing strength and deformation increased reinforceconcrete elements. The analysis of calculation data is conducted with experimental on determination of bearings strength and deformations

Key words: reinforce-concrete beam, transversal reinforcement, deformations, sloping cuts.

Мазурак А., Ковалык И., Михайлечко В. Несущая способность и деформативность железобетонных балок, наклонных к продольной оси

В статье подана методика расчета несущей способности и деформативности усиленных железобетонных элементов. Проведен анализ расчетных данных с экспериментальными по определению несущей способности и деформативности.

Ключевые слова: железобетонная балка, поперечное армирование, деформативность, наклонные перерезы.

УДК 624.07:620.19

РЕЗУЛЬТАТИ ТЕХНІЧНОГО ОБСТЕЖЕННЯ НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ ПЕРЕКРИТТЯ НАД ПЕРШИМ ПОВЕРХОМ ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ ПО ВУЛ. ЗЕЛЕНІЙ, 301 У М. ЛЬВОВІ

*О. Гнатюк, к.т.н., Я. Фамуляк, к.т.н., І. Гризлюк, ст. викладач
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Технічне (експертне) обстеження будівель та споруд – це процес виявлення, дефектів і пошкоджень у несучих і огорожувальних конструкціях, сертифікованих фахівцями за допомогою високоякісного обладнання з подальшою видачею офіційного документа з висновками та рекомендаціями про надійність і можливість подальшої безпечної експлуатації будівлі (споруди) та її конструкцій в існуючих умовах, а також відповідність будівлі вимогам чинних державних норм [1]. Перед виконанням проекту реконструкції необхідне обов'язкове проведення технічного обстеження наявного об'єкта, що підлягає реконструкції, з розрахунком несучої здатності конструкцій для забезпечення фахівців проектною організацією повною інформацією про стан конструкцій [2].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Технічне обстеження проводять згідно з наказом Державного комітету будівництва, архітектури та житлової політики України і Державного комітету України з нагляду за охороною праці № 32/288 від 27.11.97 р. “Про заходи щодо виконання постанови Кабінету Міністрів України від 05.05.97 р. № 409 “Про забезпечення надійності й безпечної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж”.

Постановка завдання. Наше завдання – проаналізувати технічний стан конструкцій перекриття виробничої будівлі ТзОВ “Центральна консалтингова компанія” по вул. Зеленій, 301 у м. Львові (площа перекриття – 7100 км²) над першим поверхом з метою встановлення їх геометричних розмірів, розташування, армування, міцності бетону і арматури, визначення основних дефектів і пошкоджень та несучої здатності перекриття з урахуванням їх впливу.

Виклад основного матеріалу. Досліджувані конструкції перекриття розміщені над першим поверхом секції колишнього головного корпусу ізоляторного заводу на відмітці +6,000 м. Будинок – двоповерховий, з розмірами в плані 66×120 м зі збірним залізобетонним каркасом. Конструкції перекриття – збірні з/б ребристі плити перекриття 5,8×1,2 м та 5,8×0,6 м (добірні) та збірні з/б ригелі прольотом 5,55 м (див. рис.). В окремих місцях влаштовані монолітні ділянки. Конструкція перекриття така: плита перекриття, цементно-піщана стяжка по плитах завтовшки 100 мм (в середньому).

Основні дефекти і пошкодження плит перекриття: нормальні тріщини у поздовжніх ребрах; похилі тріщини на припорних ділянках поздовжніх ребер; оголення і корозія стрижнів поздовжньої робочої арматури; місцеві виколи бетону; несанкціоновані отвори в поличці; низька місцева щільність бетону; оголення і корозія стрижнів арматури плити; сліди замочання бетону [3; 4].

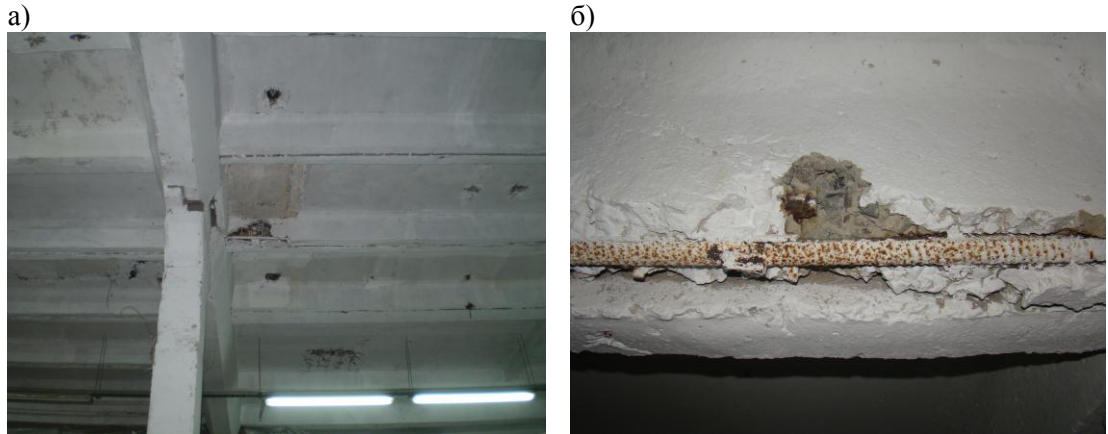


Рис. Обстежувана конструкція перекриття: а – загальний вигляд; б – дефекти.

На основі результатів візуального обстеження складена схема дефектів. Нормальні і похилі тріщини в поздовжніх ребрах виявлені у плитах, які частково втратили свою несучу здатність і перебувають в аварійному стані.

Оголення, і, як наслідок, корозія стрижнів поздовжньої робочої арматури, призводять до розтріскування бетону поздовжніх ребер плити і зменшення площі поперечного перерізу арматури.

Плити з місцевими виколами бетону, несанкціонованими отворами в полиці, низькою місцевою щільністю бетону, оголенням і корозією стрижнів арматури плити, слідами замокання бетону, низькою місцевою щільністю бетону потребують термінового відновлення, інакше їх експлуатація може призвести до аварійного стану.

У результаті проведеного дослідження встановлено, що понад 50% плит мають дефекти і можуть експлуатуватися після проведення робіт з їх відновлення. Плити, в яких наявні сліди корозії арматури, мають знижену несучу здатність до 20% залежно від зменшення площі перерізу арматури та розмірів вилученого з роботи бетону стисненої зони і порушення зчеплення арматури з бетоном. Виявлено також десять аварійних плит, в яких наявні нормальні та похилі тріщини в бетоні поздовжніх ребер і які потребують посилення. Стан більшості плит перекриття – задовільний (категорія II), плит, у яких виявлено дефекти, – непридатний до експлуатації (категорія III) та аварійний (категорія IV) [2].

У результаті візуального огляду виявлені такі дефекти і пошкодження ригелів: оголення і корозія стрижнів поздовжньої робочої арматури; місцеві виколи бетону; низька місцева щільність бетону; оголення і корозія стержнів арматури по боковій поверхні; сліди замокання бетону [3; 4].

Стан ригелів загалом – задовільний (категорія II). Дефекти виявлені у менше ніж 20% ригелів, стан яких – непридатний до експлуатації і які можуть експлуатуватися після проведення робіт з їх відновлення.

Проведений розрахунок несучої здатності обстежених конструкцій перекриття за першою групою граничних станів згідно з чинними нормами.

Висновки. Після проведення робіт з посилення аварійних і відновлення пошкоджених конструкцій перекриття навантаження на перекриття в режимі експлуатації його як складського або виробничого приміщення не повинне перевищувати 14,1 кПа (8,4 кПа – за вирахуванням власної ваги залізобетонних конструкцій та ваги цементно-піщаної стяжки) для ділянок зі задовільним станом перекриття і 11,4 кПа (5,7 кПа) для ділянок, на яких виявлено корозійний знос арматури. З появою понаднормативних деформацій, тріщин та інших дефектів під час проведення реконструкції та під час експлуатації будинку необхідно припинити роботи та негайно провести детальне обстеження конструкцій будинку, в яких виявлені дефекти.

Бібліографічний список

1. Клименко С. В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд / С. В. Клименко. – К. : Центр навчальної літератури, 2004. – 304 с.
2. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – К., 1997. – 144 с.
3. Технічна експлуатація, реконструкція і модернізація будівель і споруд / за ред. А. І. Гавриляка. – Львів : Вид-во НУ “Львівська політехніка”, 2006. – 538 с.
4. Основи реконструкції будівель і споруд : навч. посіб. / за ред. І. Г. Іваніка. – Львів : Вид-во Львівської політехніки, 2010. – 276 с.

Гнатюк О., Фамуляк Я., Гризлюк І. Результати технічного обстеження несучих конструкцій перекриття над першим поверхом виробничої будівлі по вул. Зеленої, 301 у м. Львові

Подані результати обстеження технічного стану конструкцій перекриття над першим поверхом у зв'язку з реконструкцією та влаштуванням виробничих і складських приміщень на другому поверсі будівлі.

Ключові слова: технічне обстеження, реконструкція, конструкції перекриття, дефекти, аварійний, непридатний до експлуатації, задовільний.

Hnatiuk O., Famuliak Ya., Hryzliuk I. The results of the technical inspection of bearing ceiling structures above the first floor of an industrial building on the str. Zelena, 301 in the city of Lviv

The technical state of the ceiling structures above the 1st floor, as a result of technical inspection, in connection with the reconstruction and the unit of production and storage space on the 2nd floor of the building.

Key words: technical inspection, reconstruction, ceiling constructions, defects, emergency, unserviceable. satisfactory.

Гнатюк А., Фамуляк Я., Гризлюк И. Результаты технического обследования несущих конструкций перекрытия над первым этажом производственного здания по ул. Зеленой, 301 в г. Львове

Изложены результаты обследования технического состояния конструкций перекрытия над первым этажом в связи с реконструкцией и устройством производственных и складских помещений на втором этаже здания.

Ключевые слова: техническое обследование, реконструкция, конструкции перекрытия, дефекты, аварийный, непригоден к эксплуатации, удовлетворительный.

УДК 624.012. 035; 693.613.7

МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ПІДСИЛЕНИХ ТОРКРЕТУВАННЯМ, ЗА РІЗНИХ РІВНІВ НАВАНТАЖЕНЬ

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

Постановка проблеми. Різноманітне поєднання причин необхідності підсилення, а також тип і стан будівельних конструкцій, зумовлюють використання різних способів підсилення. Монолітний бетон і залізобетон часто використовують для підсилення залізобетонних конструкцій влаштуванням обойм, сорочок і одного багатостороннього нарощування. Ці методи дають змогу істотно збільшити несучу здатність підсилюваних конструкцій, забезпечити належну стійкість до впливу агресивного середовища, відповідно, продовжити термін експлуатації.

Товщина шару залежить від ступеня підсилення чи ремонту і переважно не перевищує 300 мм. Мінімальну товщину за укладання бетону вібруванням приймають не менше ніж 70–80 мм, а в разі вкладання торкретуванням – не менше за 30–50 мм.

Теоретико-експериментальні дослідження залізобетонних конструкцій, які потребують ремонту чи підсилення, показали, що вони знаходяться у складному напружено-деформованому стані. Залежно від ділянки підсилення чи ремонту залізобетон може бути підданий деформаціям розтягу чи стиску, тобто на поверхнях старого і нового бетону будуть виникати зсувальні зусилля. Тому важливим стає процес забезпечення сумісної роботи шарів нового і старого бетону з урахуванням залишкових напружень до проведення підсилення чи ремонту [1; 3; 5; 6].

Технологія торкретування має суттєві переваги, зокрема можливість нанесення торкрет-бетону на будь-які поверхні, розташовані в будь-якій площині, завдяки високим адгезійним властивостям торкрет-бетону і його самонесучій здатності; хорошу адгезію (зчеплення) торкрет-бетону з поверхнею завдяки набризгу з високою швидкістю і під високим тиском (самоущільнення шару, що наноситься); можливість нанесення шарів різної товщини залежно від наявних конкретних умов і завдань; можливість армування торкрет-бетону (традиційна

арматура або армування фіброю); можливість швидкого зведення несучої конструкції без використання форм (опалубки) і тривалих термінів.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Для підготовки і вивчення зазначеної проблеми було проаналізовано низку літературних джерел, в яких розглянуті різні методики дослідження залізобетонних елементів, у тому числі підсиленних різними способами і матеріалами [1-3].

Дослідження залізобетонних конструкцій подані у працях Є.М. Бабича, А.Я. Барашикова, З.Я. Бліхарського, С.В. Бондаренко, О.І. Валового, О.Б. Голишева, В.Г. Кваші, Г.А. Молодченко, Л.А. Мурашко та інших. На основі цих досліджень були розглянуті ефективні конструктивні рішення з ремонту чи підсилення залізобетонних конструкцій.

Постановка завдання. Наше завдання – оцінка несучої здатності, деформативності, тріщиностійкості підсиленних залізобетонних елементів з урахуванням технології підсилення, розробка методики і проведення експериментальних досліджень підсиленних ЗБЕ з урахуванням залишкових напружень до проведення підсилення.

Проведення експериментальних досліджень. Розрахунок і конструювання експериментальних балок проводили на основі аналізу літературних джерел, чинних норм і досвіду проведення експериментальних досліджень [2; 3].

Для відпрацювання методики було виготовлено три серії експериментальних залізобетонних балок розмірами (Lxhxb) 2300x200x80. Робочий проліт дослідних балок становив 2100 мм. Балки підсилювалися різними способами залежно від серії (рис. 1).

З метою визначення характеристик несучої здатності, деформативності, тріщиностійкості й виявлення впливу рівня навантаження на напружено-деформований стан підсиленних експериментальних балок було проведено їх випробування на згин короткочасним зосередженим навантаженням у третинах прольоту зрізу. Рівень навантаження елементів за підсилення торкретуванням становив 0, 0,32, 0,45, 0,63 від руйнівного за текучістю арматури балок.

Навантаження дослідних зразків практично всіх серій відбувалось у два етапи. Перший етап навантаження – до підсилення, другий – після підсилення балок.

У першому етапі зразки, які доводили до проектного рівня (0,32–0,63), навантажували на стенді зосередженими силами в третині прольоту зрізу, за допомогою тяжів через траверсу і силові пружини з використанням різьбового пристрою [4]. Пружини і різьбові затяжки попередньо протаровані, а також з метою додаткового контролю за навантаженням використовувався важільний ключ з динамометром (рис. 2).

Навантаження прикладали ступенями $\Delta F < 0,05F_{\max}$ з витримкою після кожного ступеня 25 хв. З них 15 хв. відводили для стабілізації деформацій – до знімання показів приладів, і 10 хв. – під час знімання показів.

Під час навантаження фіксували прогини балки, деформації бетону і арматури, проводили контроль за моментом утворення та розвитку тріщин. Процес

розвитку тріщин визначали візуально, та за допомогою мікроскопа МПБ-2 фіксували величину.

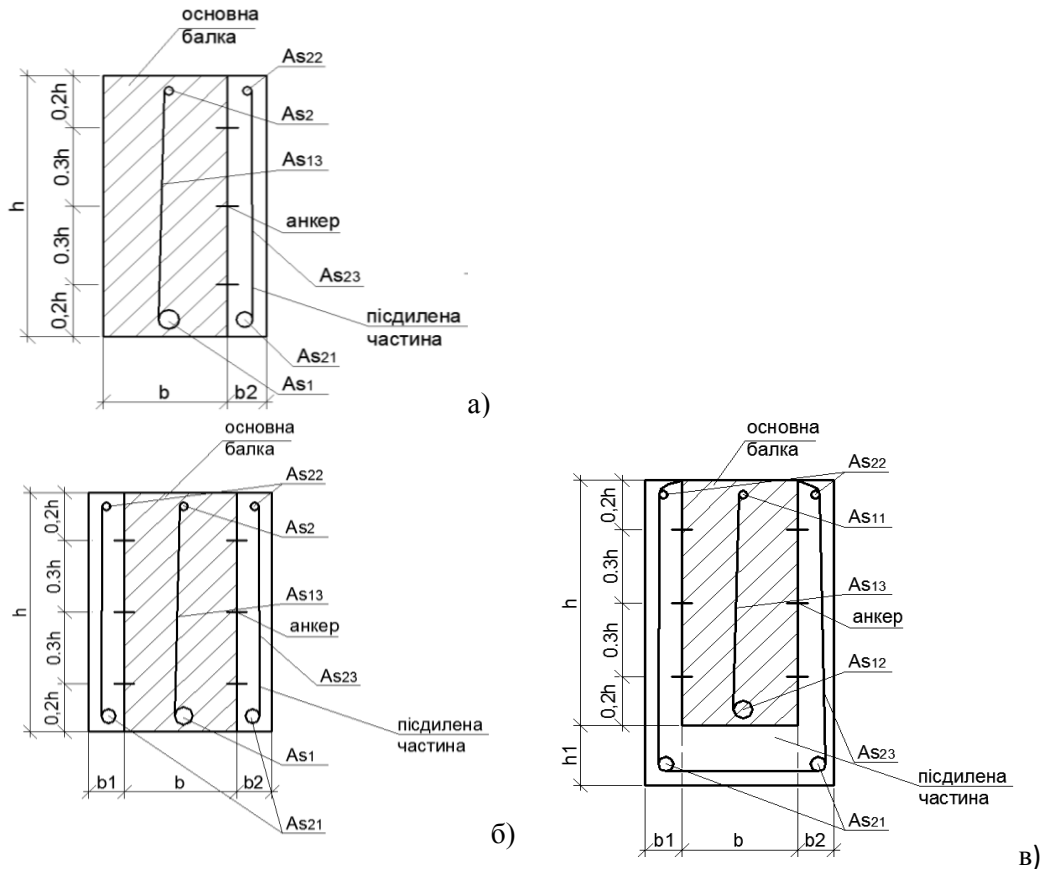


Рис. 1. Схеми підсилення дослідних зразків: а) серія -1; б) серія -2; в) серія -3.

Після періоду витримки (40–226 діб) і контролю за рівнем навантаження (підтягування різьбової затяжки), балку разом із пристроєм розміщували у зручному місці, влаштовуючи навколо ділянки підсилення (для серії 1, 2), рамне обмеження під кутом 45° , з метою запобігання краєвого ефекту, і піддавали торкретуванню. Після дозрівання торкретбетону через три–п'ять діб підсилена балку обробляли й вирівнювали підрізкою її краї (рис. 3). Постійно наглядаючи за дослідними зразками, за 35–77 діб балки разом із пристроєм влаштовували на стенд.

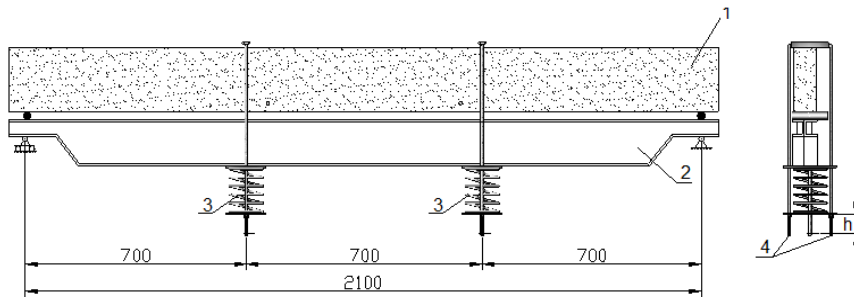


Рис. 2. Схема для створення навантаження на дослідну балку:
 1 – залізобетонна підсилювана балка; 2 – металева траверса; 3 – пружина;
 4 – різьбова затяжка.



Рис. 3. Підготовка підсиленої балки серії 1 після дозрівання бетону.

Другий етап досліджень відбувався безпосередньо на дослідному стенді (рис. 4).

Зосереджені сили прикладали за допомогою гідравлічного домкрата потужністю 250 кН та розподільчої траверси. Значення зусилля контролювали зразковим динамометром, а також двома кільцевими динамометрами, розташованими на опорах балок. При цьому один динамометр був рухомою опорою, спроможний переміщатися в горизонтальному напрямі, інший – нерухомий.

Навантаження прикладали ступенями $\Delta F < 0,05F_{\max}$ до утворення тріщин і далі $\Delta F < 0,1F_{\max}$ з витримкою після кожного ступеня 20 хв. З них 10 хв. відводили

для стабілізації деформацій – до знімання показів приладів, і 10 хв. – під час знімання показів.



Рис. 4. Дослідний стенд експериментальної балки серії 1.

Прогини балок вимірювали за допомогою трьох індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Індикатори кріпили на спеціальній металевій рамі, яка зберігала у процесі деформування балки свою геометричну вісь незмінною і була базисною лінією, від якої відраховували прогини. Незмінність базисної осі забезпечували точковим кріпленням на рівні нейтральної осі вище від опор.

Деформації розтягу і стиску бетону вимірювали за допомогою 8–10 шт мікроіндикаторів годинникового типу з поділками шкали 0,001 мм, на спеціальних компараторах, наклеєних на бокових гранях балки з базою 200 – 400 мм. По одному з кожного боку закріплювали на рівні 115 мм від верхньої грані балки, що дало змогу характеризувати розтягнуту зону бетону. Четвертий рівень – на відстані 100, третій – 60, другий – 20 мм у межах нейтральної осі, а також на верхній грані балки. Деформації бетону в зоні дії максимального згинального моменту за висотою перерізу вимірювали електричними тензодавачами з базою вимірювання 50 мм. Їх наклеювали «ланцюжками» за висотою перерізу по осях мікроіндикаторів і на зовнішній верхній грані балки.

Деформації арматури вимірювали також за допомогою мікроіндикаторів годинникового типу. Їх фіксували на спеціальних тримачах, прикріплених до виносних стрижнів. Виносні стрижневі відводи були закріплені контактним зварюванням до поздовжньої робочої арматури, під час виготовлення каркасів.

Для виготовлення балок на виносні відводи були натягнуті гумові ущільнювачі, які після схоплення бетону в балках забирали, що забезпечило

утворення невеликих порожнин, створених навколо них на всю глибину захисного шару бетону, відповідно, вільне переміщення з робочою арматурою.

Під час випробувань проводили контроль за моментом тріщиноутворення і розвитком тріщин. З метою якісного спостереження за розвитком тріщин на торкретованій поверхні в багатьох балках поверхню фарбували три-чотири рази водоемульсійною густою фарбою або фінішною гіпсовою шпаклівкою. Момент тріщиноутворення визначали за допомогою мікроскопа МПБ-2. Додатковою інформацією появи тріщин були «стрибки» або «випадання» в показах тензодавачів нижньої зони, через які вона пройшла. За допомогою мікроскопа МПБ-2 вимірювали ширину розкриття тріщин. Процес проходження і фіксації розвитку тріщин відбувався після кожного ступеня навантаження, результати заносили в журнал випробувань.

Висновки. Запропонована методика дала змогу оцінити характеристики несучої здатності тріщиностійкості, деформативності підсиленних торкретуванням балкових зразків з урахуванням залишкових напружень до підсилення.

Бібліографічний список

1. Бліхарський З. Я. Експериментально-теоретичні дослідження міцності залізобетонних балок, підсиленних під навантаженням / З. Я. Бліхарський, Я. В. Римар, Д. І. Дубіжанський // Вісник Національного університету "Львівська політехніка" : теорія та практика будівництва. – 2007. – № 600. – С. 19-22.
2. Мазурак А. В. Несуча здатність попередньо напружених сталобетонних балок на ділянках дії поперечних сил : монографія / А. В. Мазурак, Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш. – Львів : ЛДАУ, 2000. – 161 с.
3. Методика експериментальних досліджень підсиленних залізобетонних елементів за різних рівнів навантажень / А. В. Мазурак, В. М. Калітовський, І. В. Ковалик та ін. // Вісник Львівського національного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2011. – № 12. – С. 83 – 88.
4. Пат. на корисну модель № 74297 У Україна, МПК G01N 3/00. Пристрій для створення тривалого регульованого навантаження при дослідженні балочних елементів, підсиленних торкретуванням / А. Мазурак, І. Ковалик, В. Михайлечко, В. Калітовський; заявник та власник пат. Львівський національний аграрний університет. – № у 2012 03720 ; заявл. 27.03.12 ; опубл. 25.10.12, Бюл. № 20.
5. Розрахунок міцності залізобетонних елементів підсиленних за різних рівнів навантажень / А. В. Мазурак, Р. А. Шмиг, І. В. Ковалик, М. В. Садовий // зб. наук. пр. у 2-х кн. : Будівельні конструкції. – К. : ДП НДІБК, 2013. – Вип. 78, кн. 2. – С. 499–504.
6. Салійчук Л. В. Експериментальні дослідження та теоретичне обґрунтування міцності і анкерування в бетоні вклеєних стержневих анкерів при зсуві / Л. В. Салійчук // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону : Міжвід. наук.-техн. зб. – 2011. Вип. 74, кн. 2. – К. : ДП НДІБК, 2011. – С. 494-506.

Мазурак А., Ковалик І., Михайлечко В., Амброзяк П. Методика експериментальних досліджень залізобетонних елементів підсиленних торкретуванням, за різних рівнів навантажень

На підставі проведених експериментальних досліджень запропонована методика оцінки несучої здатності, деформативності і тріщиностійкості

залізобетонних конструкцій, підданих підсиленню торкретуванням за різних рівнів навантаження.

Ключові слова: несуча здатність, деформативність, тріщиностійкість, міцність зчеплення, дослідні прилади, рівень навантаження.

Mazurak A., Kovalyk I., Mihaylechko V., Ambroziak P. Methods experimental experimental study concrete elements reinforced concrete spraying at different levels of load

On the basis of experimental studies of the technique of evaluating the bearing capacity, deformability and fracture toughness of reinforced concrete structures subjected to strengthen gunning at different load levels.

Key words: bearing capacity, deformability, fracture toughness, adhesion strength, research instruments, load level.

Мазурак А., Ковалик І., Михайлечко В., Амброзяк П. Методика експериментальних досліджень залізобетонних елементів, усилюваних торкретуванням при різних рівнях навантаження

На основі проведених експериментальних досліджень пропонується методика оцінки несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних конструкцій, підданих усиленню торкретуванням при різних рівнях навантаження.

Ключевые слова: несущая способность, деформативность, трещиностойкость, прочность сцепления, исследовательские приборы, уровень нагрузки.

УДК 624.012

ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ЗГІННИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ, АРМОВАНИХ СТАЛЕВИМ ПРОСІЧНО-ВИТЯЖНИМ ЛИСТОМ ПОРІВНЯНО ЗІ ЗАЛІЗОБЕТОННИМИ, АРМОВАНИМИ СТРИЖНЕВОЮ АРМАТУРОЮ

С. Бурчєня, к.т.н.

Львівський національний аграрний університет

Постановка проблеми. Для виготовлення залізобетонних балкових конструкцій із зовнішнім листовим (стрічковим) армуванням використовували, як правило, бетон, стрижневу гладку та рифлену арматуру, листову гладку та рифлену сталь, профільований настил. Проте дослідники залишили поза увагою один досить цікавий, на нашу думку, вид стрічкової арматури – сталевий просічно-витяжний лист (СПВЛ). Рифлена, перешкоджаюча проковзуванню поверхня СПВЛ, високі показники жорсткості, підвищені експлуатаційні характеристики та значна економія сталі роблять цей матеріал ідеальним для використання як настилу.

Конструкція поверхні СПВЛ, за його застосування для армування балкових конструкцій, обов'язково забезпечить добрий контакт із бетоном, а це у свою чергу дасть змогу відмовитися від різних об'єднувальних елементів, які є обов'язковими у використанні гладких сталевих листів [3-4].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Понад 40 років тому вперше сталобетонні конструкції розробив і запатентував у НУ «Львівська політехніка» професор Ф. Є. Клименко [1]. Крім того, розробкою й дослідженням сталобетонних конструкцій займалися колективи, очолювані видатними вченими і науковцями України: Ф. Є. Клименком [1], В. І. Єфименком, О. В. Семком, Л. І. Стороженком [5], О. Б. Голишевим, А. П. Шагіном [2] та ін.

Постановка завдання. Завдання нашого дослідження – проаналізувати несучу здатність та деформативність згинаних балкових конструкцій, армованих сталевим просічно-витяжним листом порівняно зі залізобетонними, армованими стрижневою арматурою.

Виклад основного матеріалу. Для виконання поставленого завдання було запроєктовано і виготовлено шість дослідних зразків, з них – чотири дослідні балки, армовані сталевим просічно-витяжним листом (СПВЛ), дві залізобетонні балки, шість бетонних призм та три бетонні куби. Дослідні зразки виготовляли перерізом 135×270 мм, загальною довжиною 2300 мм і розрахунковим прольотом 2000 мм. Для цього використовували бетон класу С16/20.

У дослідних зразках Б-І-1, Б-І-1* – робоче армування виконане з просічно-витяжного листа із захисним шаром бетону та арматури $2\varnothing 8$ мм класу А400С (рис. 1, а); Б-І-2, Б-І-2* – просічно-витяжного листа без захисного шару та арматури $2\varnothing 8$ мм класу А400С (рис. 1, б).

Дослідні зразки Б-І-3, Б-І-3* виконували залізобетонними, причому робочою арматурою були два стрижні $\varnothing 12$ мм класу А400С (рис. 1, в).

Перед початком експериментальних досліджень балкових зразків на згин визначали фізико-механічні властивості бетонів та сталей. Результати випробувань та обчислень зведені в табл. 1–2.

Балкові зразки на згин досліджували на стенді, де завантаження виконували двома зосередженими силами, докладеними на верхній грані балкового зразка (рис. 2).

Момент утворення тріщин. У зразках Б-І-1 і Б-І-1* за навантаження, що відповідає згинальному моменту $M = 475,15$ кН \times см, максимальні деформації становили: на рівні СПВЛ $\varepsilon^{\text{exp}}_s = -7,8 \times 10^{-5}$, у бетоні: $\varepsilon_{c(2)} = -11,8 \times 10^{-5}$ (розтягнуте волокно), $\varepsilon_{c(1)} = 8,3 \times 10^{-5}$ (стиснуте волокно).

У зразках Б-І-2, Б-І-2* за навантаження, що відповідає згинальному моменту $M = 665,60$ кН \times см, максимальні деформації становили: на рівні СПВЛ $\varepsilon^{\text{exp}}_{sm} = -14,75 \times 10^{-5}$, у бетоні: $\varepsilon_{c(2)} = -19 \times 10^{-5}$ (розтягнуте волокно), $\varepsilon_{c(1)} = 8,5 \times 10^{-5}$ (стиснуте волокно).

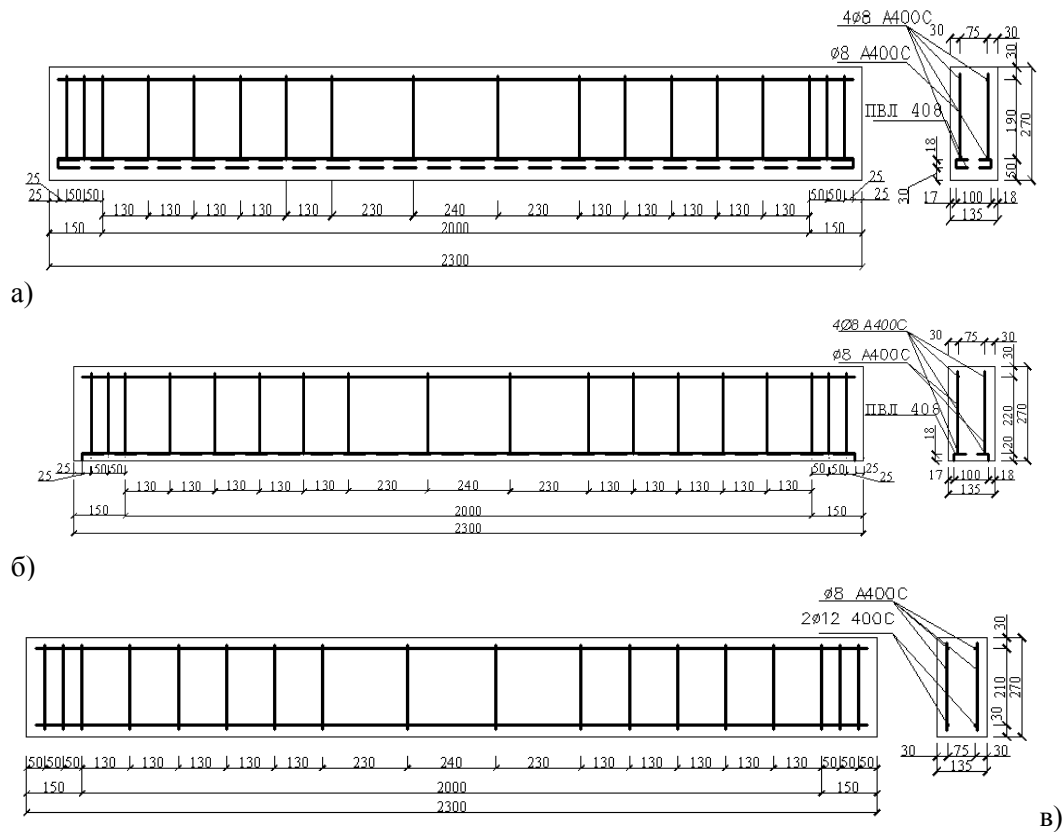


Рис. 1. Схема армування дослідних зразків : а) дослідні зразки Б-І-1, Б-І-1* ; б) дослідні зразки Б-І-2, Б-І-2* ; в) дослідні зразки Б-І-3, Б-І-3*.

Таблиця 1

Основні фізико-механічні властивості бетону у віці 28 діб

Шифр балки	Кубова міцність $f_{cd,cube}$	Розрахункове значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб $f_{cd,prism}$ МПа	Розрахункове значення міцності бетону на осьовий розтяг, f_{ctm} , МПа		Модуль пружності E_c , МПа за результатами руйнування призм $150 \times 150 \times 600$ мм
			за згином бетонних балок	за формулою Фере	
Б-І-1, Б-І-1*	15,9	14,3	1,43	1,46	25057
Б-І-2, Б-І-2*					
Б-І-3, Б-І-3*					

Таблиця 2

Результати визначення характеристик сталі

Вид арматури	Тип арматури	Розмір поперечного перерізу, діаметр, мм	Площа поперечного перерізу A , см^2	Розрахункове значення опору арматури f_{yd} , МПа	Модуль пружності арматури $E_s \times 10^5$, МПа	Граничні відносні деформації видовження ε_{ud}
СПВЛ	Поздовжня розтягнута	50x4	1,12	271	2,05	0,025
Стрижнева класу А400С	поздовжня розтягнута	Ø12	1,13	600	1,96	0,020

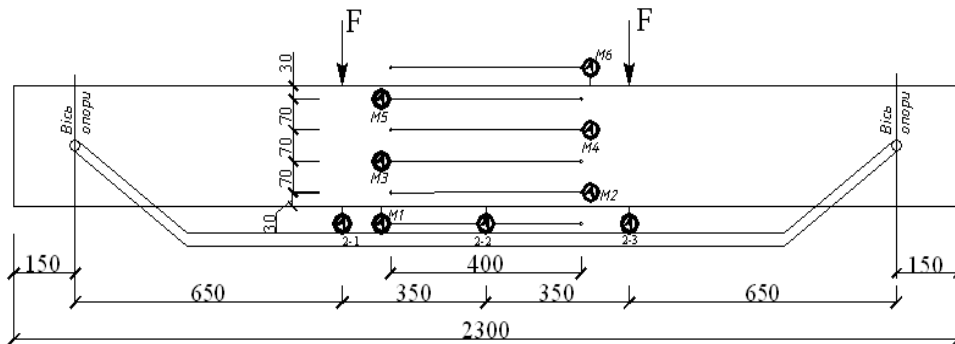


Рис. 2. Схема розміщення вимірювальних приладів: мікроіндикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм М1...М6 – на бічній грані.

У зразках Б-І-3, Б-І-3* за навантаження, що відповідає згинальному моменту $M = 573,60 \text{ кН} \times \text{см}$, максимальні деформації становили: на рівні арматури Ø12 $\varepsilon_s^{\text{exp}} = -17,55 \times 10^{-5}$, у бетоні: $\varepsilon_{c(2)} = -26,25 \times 10^{-5}$ (розтягнуте волокно), $\varepsilon_{c(1)} = 14,4 \times 10^{-5}$ (стиснуте волокно).

Експериментально зафіксовано, що у сталобетонних дослідних зразках, армованих СПВЛ без захисного шару (Б-І-2, Б-І-2*), момент утворення тріщин є вищим в 1,39 раза, ніж в аналогічних зразках із захисним шаром (Б-І-1, Б-І-1*) і в 1,16 раза порівняно зі зразками, армованими стрижневою арматурою (Б-І-3, Б-І-3*).

Граничний стан за несучою здатністю дослідних зразків визначали на підставі діаграм деформування арматури та отриманих дослідних значень графіків

деформацій. Експериментальні значення згинальних моментів, за яких відбулась текучість робочої арматури, становили для Б-І-1, Б-І-1* $M_t^{експ} = 1755,0$ кН×см; Б-І-2, Б-І-2* $M_t^{експ} = 1930,5$ кН×см; Б-І-3, Б-І-3* $M_t^{експ} = 2488,5$ кН×см.

Текучість робочої арматури та руйнування дослідних зразків відбулися за різних навантажень, тому, щоб краще оцінити деформації бетону в стиснутій та розтягненій зонах, деформації на рівні робочої арматури, прогини, умовно приймемо значення навантаження $0,65-0,7 M_t$ стрижневої арматури для дослідних зразків.

Як бачимо (табл. 3), за рівних рівнів завантаження значення прогинів у дослідних зразках Б-І-2, Б-І-2*(армування СПВЛ без захисного шару) менші в 1,22 раза порівняно з аналогічними зразками Б-І-1, Б-І-1* (армування СПВЛ, із захисним шаром) та в 1,28 раза порівняно із залізобетонними Б-І-3, Б-І-3*, армованими стрижневою арматурою. Деформації крайніх розтягнутих та стиснутих фібр бетону менші в дослідних зразках Б-І-2, Б-І-2* в 1,4 раза порівняно з Б-І-1, Б-І-1*, та в 1,42–1,70 порівняно з Б-І-3, Б-І-3*.

Таблиця 3

Експериментальні значення прогинів, деформацій розтягнутого і стиснутого бетонів та деформацій на рівні робочої розтягнутої арматури за однакових рівнів завантаження

Шифр балки	Згинальний момент, що відповідає $0,6-0,7 M_t$ стр. арм., кН×см	Експериментальні прогини $f^{експ}$, мм	Деформації крайніх розтягнутих фібр бетону $\varepsilon^{експ}_{с(2)} \times 10^{-5}$	Деформації крайніх стиснутих фібр бетону $\varepsilon^{експ}_{с(1)} \times 10^{-5}$	Деформації на рівні розтягнутої арматури $\varepsilon^{експ**}_s \times 10^{-5}$
Б-І-1	1625,0	4,18	-208,5	74,3	-124,0
Б-І-1*	1625,0	4,16	-209,0	74,3	-127,0
Б-І-2	1625,0	3,40	-169,0	52,7	-95,0
Б-І-2*	1625,0	3,30	-169,0	52,7	-97,0
Б-І-3	1625,0	4,38	-209,5	75,0	-162,4
Б-І-3*	1625,0	4,45	-187,0	72,0	-148,8

Висновки. Проведені експериментальні дослідження несучої здатності та деформативності згинаних балкових конструкцій, армованих сталевим просічно-втяжним листом порівняно зі залізобетонними, армованими стрижневою арматурою, показали таке:

1. Несуча здатність балкових зразків, армованих СПВЛ без захисного шару бетону, більша в 1,09 раза порівняно з аналогічними балками, де СПВЛ розміщений із захисним шаром, за рахунок збільшення внутрішнього плеча пари сил.

2. Експериментально підтверджено, що за рівних рівнів завантаження деформативність дослідних зразків, де СПВЛ розміщений без захисного шару бетону, є меншою в 1,28 раза порівняно зі залізобетонними, армованими стрижневою арматурою за рахунок збільшення внутрішнього плеча пари сил та перерозподілу зусиль у зоні зчеплення бетону на ширину просічно-витяжного листа.

Бібліографічний список

1. Клименко Ф. Е. Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием / Ф. Е. Клименко. – К. : Будівельник, 1984. – 88 с.
2. Особенности предварительного напряжения сталежелезобетонных конструкций / А. П. Шагин, М. Ю. Избаш, В. В. Асанов, О. Н. Шемет // Будівельні конструкції. – К. : НДІБК, 2003. – Вип. 59. – С. 565-570.
3. Патент на корисну модель, u2011 08765 МПК E04C 5/02(2006.01). Сталебетонний елемент / Добрянський І.М., Шмиг Р.А., Бурченя С.П. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграрн. унів. – № 69032, заявл. 12.07.2011 ; опубл. 25.04.2012., Бюл. №8.
4. Патент на корисну модель, u2011 08771 МПК E04C 5/02(2006.01). Сталебетонний елемент / Добрянський І.М., Шмиг Р.А., Бурченя С.П. ; заявн. і патентовласник Львівський нац. аграрн. унів. – № 69035, заявл. 12.07.2011 ; опубл. 25.04.2012. Бюл. №8.
5. Стороженко Л. И. Сталежелезобетонные конструкции / Л. И. Стороженко, А. В. Семко, В. И. Ефименко. – К. : Четверта хвиля, 1997. – 160 с.

Бурченя С. Дослідження несучої здатності та деформативності згинаних балкових конструкцій, армованих сталевим просічно-витяжним листом порівняно зі залізобетонними, армованими стрижневою арматурою

Наведені результати експериментальних досліджень несучої здатності та деформативності згинаних балкових конструкцій, армованих сталевим просічно-витяжним листом, і залізобетонних, армованих стрижневою арматурою.

Ключові слова: деформативність, несуча здатність, згинані балкові конструкції, сталевий просічно-витяжний лист.

Burchenya S. Investigation of bearing capacity and stress-strain behavior of beam structures, reinforced by steel cut and stretchy sheet in comparison to reinforced concrete beams reinforced by bar reinforcement

The results of experimental investigations of bearing capacity and stress-strain behavior of beam structures, reinforced by steel cut and stretchy sheet in comparison to reinforced concrete beams reinforced by bar reinforcement are provided.

Key words: stress-strain behavior, bearing capacity, bended beam structures, steel cut and stretchy sheet.

Бурченя С. Исследование несущей способности и деформативности изгибаемых балочных конструкций, армированных стальным просечно-вытяжным листом, по сравнению с железобетонными, армированными стержневой арматурой

Приведенные результаты экспериментальных исследований несущей способности и деформативности изгибаемых балочных конструкций,

армированных стальным просечно-вытяжным листом, и железобетонных, армированных стержневой арматурой.

Ключевые слова: деформативность, несущая способность, изгибаемые балочные конструкции, стальной просечно-вытяжной лист.

УДК 624. 012

ВПЛИВ НИЗХІДНОЇ ВІТКИ ДІАГРАМИ ДЕФОРМУВАННЯ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ ЗА РОЗТЯГУ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ БАЛОК

В. Білозір, к.т.н.

Львівський національний аграрний університет

Постановка проблеми. Методика розрахунку несучої здатності сталевібробетонних згинальних елементів [1; 2] є недосконалою, оскільки передбачає для стадії граничної рівноваги використання прямокутних епюр напружень сталевібробетону як у стиснутій, так і в розтягнутій зоні за аналогією з армоцементом. Дослідження, проведені останнім часом, показали, що такий підхід недостатньо обґрунтований і може призвести до того, що конструкції, розраховані за нормами [1; 2], не відповідатимуть вимогам надійності. Отже, вдосконалення методики розрахунку сталевібробетонних згинальних елементів є проблемою, яка потребує нагального вирішення.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. У праці [3] пропонується використовувати параболічно-лінійну діаграму деформування сталевібробетону при стиску. Діаграма при розтягові запропонована у вигляді параболи на висхідній вітці й гіперболи або білінійної функції – на низхідній. Експериментально отриманих результатів щодо діаграм у роботі [3] не подано.

Спеціалісти Німецького комітету з бетону пропонують ідеалізовану діаграму під час розтягу сталевібробетону приймати трилінійною [4]. Висхідна вітка цієї діаграми продовжується горизонтальною прямою до деформацій, які дорівнюють $\varepsilon_{fct} = 3,5 \cdot 10^{-3}$, додільна вітка закінчується за деформацій $\varepsilon_{fctm} = 25 \cdot 10^{-3}$.

У праці [5] використані діаграми за розтягу і стиску у вигляді нелінійних функцій без низхідних віток.

Отже, існує низка пропозицій щодо опису ідеалізованих діаграм, параметри яких поки що не мають достатнього експериментального обґрунтування. Діаграми деформування доцільно використовувати лише для стадії руйнування, тому його критеріями є досягнення граничних деформацій у бетоні чи арматурі [3–5]. У зазначених працях не розглядався такий критерій, як максимальне значення несучої здатності на діаграмі «згинальний момент – кривизна», який означає втрату рівноваги зусиль у розтягнутій та стиснутій зонах.

У праці [6] розроблений математичний апарат деформаційного методу, який передбачає використання ідеалізованих діаграм деформування сталевібробетону (рис. 1).

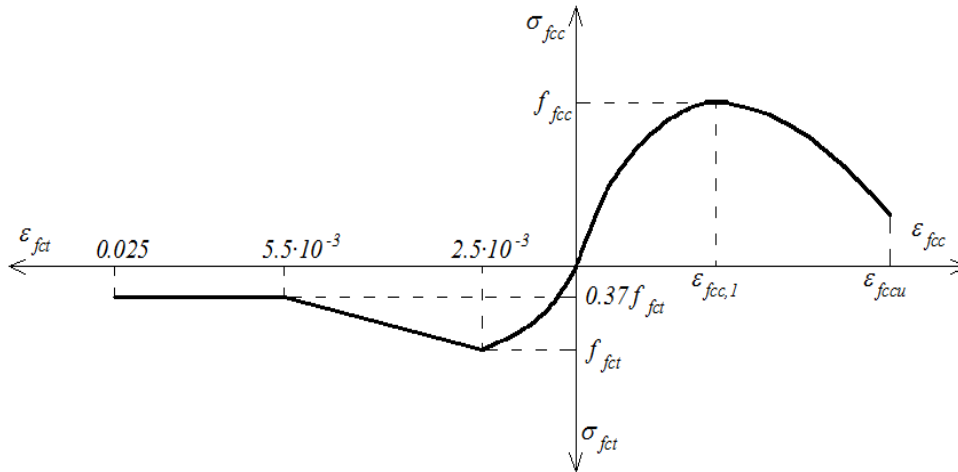


Рис. 1. Ідеалізовані діаграми деформування сталевібробетону на фібрі з листа за стиску та розтягу.

Результати розрахунків згинальних елементів засвідчили, що на стадії граничної рівноваги на рівні крайніх стиснутих волокон досягалися деформації 0,0026...0,0028, незалежно від міцності бетону-матриці і вмісту фібрової арматури.

Постановка завдання. Завдання нашого дослідження – з’ясувати вплив низхідної вітки діаграми деформування за розтягу на несучу здатність балкових сталевібробетонних елементів [6] за умови, що напруженням $0,37f_{fct}$ відповідатимуть деформації 0,0055; 0,004 і 0,003, оскільки швидкість падіння напружень на низхідній вітці суттєво залежить від жорсткості випробувальної установки.

Виклад основного матеріалу. У праці [6] низхідна вітка діаграми деформування за розтягу (рис. 1) описана рівнянням прямої:

$$\sigma_{fct} = f_{fct} (1,525 - 210\varepsilon_{fct}). \quad (1)$$

Якщо напруженням $0,37f_{fct}$ відповідатимуть деформації 0,004, то рівняння низхідної вітки набуде вигляду:

$$\sigma_{fct} = f_{fct} (2,05 - 420\varepsilon_{fct}), \quad (2)$$

а якщо цим напруженням відповідатимуть деформації 0,003, то:

$$\sigma_{fct} = f_{fct} (4,15 - 1200\varepsilon_{fct}). \quad (3)$$

Зусилля N_{t2} (рис. 2) залежатимуть від рівнянь (1) – (3).

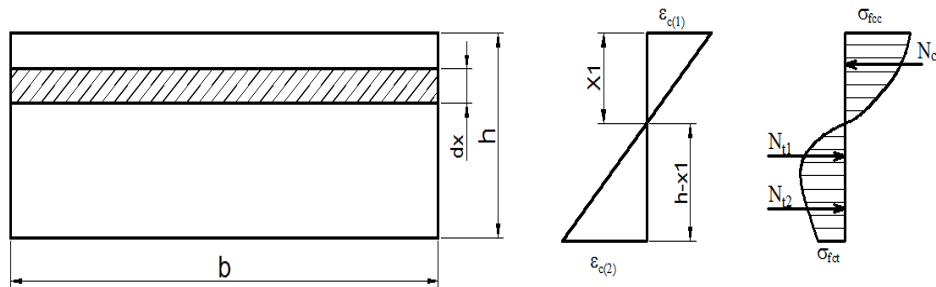


Рис. 2. Епюра деформацій та напружень поперечного перерізу згинального сталевібробетонного елемента.

У праці [6] показано, що за напружень, які дорівнюють $0,37f_{fct}$ і відповідних деформацій $0,0055$, зусилля N_{t2} і момент відносно нейтральної осі становлять:

$$N_{t2} = f_{fct}bh \left(1,525 \frac{\varepsilon_{c(2)} - 0,0025}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}} - 105 \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 - 0,0025^2}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}} \right), \quad (4)$$

$$M_{t2} = \frac{f_{fct}bh^2 (0,7625(\varepsilon_{c(2)}^2 - 0,0025^2) - 70(\varepsilon_{c(2)}^3 - 0,0025^3))}{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})^2}$$

5)

Якщо напруженням $0,37f_{fct}$ відповідатимуть деформації $0,004$, то ці рівняння набудуть вигляду:

$$N_{t2} = f_{fct}bh \left(2,05 \frac{\varepsilon_{c(2)} - 0,0025}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}} - 210 \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 - 0,0025^2}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}} \right), \quad (6)$$

$$M_{t2} = \frac{f_{fct}bh^2 (1,025(\varepsilon_{c(2)}^2 - 0,0025^2) - 140(\varepsilon_{c(2)}^3 - 0,0025^3))}{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})^2}. \quad (7)$$

Якщо напруженням $0,37f_{fct}$ відповідатимуть деформації $0,003$, то ці рівняння матимуть вигляд:

$$N_{t2} = f_{fct}bh \left(4,15 \frac{\varepsilon_{c(2)} - 0,0025}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}} - 630 \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 - 0,0025^2}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}} \right), \quad (8)$$

$$M_{t2} = \frac{f_{fct} b h^2 (2,075(\varepsilon_{c(2)}^2 - 0,0025^2) - 420(\varepsilon_{c(2)}^3 - 0,0025^3))}{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})^2}. \quad (9)$$

Несучу здатність зрізів поперечним перерізом 30x200 мм, армованих фіброю з відсотком армування 0,7 і 1,25 за об'ємом, виготовлених на базі дрібнозернистого бетону класу C25/30, визначали як максимум на графіку «момент – кривизна» (див. табл.).

Таблиця

Розрахункова несуча здатність зрізів за різних деформацій ε_{fct} сталевібробетону, які відповідають рівню напружень $0,37f_{fct}$

μ_{fv} , %	Максимальне значення згинального моменту, кН·см		
	$\varepsilon_{fct} = 0,003$	$\varepsilon_{fct} = 0,004$	$\varepsilon_{fct} = 0,0055$
0,7	90,358	91,731	93,305
1,25	101,593	103,413	105,215

Необхідно зазначити, що розрахункова несуча здатність без урахування низхідної вітки за граничних деформацій крайніх розтягнутих волокон, які дорівнюють 0,0025, склала 89,613 кН·см ($\mu_{fv} = 0,7\%$) і 100,988 кН·см ($\mu_{fv} = 1,25\%$), що менше, ніж подані вище результати, на 4%.

Висновки. Для згинальних сталевібробетонних елементів не виявлено суттєвого впливу низхідної вітки діаграми деформування матеріалу за розтягу на їх несучу здатність.

Потрібно додатково дослідити вплив низхідної вітки деформування сталевібробетону за розтягу на несучу здатність комбіновано армованих згинальних елементів.

Бібліографічний список

1. Конструкції будинків і споруд. Настанова з проектування та виготовлення сталевібробетонних конструкцій : ДСТУ-Н Б В.2.6-78: 2009. – Введ. в дію 01.01.2010. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с.
2. Сталевібробетонные конструкции : СП 52-104-2006: Введ. в действие 01.09.2006. – М. : ФГУП «НИЦ «Строительство», 2007. – 73 с.
3. Рак Н. А. Методика расчета сталевібробетонных конструкций с использованием диаграмм деформирования сталевібробетона и стержневой арматуры [Электронный ресурс] / Н. А. Рак // Проблемы современного бетона и железобетона : материалы третьего Междунар. симпозиума. – Минск : 9-11.11.2011. – Режим доступа : <http://www.belniis.by>. – 6 с.
4. Zilch K. Die DafStb- Richtlinie Stahlfaserbeton. – Concrete Solutions 54. Betontage. [Electronic resource] / K. Zilch, J. Lingemann // 09-11 Februar 2011, Neu-Ulm. – Mode of access : – <http://www.mb.bv.tum.de>. – 13 s.
5. Бабич Є. М. Робота і розрахунок згинальних сталевібробетонних елементів / Є. М. Бабич, С. Я. Дробишинець. – Луцьк : ЛНТУ, 2012. – 194 с.

6. Kinash R. Deformational calculation method of bearing capability of fiber-concrete steel bending elements / R. Kinash, V. Bilozir // Technical Transactions: Architecture. – 2014. – I. 8-A (15), № 111. – P. 49–58.

Білозір В. Вплив низхідної вітки діаграми деформування сталевібробетону за розтягу на несучу здатність балок

Використаний деформаційний метод розрахунку сталевібробетонних балок. Виявлений слабкий вплив кута нахилу низхідної вітки діаграми деформування сталевібробетону за розтягу на несучу здатність балок.

Ключові слова: балки, сталевібробетон, діаграма, несуча здатність.

Bilozir V. Influence of descending branch of diagram of deformation of steel fibre concrete at tension on bearing strength of beams

The deformation method of calculation of steel fibre concrete beams is utilized. Found out weak influence of angle of slope of descending branch of diagram of deformation of steel fibre concrete at tension on bearing strength of beams.

Key words: beams, steel fibre concrete, diagram, bearing ability.

Билозир В. Влияние нисходящей ветки диаграммы деформирования сталевібробетона при растяжении на несущую способность балок

Использован деформационный метод расчета сталевібробетонных балок. Обнаружено слабое влияние угла наклона нисходящей ветки диаграммы деформирования сталевібробетона при растяжении на несущую способность балок.

Ключевые слова: балки, сталевібробетон, диаграмма, несущая способность.

УДК 624.011.17

**РОБОТА ТА РОЗРАХУНОК ЕФЕКТИВНИХ ПЕРЕРІЗІВ СТИСНУТИХ
МЕТАЛОДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

Т. Боднарчук, к.т.н., С. Нікіфоряк, ст. викладач,

О. Коваль, провідний фахівець

Львівський національний аграрний університет

Постановка проблеми. Одним із напрямів сучасної науки в галузі будівництва є пошук ефективних перерізів металодерев'яних елементів. Економічність перерізу залежить від його матеріалоемності. Розподіл матеріалу в поперечному перерізі конструктивного елемента залежить від характеру силових впливів. Під час розтягу несуча здатність визначається площею поперечного перерізу, під час згину – моментом опору W , а за стиску – площею поперечного перерізу та гнучкістю. Ця залежність значно ускладнюється за одночасної дії стиску та згину, що ускладнює визначення найвигіднішої форми перерізу.

Для елементів конструкцій, що працюють на стиск, важливе значення має теорія формоутворення з позиції досягнення максимальної несучої здатності за заданої кількості матеріалу, яка встановлює залежність радіуса інерції та площі перерізу.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Як правило, визначальним для стиснутих елементів є розрахунок на стійкість. Під час роботи в пружній стадії критичне напруження визначається за формулою Ейлера:

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (1)$$

Гнучкість стрижня λ визначається за формулою $\lambda = l_{ef}/i$, де l_{ef} – розрахункова довжина стрижня; i – радіус інерції поперечного перерізу стрижня. Із цієї залежності бачимо, що чим більша гнучкість, тим менше $\sigma_{кр}$, та швидше деформується стрижень. Формула Ейлера справедлива лише для сталих значень модуля пружності металу E , що виправдано лише в разі великих гнучкостей та напруженнях, менших за межу пропорційності. Використовувати формулу для стрижнів, що втрачають стійкість за межею пружності матеріалу, небезпечно, оскільки отримуються завищені значення критичного напруження, а отже, і критичної сили. Теоретично обчислити критичні напруження дуже складно, оскільки втрата стійкості відбувається за часткового розвитку пластичних деформацій і змінних значень E .

Гранична гнучкість, що відповідає рівності $\sigma_{кр} = \sigma_{нр}$:

$$\lambda_{гран} = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{нр}}}, \quad (2)$$

залежить виключно від механічних властивостей матеріалу та має постійне значення.

За втрати стійкості за межею пружності критичні напруження можна визначити за емпіричними залежностями Тетмайера-Ясинського:

$$\sigma_{кр} = a - b\lambda, \quad (3)$$

де a і b – експериментально встановлені параметри, що не мають фізичного змісту і залежать від матеріалу. Ця залежність має лінійний характер. Для сталі марки – Ст3 $a = 310$ МПа, $b = 1,14$ МПа; для деревини сосни – $a = 29,3$ МПа, $b = 0,194$ МПа. Відповідно, критична сила:

$$N_{кр} = \sigma_{кр} A_{нр} \quad (4)$$

Отримані за її допомогою результати будуть справедливими до досягнення межі текучості для пластичних матеріалів (рис. 1) та межі міцності для крихких.

Отже, стрижні можна віднести до трьох категорій: 1) стрижні великої гнучкості ($\lambda \leq \lambda_{гран}$), для яких справедлива формула Ейлера; 2) стрижні середньої гнучкості ($\lambda_0 \leq \lambda < \lambda_{гран}$), які розраховують за залежностями Тетмайера-Ясинського; 3) стрижні малої гнучкості ($\lambda \leq \lambda_0$), для яких $\sigma_{кр} = \sigma_m$ і небезпечна втрата міцності.

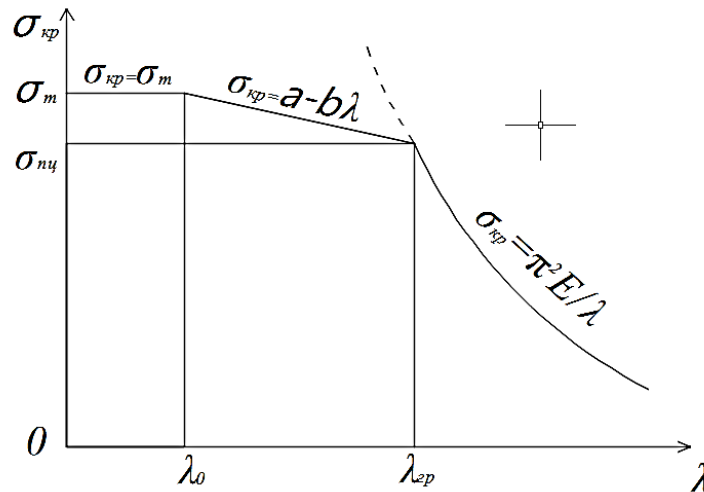


Рис. 1. Залежність гнучкості елементів та критичного напруження.

У нормативних документах формула для перевірки стійкості стрижня має такий вигляд:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c, \quad (5)$$

де $\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{R_y} = \frac{\pi^2 E_k}{(\lambda^2 R_y)}$ – коефіцієнт поздовжнього згину, що враховує необхідність зменшення розрахункового опору (E_k – наведений модуль пружності поздовжнього згину, що враховує пружно-пластичні властивості матеріалу). Наведений модуль можна знайти із виразу:

$$E_k = \frac{4EE_t}{(\sqrt{E} + \sqrt{E_t})^2} \quad (6)$$

Для практичних розрахунків доцільно користуватися довідковими таблицями для визначення коефіцієнта φ . Ці значення дещо нижчі, ніж за формулою Ейлера. Рівняння Ейлера справедливі лише для ідеально прямолінійного стрижня в умовах центрального стиску, чого на практиці практично не буває.

Формула Ейлера (1) справедлива для стиснутого стрижня зі шарнірно-опертими кінцями. Значенню критичної сили $F_{кр} = (\pi^2 EJ)/l^2$ відповідає вигин стрижня синусоїдою з однією півхвилею (рис. 2).

$$y = a \sin \frac{\pi x}{l} \quad (7)$$

Значенням критичної сили вищих порядків відповідають викривлення синусоїдами з двома, трьома напівхвилями тощо (рис. 2 б, в). Отже, чим більше точок перетину матиме синусоїдально-викривлена вісь стрижня, тим більшою повинна бути критична сила.

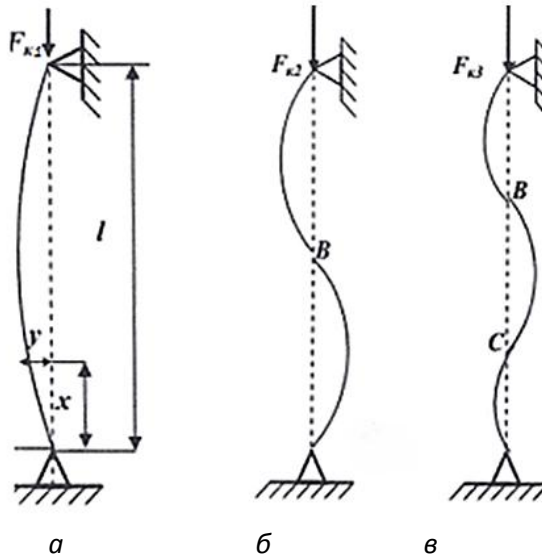


Рис. 2. Викривлення осі стисненого стрижня:

a – вигин стрижня однією півхвилею; *б* – двома півхвилями; *в* – трьома півхвилями.

Якщо в рівняння синусоїди (7) підставити $x=l/2$, тоді $y=f=a$. Тобто *a* – це прогин стрижня в перетині посередині його довжини. Оскільки за критичного значення сили *F* рівновага зігнутого стрижня можлива за різних відхилень його від прямолінійної форми, то прогин повинен бути дуже малим.

За поздовжнього згину неминуче настає вигин, у деяких точках перерізу напруження швидше досягають критичного значення. У такому разі необхідно в (1) модуль *E* замінити на модуль зміцнення (дотичний модуль) E_t . Тобто, підставляючи в (2) різні значення модуля пружності, можна отримати гнучкість як функцію критичного напруження:

$$\lambda_{\text{гран}} = \pi \sqrt{\frac{\bar{E}}{\sigma_{\text{кр}}}}, \quad (8)$$

де \bar{E} – може набувати значення *E*, E_k , E_t .

Наприклад, напруження σ_l є критичним для певного стрижня. На діаграмі σ - ϵ матеріалу знаходимо точку $(\sigma_l; \epsilon_l)$ (рис. 3), для якої вимірюємо значення дотичного модуля E_{tl} та знаходимо наведений модуль E_{kl} . Далі можна знайти критичні гнучкості, що відповідають цим модулям. Так можна побудувати графіки $\sigma_{\text{кр}}-\epsilon$, за якими для стрижня певної гнучкості можна знайти критичну силу [1].

Простим способом збільшення стійкості дерев'яних стійок є влаштування накладок на піддатливих в'язях, що не опираються кінцями на опори. Стрижні складеного перерізу розраховують на поздовжній згин, враховуючи піддатливість зв'язків. Запропонований Ю.В. Сліцкоуховим [2] метод розрахунку наближений, емпіричний та не завжди забезпечує добрі результати.

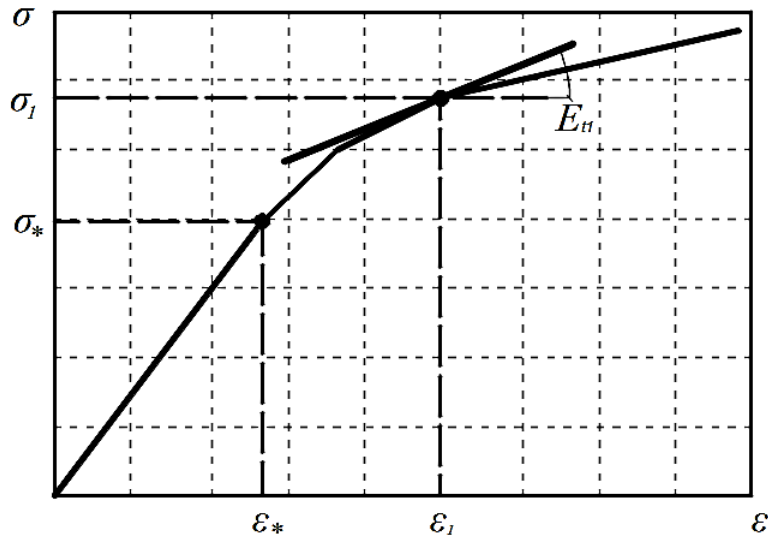


Рис. 3. Діаграма матеріалу $\sigma:\varepsilon$:

Постановка завдання. Наше завдання – провести експериментально-теоретичні дослідження стиснутих металодерев’яних елементів та запропонувати новий підхід для оцінки їх несучої здатності. Поєднання металу та деревини у стиснутих елементах дасть змогу максимально ефективно використати міцнісні характеристики металу, а деревина слугуватиме лише для забезпечення стійкості. Складність розрахунку таких конструкцій полягає в поєднанні матеріалів з різними механічними властивостями, необхідності врахування перерозподілу зусиль між металом і деревиною, додаткових зусиль зсуву, які виникають.

Виклад основного матеріалу. Під час розрахунку металодерев’яних конструкцій використовують константу, прийнятий безрозмірний параметр у вигляді відношення модулів пружності металу та деревини $n = E_d / E_m = 10^5 / 2 \times 10^6 = 0,05$. Приведені до основного матеріалу конструкцій – деревини – геометричні характеристики перерізів:

- приведений момент інерції перерізу відносно нейтральної осі:

$$J_{np(min)} = J_m + n J_d \quad (9)$$

- приведений момент опору для симетричного перерізу:

$$W_{np} = 2J_{np} / h \quad (10)$$

- приведений статичний моменту перерізу

$$S_{np} = S_d + n S_m \quad (11)$$

- приведена площа перерізу:

$$A_{np} = A_m + n A_d \quad (12)$$

Однак використати такий підхід можна лише за жорсткого з’єднання металу та деревини.

Розглянемо випадок металодерев'яної стійки складеного перерізу, де деревина буде забезпечувати лише стійкість. У центрі перерізу розташована тонка металева пластина. Для зменшення її гнучкості до неї кріплять дерев'яні бруски-накладки. Опирання відбувається лише площею металевого стрижня. З'єднання дерев'яних накладок з металевою пластиною – піддатливі.

Корегуючи геометричні розміри накладок, можна відповідно запроєктувати металодерев'яні стрижні складеного перерізу різної гнучкості та використовувати залежності (2), (3), (4) для визначення критичних напружень.

Проведеними експериментально-теоретичними дослідженнями Ф. Шенлі [3] та Ф. Енгессера [4] було виявлено, що в середині перерізу стрижня від прикладеного навантаження метал самозміцнюється. Це явище характерне для всіх металів із чітко вираженою ділянкою текучості. А отже, запропоноване конструктивне рішення зі збільшенням жорсткості за допомогою дерев'яних накладок фактично може дозволити роботу сталюї пластини у пластичній стадії без втрати стійкості.

На графіку (рис. 4) показано криві деформацій металевої полоси під час роботи як балки та стійки. Прогин полоси визначали теоретично за залежністю:

$$f = \frac{Pl^3}{48EJ} \quad (13)$$

а горизонтальні деформації, за роботи на стиск, визначені експериментально.

Із графіків бачимо, що за досягнення деформацій $1/3$ від граничних ліній кривих деформацій перетинаються. До моменту перетину двох графіків деформації стиснутого елемента значно менші від деформацій прогину, а після перетину ці лінії йдуть практично паралельно, причому деформації від стискальної сили в 1,25 рази більші, ніж під час згину. Оскільки деформації обмежуються гранично допустимими значеннями, то на цій ділянці роботи для оцінки горизонтальних переміщень стиснутого елемента можна використовувати формулу (13) з уточнювальним коефіцієнтом 1,25 у чисельнику:

$$f = \frac{1,25 \cdot P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J} \quad (14)$$

Висновки. Для того щоб раціонально підібрати переріз дерев'яних накладок та визначити необхідну кількість елементів їх кріплення, проаналізуємо роботу накладки. У разі закріплення накладок у кінцях металевої полоси вона буде вигинатися синусоїдою однією півхвилею (див. рис. 2). Отже, працюватиме лише одна накладка, і зусилля, які на неї будуть передаватися, можна показати у вигляді зосередженої сили, яка знаходиться в середині висоти елемента. Величину зусилля можна визначити з формули (14). Далі за відомими залежностями теорії опору матеріалів можна визначити геометричні характеристики перерізу накладки, розглядаючи її як балку. Таким чином можна підібрати такий переріз накладки, який відповідатиме стискальним зусиллям, за яких метал у стійці досягатиме граничного значення міцності.

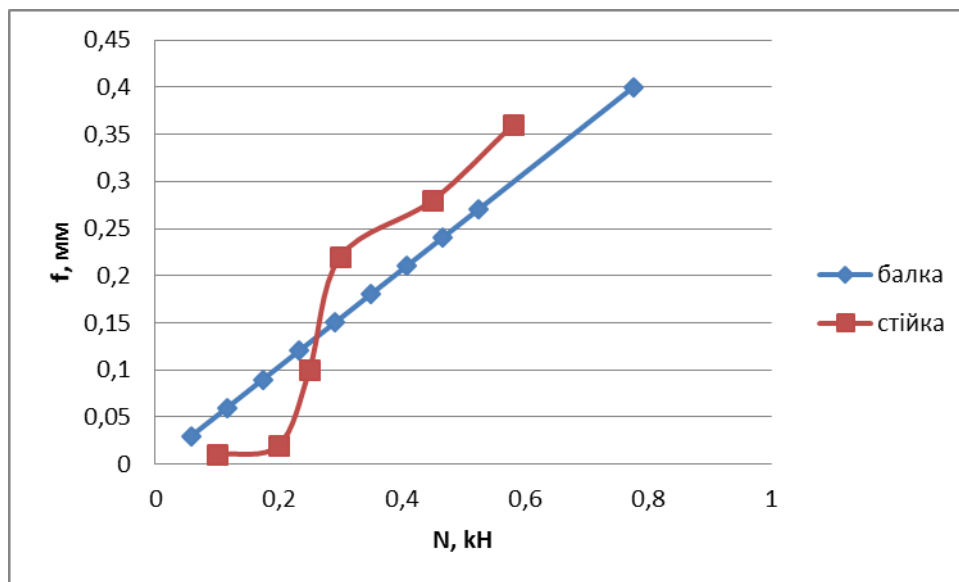


Рис. 4. Графік залежності навантажень та деформацій (прогину) під час роботи металевієї полоси, як балки та стійки.

Якщо збільшити кількість точок закріплень, то металева полоса буде деформуватися синусоїдою з відповідною кількістю півхвиль (див. рис. 2 б, в). Очевидно, що в такому разі працюватимуть уже дві накладки, і на кожен вигин синусоїди припадатиме частина зусилля від стискального зусилля. Отже, можна припустити, що зі збільшенням кількості закріплень переріз накладок буде зменшуватись. Але в такому разі момент опору накладок прямуватиме до нуля, що суперечить початковій ідеї. Отже, кількість точок закріплень накладок суттєво не впливатиме на стійкість стисненого металевго елемента. Кількість з'єднань необхідно приймати конструктивно з міркувань забезпечення спільної роботи металевго стрижня та дерев'яних накладок.

Для точнішої оцінки стійкості запропонованих перерізів метало-дерев'яних елементів необхідно провести додаткові експериментально-теоретичні дослідження.

Бібліографічний список

1. Продольный изгиб и выпучивание / В. И. Ванько, Е. С. Перельгина // Научные ведомости Белгородского государственного университета. – 2014. – Вып. 12 (183). – С. 78-89. – (Серия «Математика. Физика»).
2. Слицкоухов Ю. В. Конструкции из дерева и пластмасс : учебник для вузов / Ю. В. Слицкоухов. – М. : Стройиздат, 1986. – 543 с.
3. Shanley F. Inelastic column theory / F. Shanley // JAS. – 1947. – 14; № 5. – P. 261-267.
4. Engesser F. Uber Knickfestigkeit / F. Engesser // Scheiz. Bauzeitung. – 1895. – P. 26.

Боднарчук Т., Нікіфоряк С., Коваль О. Робота та розрахунок ефективних перерізів стиснутих металодерев'яних елементів

Подано результати експериментально-теоретичних досліджень метало-дерев'яних стрижнів ефективного перерізу, що працюють на стиск, та запропоновано методику оцінки їх несучої здатності.

Ключові слова: дерев'яні конструкції, стійкість, несуча здатність, деформації, з'єднання, розрахунок несучої здатності.

Bodnarchuk T., Nikiforyak S., Koval O. Behaviour and computation of effective sections of compressed metal-wooden elements

It is shown the results of experimental and theoretical researches of metal-wooden effective section rods which behave in compression and proposed the method of evaluation of their carrying capacity.

Key words: wooden structure, durability. bearing capacity, deformation, joint bearing capacity computation.

Боднарчук Т., Никифоряк С., Коваль О. Работа и расчет эффективных сечений сжатых металлодеревянных элементов

Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований металлодеревянных стержней эффективного сечения, работающих на сжатие, и предложено методику оценки их несущей способности.

Ключевые слова: деревянные конструкции, устойчивость, несущая способность, деформации, соединения, расчет несущей способности.

УДК 624.154.546.012.45

ВПЛИВ ПОШИРЕННЯ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ БУРОНАБИВНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МІКРОПАЛЬ

О. Гнатюк, к.т.н., М. Лапчук, ст. викладач,

А. Височенко, ст. викладач

Львівський національний аграрний університет

Постановка проблеми. З останніми роками суттєво зросли навантаження на основу, використовуються ділянки зі складними інженерно-геологічними умовами, будівництво відбувається в умовах щільної міської забудови. Це зумовило необхідність розробки та використання нових типів фундаментів і технологій їх влаштування. Ефективною конструкцією для влаштування нових та посилення існуючих фундаментів є залізобетонні мікропалі, які виготовляються буронабивним способом у вигляді стрижня круглого поперечного перерізу діаметром до 250 мм із бетону литої консистенції з арматурним каркасом. Автор статті та інженер ПП БКФ "Основа" запропонували влаштувати такі мікропалі з поширеною до 2-х діаметрів п'ятою, що значно збільшує їх несучу здатність [2]. Для дослідження впливу поширення були проведені натурні випробування таких палей та проаналізовано їх розрахункову й експериментальну несучу здатність [3].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. На кафедрі будівельних

конструкцій Львівського національного аграрного університету була розроблена і впроваджена в реальне будівництво нова ефективна конструкція буронабивних залізобетонних мікропаль із поширеною п'ятою та проведені експериментальні дослідження їх несучої здатності [1; 2; 6].

Постановка завдання. Завдання нашого дослідження – вплив поширення на реальну роботу буронабивних залізобетонних мікропаль з поширеною п'ятою та розробка їх ефективної конструкції з максимально високою несучою здатністю, мінімальною витратою матеріалів і спрощенням технології їх виготовлення за дії вертикальних вдавлювальних зусиль.

Виклад основного матеріалу. Для випробування на дію вертикального навантаження було виготовлено три дослідні зразки буронабивних залізобетонних мікропаль (МП1, МП2 та МП3) за технологією ПП БКФ „Основа” [7].

Буронабивні мікропалі МП1, МП2 виготовляли без поширення у попередньо пробурених методом шнекового буріння свердловинах діаметром 185 мм. Бетонування паль виконували литим бетоном після встановлення в них окремих стрижнів Ø12 класу А400С на 1/2 довжини палі. Буронабивну мікропаль МП3 виготовляли аналогічно до інших за наявності поширення діаметром 350 мм.

У результаті випробування зразків бетону пресом у лабораторії будівельних конструкцій ЛНАУ встановлено, що клас бетону мікропаль – С12/15, модуль пружності – $E = 17,2$ МПа.

У результаті інженерно-геологічних досліджень ґрунтів основи мікропаль було встановлено, що до глибини 0,3 м залягає неконструктивний насипний ґрунт ($\gamma_{II} = 16,0$ кН/м³), нижче – до глибини 1,2 м – залягає ущільнений ґрунт, характеристики якого відповідають суглинку тугопластичному ($I_p = 0,076$, $I_L = 0,415$, $e = 0,933$, $\gamma_{II} = 16,6$ кН/м³, $\varphi_{II} = 17^\circ$, $c_{II} = 15$ кПа, $E = 8,5$ кПа), а під ним до меж розвіданої глибини – супісок пластичний ($I_p = 0,06$, $I_L = 0,415$, $e = 0,7$, $\gamma_{II} = 18$ кН/м³, $\varphi_{II} = 22,5^\circ$, $c_{II} = 12$ кПа, $E = 21$ кПа).

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].

У комплект 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 двох анкерних паль, реперна система і вимірювальні прилади для визначення переміщень оголовків паль і анкерів (рис. 1).

Випробування мікропаль проводили монотонним способом ступінчато зростаючим статичним вдавлювальним навантаженням згідно з методикою [4]. Вдавлювальне зусилля домкрата визначали за показами манометра насосної станції. Перед початком випробувань домкрат тарувався на гідравлічному пресі, який пройшов повірковий контроль.



Рис. 1. Загальний вигляд експериментальної установки для випробування паль.

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.

Критерієм умовної стабілізації деформації під час випробування натурною палею слугувала швидкість навантаження, яка не перевищувала 0,1 мм за останні 60 хвилин спостережень. Навантаження доводили до значення, за якого загальне осідання палі становило не менше ніж 40 мм.

У результаті проведених експериментальних досліджень були зафіксовані осідання мікропаль, які були занесені до журналу випробувань і на основі яких були побудовані графіки залежності осідання S (мм) від вертикально прикладеного навантаження на мікропаль P (кН) (рис. 2).

За результатами випробувань мікропаль їх несуча здатність становила 105 кН для МП-1, 95кН для МП-2 та 190кН для МП-3. Порівняння деформацій за різних зусиль показано на рис. 2.

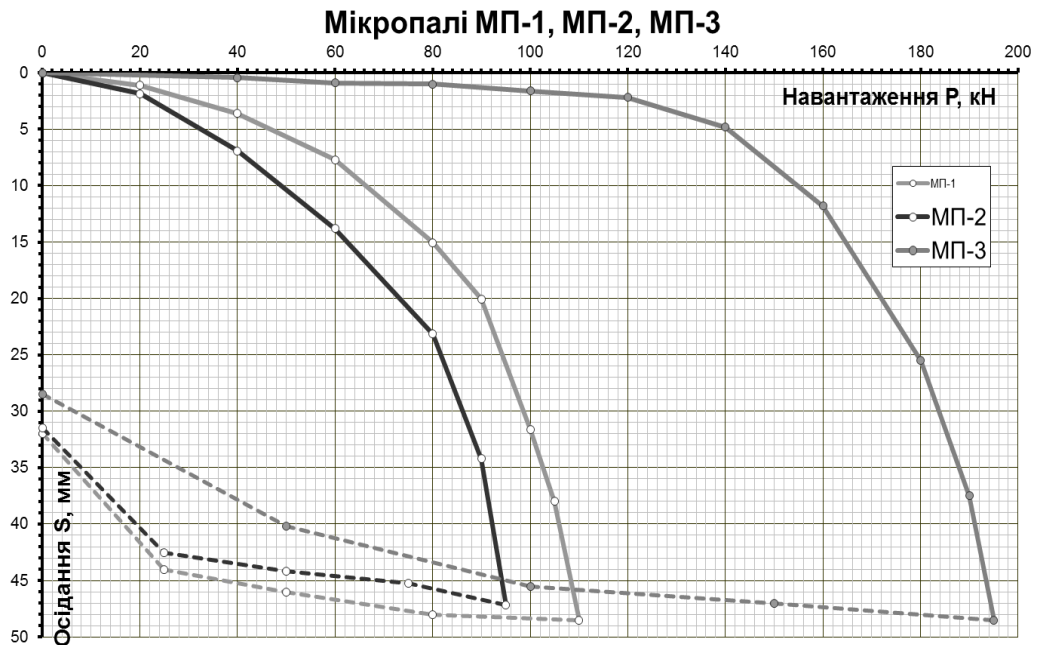


Рис. 2. Графік порівняння залежності осідання мікропалей S (мм) від вертикально прикладеного навантаження на мікропалю P (кН).

Таблиця

Порівняння розрахункових та експериментальних значень несучої здатності і допустимого навантаження мікропалей

№ палі	Несуча здатність мікропалі			Допустиме навантаження на мікропалю		
	Розрахункова F_d , кН	Експериментальна F_e , кН	F_e/F_d	Розрахункова N_d , кН	Експериментальна N_e	N_e/N_d
Без поширення						
МП-1	31,86	105	3,3	22,75	87,5	3,85
МП-2	31,86	95	2,98	22,75	79,16	3,48
Середнє	31,86	100	3,13	22,75	83,33	3,66
З поширенням						
МП-3	55,2	190	3,44	39,43	158,33	4,01

Розрахункову несучу здатність буронабивних залізобетонних мікропалей визначали згідно з методикою [5]. У розрахунок для варіанта з поширенням брали до уваги площу контакту бокової поверхні мікропалі з ґрунтом основи, за винятком

ділянки, розміщеної вище від поширення мікропалі на висоту $h=(d_n-d)/2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi/2)$. В останній формулі d_n – діаметр поширення, d – діаметр стовбура, φ – коефіцієнт внутрішнього тертя ґрунту за першою групою граничних станів. Осідання поодиноких мікропаль під дією вертикального навантаження визначали згідно з додатком 4 [5] за формулою П.1.1.

Результати порівняння розрахункових та експериментальних значень несучої здатності і допустимого навантаження мікропаль занесли в таблицю. У результаті порівняння осідань мікропаль на різних етапах завантаження їх значення, отримані теоретичним розрахунком, перевищують експериментальні осідання в 1,4–2,65 раз для паль без поширення та 1,38–2,97 раза для паль із поширенням.

Висновки. Проведені експериментальні та теоретичні дослідження впливу поширення на несучу здатність буронабивних залізобетонних мікропаль на дію вертикальних навантажень показали, що:

- фактична несуча здатність мікропаль перевищує величину несучої здатності, вираховану з нормами, у 3,13 раза для мікропаль без поширення та в 3,44 раза для мікропаль із поширенням;
- допустиме навантаження на мікропалю, визначену експериментом, перевищує аналогічні значення, отримані в результаті теоретичного розрахунку в 3,66 раза для мікропаль без поширення та в 4,01 раза для мікропаль із поширенням;
- осідання мікропаль на різних етапах завантаження, отримані теоретичним розрахунком, перевищують експериментальні значення осідання в 1,4–2,65 раза для паль без поширення та 1,38–2,97 раза для паль із поширенням;
- несуча здатність та допустиме навантаження буронабивних мікропаль з поширенням в заданих ґрунтових умовах перевищує аналогічні значення мікропаль без поширення в 1,9 раза для значень, отриманих за експериментом, та в 1,73 для значень, отриманих теоретичним розрахунком;
- частина навантаження, яка сприймається поширеною п'ятою для дослідних мікропаль, становить 47% від загальної несучої здатності за даними експерименту та 43% за розрахунком.

Отже, теоретичні значення несучої здатності мікропаль значно нижчі від аналогічних експериментальних значень, отже, розрахунковий механізм потребує вдосконалення, особливо для розрахунку впливу поширення.

Бібліографічний список

1. Деклараційний патент на винахід № 2003109615. Україна. Буронабивна мікропалія 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.
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. – 161 с.

6. Результати експериментально-теоретичних досліджень кушів буронабивних мікропаль проти дії горизонтальних навантажень / І. М. Добрянський, О. Т. Гнатюк, М. А. Лапчук та ін. // 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., Височенко А. Вплив поширення на несучу здатність буронабивних залізобетонних мікропаль

Проведені польові випробування буронабивних залізобетонних мікропаль з поширеною п'ятою та без неї на полігоні лабораторії будівельних конструкцій ЛНАУ та проаналізовано їх експериментальну й теоретичну несучу здатність.

Ключові слова: вплив поширення, польові випробування, буронабивні залізобетонні мікропалі, несуча здатність, допустиме навантаження на палю.

Hnatiuk O., Lapchuk M., Vysochenko A. The enlarged toe influence for the bearing capacity of drill-impact reinforced concrete micropiles

The field tests of drill-impact micropiles with enlarged toe and without it on the ground of the laboratory of build constructions of LNAU are conducted and they are analysed experimental and theoretical of bearing capacity.

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

Гнатюк А., Лапчук Н., Высоченко А. Влияние уширения на несущую способность буронабивных железобетонных микросвай

Проведены полевые испытания буронабивных железобетонных микросвай с уширенной пятой и без неё на полигоне лаборатории строительных конструкций ЛНАУ и проанализирована их экспериментальная и теоретическая несущая способность.

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

УДК 691.398.34:692.522.3

**ДОСЛІДЖЕННЯ ДЕФОРМАТИВНОСТІ БЕТОНУ ТА АРМАТУРИ
В КОРОТКИХ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТАХ
ПЕРЕКРИТТЯ З ВИКОРИСТАННЯМ БЕЗАВТОКЛАВНОГО ПІНОБЕТОНУ**

О. Литвиняк, Б. Демчина, д.т.н.

Національний університет «Львівська політехніка»

Постановка проблеми. Сучасне будівництво будівель і споруд характеризується взаємодоповнювальними ознаками: скорочення термінів

будівництва, зниження матеріалоемності, забезпечення екологічності та енергозбереження, покращання техніко-економічних показників. Істотну увагу в цьому питанні необхідно спрямувати на вдосконалення такого важливого конструктивного елемента будівель, як залізобетонні плити перекриття. На сьогодні використовують монолітні або збірні залізобетонні плити перекриття, які мають певні недоліки: потреба додаткової звуко- та теплоізоляції, велика матеріалоемність, як бетону, так і арматури, значна вага, що вимагає збільшення несучої здатності несучих конструкцій (колон, балок, стін, фундаментів), все це збільшує вартість будівництва [1]. Вирішення зазначених питань можливе в разі поєднання в конструкції перекриття матеріалів із різними властивостями, які мають низку переваг порівняно з традиційними (залізобетонними плитами перекриття). Такими новими конструкціями є збірно-монолітні залізобетонні плити перекриття з використанням безавтоклавного пінобетону, в яких поєднані важкий бетон, стрижнева арматура та безавтоклавний пінобетон.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. У науковій літературі досліджень комплексних плит перекриття із безавтоклавним пінобетоном обмаль. Більшість досліджень безавтоклавного пінобетону, які проводили в Україні та поза її межами, були спрямовані на дослідження фізико-механічних властивостей безавтоклавного пінобетону та безавтоклавного пінобетону з дисперсним армуванням поліпропіленою фіброю [2], явища зчеплення безавтоклавного пінобетону зі сталеву арматурою [3], використання пінобетону в дорожньому будівництві [4], у конструкціях стін [5] та в конструкціях перекриття [6], використання пінобетону в районах із холодним кліматом [7], застосування в конструкціях стін пінобетону з дисперсним армуванням фіброю [8], властивостей пінобетону та його застосування в різних країнах [9]. Тому вважаємо, що актуальною є тема дослідження збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням безавтоклавного пінобетону.

Постановка завдання. Наше завдання – експериментальне дослідження деформативності бетону та арматури під час випробування на згин коротких збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням безавтоклавного пінобетону.

Виклад основного матеріалу. Для вирішення поставленого завдання були виготовлені дослідні зразки у вигляді чотирьох коротких збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням безавтоклавного пінобетону марок ПК-4.1, ПК-4.2, ПК-5.1 та ПК-5.2, розміром $B \times H \times L = 500 \times 200 \times 2100$ мм. Зразки склалися із двох шарів бетону: нижній шар – важкий бетон класу C25/30 заввишки 40 мм, верхній шар – безавтоклавний пінобетон заввишки 160 мм. Арматування дослідних плит було виконано як просторовий арматурний каркас у вигляді тригранної призми зі стрижневої арматури класу A400C. Нижні поздовжні арматурні стрижні $3\phi 10$ A400C просторового арматурного каркасу були з'єднані зварюванням між собою та з верхнім поздовжнім арматурним стрижнем $\phi 12$ мм A400C поперечними арматурними стрижнями $\phi 8$ A400C з утворенням трикутних і прямокутних ґраток. Після набирання важким бетоном опалубної плити проектної

міцності верхня частина арматурного каркасу була забетонована пінобетоном безавтоклавного твердіння (рис. 1) [1].

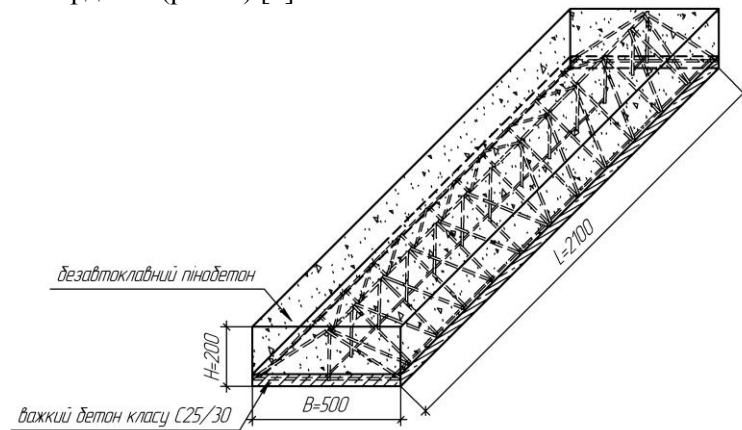


Рис. 1. Коротка збірно-монолітна залізобетонна плита перекриття із використанням безавтоклавного пінобетону.

Безавтоклавний пінобетон виготовляли з портландцементу марки ПЦ-500 Миколаївського цементного заводу, піску, водопровідної води та піни. Піна була утворена за допомогою піноутворювача марки Centripor SK120 фірми «BAUCHEMI». До пінобетону плит марок ПК-4.1, ПК-4.2 додавали в процесі перемішування суміші поліпропіленову фібру фірми RETHMEIER у кількості 900г/м^3 та утворювали фібропінобетон [1].

Залежно від проектної марки безавтоклавного пінобетону, дослідні зразки плит були поділені на дві серії:

- серія I – плити марок ПК-4.1 та ПК-4.2 – пінобетон проектної марки D800, армований поліпропіленовою фіброю (довжина волокна поліпропіленової фібри – $L = 12\text{ мм}$);

- серія II – плити марок ПК-5.1 та ПК-5.2 – пінобетон проектної марки D1000 без армування поліпропіленовою фіброю.

Дослідні зразки були випробувані згідно зі стандартною методикою випробування балок на згин, які встановлювали на дві опори – шарнірно рухому та шарнірно нерухому. Навантаження на дослідні зразки прикладали за допомогою гідравлічного домкрата ступенями, величиною P , яке симетрично розподілялося через розподільчу траверсу в третинах прольоту, величиною по $0,5P$ (рис. 2) [1].

Під час експериментальних досліджень замірювали деформації важкого бетону, пінобетону та нижньої поздовжньої арматури в середині прольоту з використанням мікроіндикаторів годинникового типу, які були розміщені із базою $B = 100\text{ мм}$ за висотою поперечного перерізу дослідних зразків із кроком 4 см (рис. 3, а), а також заміряли можливий зсув шару безавтоклавного пінобетону відносно шару важкого бетону (рис. 3, б) за допомогою мікроіндикаторів

годинникового типу, що були розміщені в торцях плит на стику двох шарів різних бетонів.



Рис. 2. Вигляд дослідної установки під час випробування коротких збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням безавтоклавного пінобетону на згин.

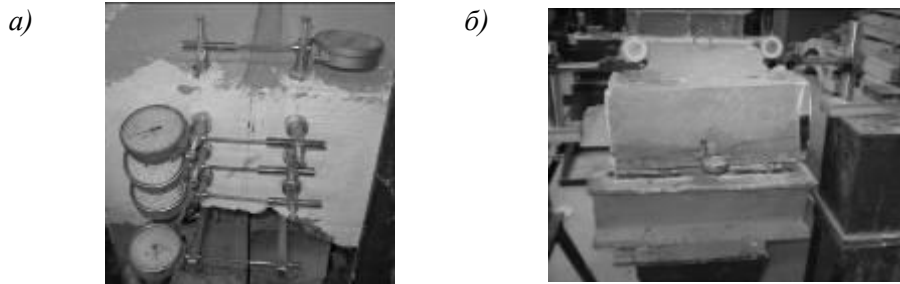


Рис. 3. Вигляд мікроіндикаторів для заміру:
а) деформації важкого бетону і безавтоклавного пінобетону за висотою поперечного перерізу та нижньої поздовжньої арматури в середині прольоту; б) зсув пінобетону відносно важкого бетону.

Під час випробування плит зафіксували такі особливості їх роботи. Утворення перших тріщин відбувалося нижніми гранями плит. Крок поперечних тріщин нижньою гранню шару важкого бетону в усіх дослідних зразках збігався з кроком конструктивної поперечної арматури, що з'єднувала нижні поздовжні стрижні. За збільшення навантаження з'явилися перші тріщини боковими гранями дослідних зразків. Згодом розкривалися наявні та з'являлися нові тріщини, а також збільшувався прогин зразків. За показами мікроіндикаторів, розташованих у торцях дослідних зразків, деформацій зсуву на контакті двох різних бетонів не було виявлено. Руйнування плити марки ПК-4.1 відбулося стиснутою зоною пінобетону, оскільки спостерігалось руйнування зварного шва в місцях приварювання двох стрижнів похилої поперечної арматури до верхньої поздовжньої арматури, а руйнування плит марок ПК-4.2, ПК-5.1, ПК-5.2 відбулося розтягнутою арматурою [1].

За результатами експериментальних досліджень відповідно до показів мікроіндикаторів були побудовані епюри деформацій важкого бетону та пінобетону за висотою плити в середині прольоту, а також графіки поздовжніх деформацій крайньої нижньої арматури в середині прольоту плити (рис. 4, 5) [1].

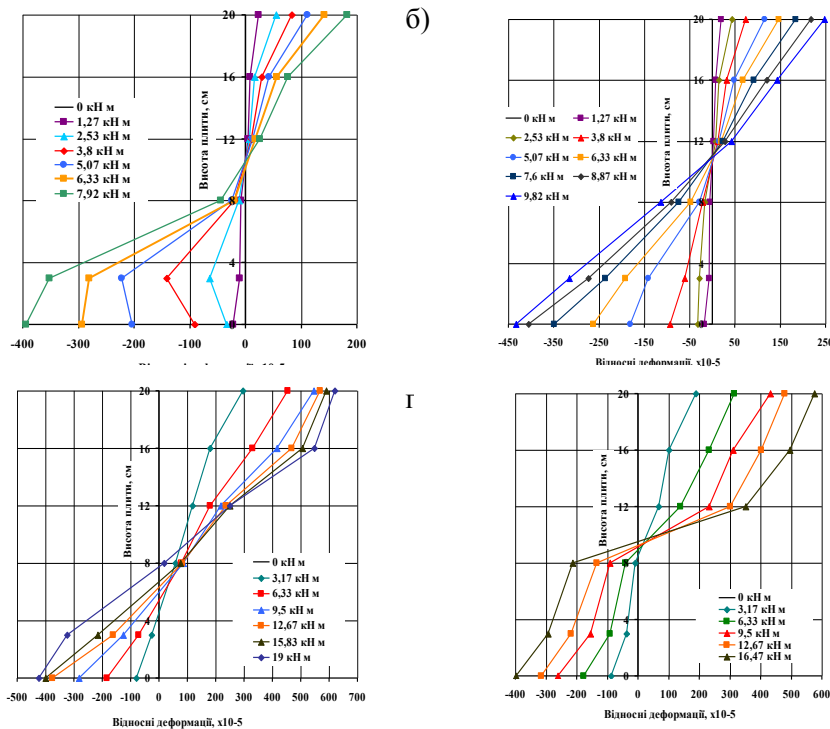


Рис. 4. Епюра відносних деформацій важкого бетону, пінобетону та нижньої поздовжньої арматури за висотою плити посередині прольоту:
 а) плити марки ПК-4.1; б) плити марки ПК-4.2;
 в) плити марки ПК-5.1; г) плити марки ПК-5.2.

Аналізуючи подані графіки, можна дійти висновків [1]:

- у досліджуваних плитах спостерігалася класична робота плити на згин опертої на дві опори, а саме розміщення стиснутої зони вгорі, а розтягнутої зони – внизу;

- нейтральна вісь поперечного перерізу в дослідних зразках знаходилася у процесі експерименту постійно в пінобетоні;

- деформацій зсуву на контакті важкого бетону та безавтоклавного пінобетону не спостерігали (підтверджено показами мікроіндикаторів, встановлених у торцях плит), тобто зчеплення двох шарів дослідних зразків за допомогою адгезії та поперечної арматури було достатнє;

- у дослідних зразках спостерігалася сумісна робота нижньої поздовжньої арматури з важким бетоном упродовж усіх досліджень.

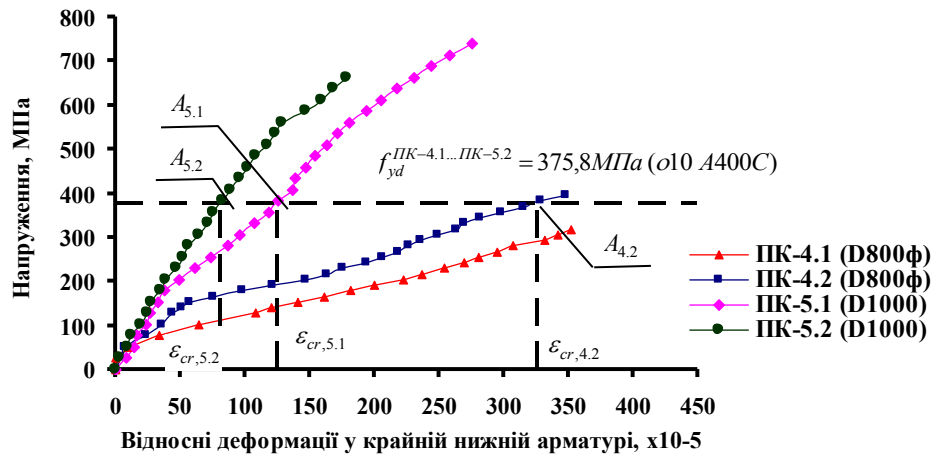


Рис. 5. Графіки відносних поздовжніх деформацій крайньої нижньої арматури посередині прольоту плит марок ПК-4.1...ПК-5.2*.

*Точки $A_{4,2}...A_{5,2}$ – це точки, де відбулася текучість арматури.

Висновки

1. Руйнування всіх дослідних зразків відбулося по нормальному перерізі, тобто в зоні дії максимального згинального моменту.
2. Під час експерименту зчеплення безавтоклавного пінобетону із важким бетоном не було втрачено, що підтверджують покази мікроіндикаторів годинникового типу, які були розміщені в торцях плит на стику двох шарів різних бетонів.
3. Важкий бетон дослідних зразків під час експерименту перебував у розтягнутій зоні, а нейтральна вісь – у шарі пінобетону.
4. Для розрахунку збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття із використанням безавтоклавного пінобетону пропонуємо прийняти дволінійним, що підтверджується виглядом епюр відносних деформацій у поперечному перерізі в середині прольоту плити.

Бібліографічний список

1. Литвиняк О. Я. Міцність і деформативність збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону : дис. канд. техн. наук 05.23.01 / Литвиняк Оксана Ярославівна. – Л., 2015. – 197 с.
2. Волоцюга В. В. Визначення міцності пінобетону на розтяг за згину / В. В. Волоцюга, І. Б. Горніковська, Х. Б. Демчина // Вісник Національного університету “Львівська політехніка”. – 2012. – № 742. – С. 42–47. – (Серія «Теорія і практика будівництва»).

3. Верба В. Б. Контакт пінобетону із арматурою: вивчення явища, його моделювання та стабільність роботи в зоні зчеплення / В. Б. Верба, Б. Г. Демчина // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". – 2008. – № 627. – С. 22–27. – (Серія «Теорія і практика будівництва»).
4. Коваль П. М. Вплив армування пінобетонних вірців плит на їх несучу здатність при продавлюванні / Коваль П. М., Демчина Х. Б., Гладішев Г. М. // Дороги і мости : зб. наук. пр. – 2008. – К., 2008. – С. 123–129.
5. Костюк А. І. Напружено-деформований стан опорних перерізів стінових панелей із пінобетону неавтоклавного твердіння. Передумови вивчення / А. І. Костюк, Д. О. Зозуля // Вісник ОДАБА. – 2010. – № 38. – С. 361–364.
6. Демчина Б. Г. Дослідження збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону / Б. Г. Демчина, О. Я. Литвиняк, О. В. Давидюк // Будівельні конструкції : Міжвід. наук.-техн. зб. наук. пр. (будівництво). – 2011. – Вип. 74 : в 2-х кн. – К. : ДП НДІБК, 2011. – Кн. 1. – С. 160–166.
7. Dolton. Cellular Concrete: Engineering and Technological Advancement for Construction in Cold Climates / B. Dolton, C. Hannah // The 2006 Annual General Conference of the Canadian Society for Civil Engineering. – Calgary, Alberta, Canada May 23-26, 2006. – P. 1–11.
8. Seijo F. Building pressure tests of fiber-reinforced foam-based lightweight concrete precast wall panels / Francheska Seijo // Theses for the Degree of master of science in civil engineering. – The University of Texas and Arlington, August 2008.
9. Mazhar ul Haq. Lightweigh/low cost construction methods for developing countries / Mazhar ul Haq, Alex Liew // CBM-CI International Workshop. – Karachi, Pakistan, 2007. – P. 491–504.

Литвиняк О., Демчина Б. Дослідження деформативності бетону та арматури в коротких збірно-монолітних залізобетонних плитах перекриття з використанням безавтоклавного пінобетону

Здійснено огляд досліджень пінобетону в Україні та за кордоном. Подано результати й аналіз експериментальних досліджень деформативності бетону та арматури під час випробування на згин коротких збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням безавтоклавного пінобетону.

Ключові слова: збірно-монолітний залізобетон, коротка плита перекриття, деформативність бетону та арматури, випробування на згин, безавтоклавний пінобетон, залізобетон, поліпропіленова фібра.

Lytvynyak O., Demchyna B. Researches deformation concrete and reinforcement in short collapsible-monolithic reinforced-concrete floor slabs with use non autoclaved foamed concrete

In this article we did checkup researches foamed concrete in Ukraine and abroad. There are presented the results and analyze of experimental researches deformation concrete and reinforcement in time by bend test short collapsible-monolithic reinforced-concrete floor slabs with use non autoclaved foamed concrete.

Key words: collapsible-monolithic reinforced-concrete, short reinforced-concrete flags of ceiling, deformability concrete and armature, test to crook, non autoclaved foamed concrete, reinforced concrete, polypropylene fibre.

Литвиняк О., Демчина Б. Исследование деформативности бетона и арматуры в коротких сборно-монолитных железобетонных плитах перекрытия с использованием неавтоклавного пенобетона

Проведен осмотр испытаний пенобетона в Украине и за границей. Приводятся результаты и анализ экспериментальных испытаний деформативности бетона и арматуры во время испытаний на изгиб коротких сборно-монолитных железобетонных плит перекрытия с использованием неавтоклавного пенобетона.

Ключевые слова: сборно-монолитный железобетон, короткая плита перекрытия, деформативность бетона и арматуры, испытания на изгиб, неавтоклавный пенобетон, железобетон, полипропиленовая фибра.

УДК 624.012.25:539.386

ВИПАДКИ ТА РІВНІ МАЛОЦИКЛОВОГО ЗНАКОЗМІННОГО НАВАНТАЖЕННЯ В ПРАКТИЦІ БУДІВНИЦТВА

В. Караван, к.т.н.

Національний університет водного господарства та природокористування

Постановка проблеми. В інженерній практиці трапляються випадки, коли необхідно під час проектування враховувати вплив знакозмінного навантаження на роботу залізобетонних конструкцій. Відповідно до прийнятої класифікації знакозмінні навантаження поділяють на одноциклові, малоциклові та багатоциклові (1×10^6 циклів).

У попередньо напружених залізобетонних конструкціях під дією експлуатаційного навантаження відбувається зміна знаку напружень у бетоні, спричинена попереднім напруженням арматури, що є найпоширенішим випадком одноциклового знакозмінного навантаження [1; 2]. Малоциклові знакозмінні навантаження різного рівня виникають за експлуатації будівель та інженерних споруд в елементах конструкцій силосів, бункерів, підземних резервуарів, естакад, а також будівель в аварійних ситуаціях, у нерозрізних багатопролітних балках монолітних залізобетонних перекриттів тощо. Випадок одноциклового тривалого знакозмінного навантаження може виникнути за реконструкції наявних будівель і споруд, коли конструкції та їх елементи змінюють схему роботи внаслідок зміни конструктивної схеми будівлі загалом.

Нормативні документи, зокрема ДБН В.1.1.-12 2006 «Навантаження та впливи» [3], зовсім не враховують знакозмінного навантаження, його природу, характеристики та передісторію виникнення. Залежно від передісторії, рівня навантаження та величини асиметрії циклу вплив знакозмінного навантаження на роботу конструкцій та будівлі загалом може суттєво відрізнятись.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Дослідженню роботи бетонних та залізобетонних елементів за дії знакозмінних навантажень присвятили свої праці Макаренко Л.П., Барашиков А.Я., Бабиш Є.М., Масюк Г.Х., Погореляк А.П.,

Борисюк О.П., Войцеховський А.В., Гергель А.В., Кокарев А.М., Григорчук А.Б., Немировський В.Я., Фенко Г.А., Караван В.В., Рубель Н.В. та інші [4].

Численні експериментально-теоретичні дослідження науковців довели, що знакозмінне навантаження різного рівня змінює фізико-механічні та деформаційні характеристики важкого бетону, зменшує несучу здатність, жорсткість та тріщиностійкість згинальних елементів тощо [4].

Завдання нашого дослідження – виявити вплив знакозмінного навантаження різного рівня на фізико-механічні та деформаційні характеристики важкого бетону.

Постановка завдання. Як зазначалося вище, впливу знакозмінного навантаження можуть зазнавати конструкції інженерних споруд та промислових і цивільних будівель, воно може бути в межах експлуатаційного рівня або перевищувати його, бути врахованим у проектуванні будівель або виникати непередбачено за їх реконструкції чи настанні аварійного або надзвичайного стану тощо. І найважливішими параметрами під час розрахунку конструкцій є рівень знакозмінного навантаження (η) та асиметрія його циклу.

Виклад основного матеріалу. У проектуванні каркасів залізобетонних будівель необхідно враховувати можливі випадки появи знакозмінного малоциклового навантаження в їх конструктивних елементах. Це найімовірніше у випадку заглиблених будівель з можливістю виїзду на перекриття великовагових автомобілів: пожежних, будівельної техніки, інших транспортних засобів.

Розглянемо, наприклад, проект будівництва підземного паркінгу з можливістю виїзду на перекриття пожежного автомобіля (рис. 1).



Рис. 1. Житловий комплекс із підземним паркінгом у м. Києві.

Вага спорядженого пожежного автомобіля становить 35 т за площі 20 м², що утворює 17,5 кН/м². Усереднена вага конструкції покриття та перекриття з урахуванням ґрунту засипки, утеплювачів та конструкції мощення становить 12 кН/м². Власна вага конструкцій каркасу – 4,8 кН/м². Отже, постійні навантаження становлять 16,8 кН/м², змінні – 17,5 кН/м².

Під час розрахунку поперечної рами паркінгу розглядали дві комбінації: перша – стадія експлуатації, друга – аварійна. У стадії експлуатації враховували характеристичні навантаження від власної ваги конструкцій та корисне навантаження на перекриття. В аварійній стадії додатково враховували навантаження від ваги пожежного автомобіля.

Під час розрахунку за другою комбінацією навантаження в прольотах рам приймали із завантаженням у кожному прольоті та через проліт (рис. 2). Згідно з матеріалами статичного розрахунку саме у другому варіанті завантаження в ригелях сусідніх прольотів з'явилися знакозмінні зусилля. Значення зусиль (згинальні моменти) наведені на рис. 3.

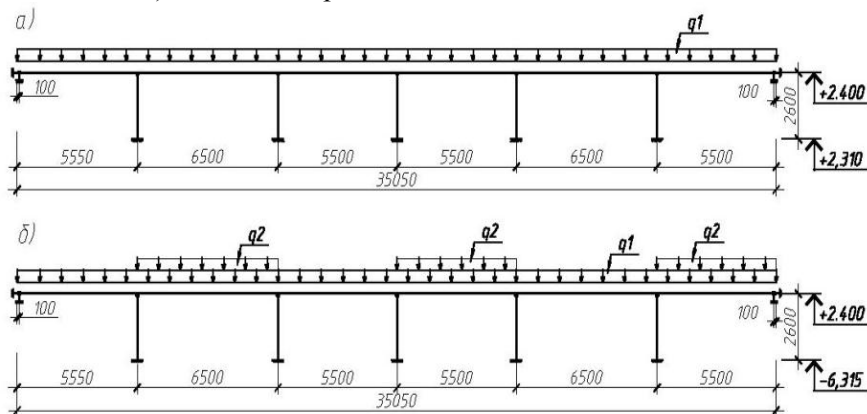
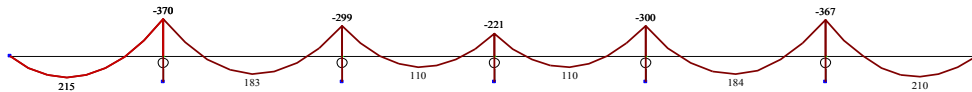


Рис. 2. Розрахункова схема рами:
а) стадія експлуатації; б) аварійна комбінація.

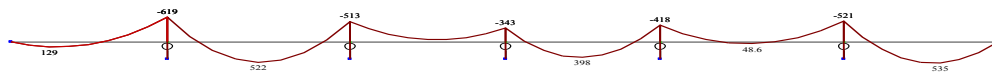
Завантаження 1
Енформа Му
Единиця вимірювання - кН*м

а)



Завантаження 2
Енформа Му
Единиця вимірювання - кН*м

б)



z_γ

Мінімальне усереднене зусилля -390,467
Максимальне усереднене зусилля 215,175

Рис. 3. Результати статичного розрахунку нерозрізного ригеля перекриття паркінгу: а) згинальні моменти M (кНм) від впливу експлуатаційного навантаження; б) зусилля M від впливу аварійного сполучення навантаження.

z_γ

Мінімальне усереднене зусилля -618,557
Максимальне усереднене зусилля 534,761

Як видно з рис. 3, в стадії експлуатації значення згинального моменту в третьому елементі рами (ригелі) становило 110 кНм. За впливу аварійної комбінації згинальний момент у цьому ж елементі змінив свій знак, і його значення становило 57 кНм. Отож, асиметрія циклу знакозмінних зусиль становила $\rho = 0,52$ за практично рівних значень постійного та змінного навантажень на раму.

Під час проектування монолітного залізобетонного прямокутного підземного резервуару для промивної води ПАТ «Рівнеазот» ємністю 10000 м³ і розміром у плані 48×48 м (рис. 4) виникла потреба у встановленні рівнів малоциклового знакозмінного навантаження, що виникають у стінці товщиною 200 мм та висотою 4,8 м.

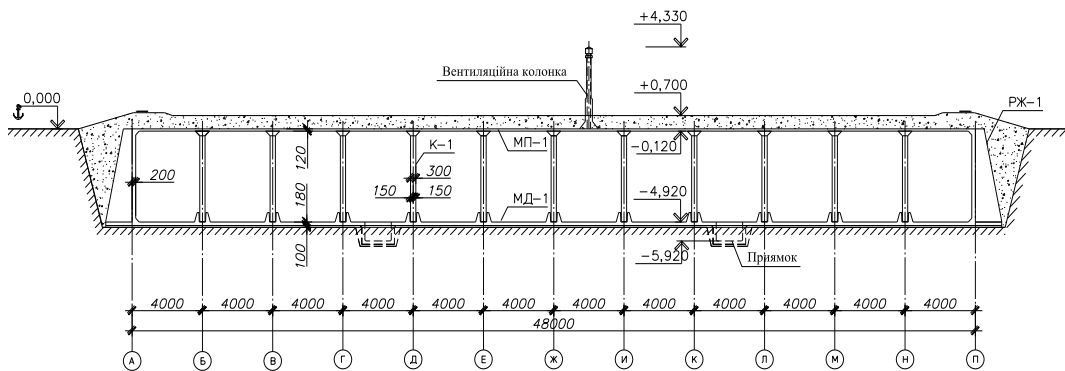


Рис. 4. Резервуар промивної води ПАТ «Рівнеазот».

Оскільки згідно з конструктивними вимогами за висотою монолітного резервуару понад 4 м необхідно влаштовувати контрфорси, то прийнявши їх крок 6 м (у межах $0,5H \leq c \leq 2H$) стінку розраховували як плиту, опертую по контуру на два випадки: випробувальний – наявний тиск рідини на стінку, але відсутній тиск ґрунту; ремонтний – діє тиск ґрунту за відсутнього тиску рідини в резервуарі.

За випробувального випадку стінка резервуару зазнає таких рівнів навантаження: резервуар, заповнений на $1/4H - \eta = 0,13$; на $1/2H - \eta = 0,26$; на $3/4H - \eta = 0,38$; резервуар, заповнений повністю, – $\eta = 0,51$ (рис. 5, а). За ремонтного випадку зусилля в стінці змінюють свій знак і рівень навантаження становить $\eta = 0,32$ (рис. 5, б).

В експлуатаційному випадку тиски ґрунту та рідини в резервуарі взаємно врівноважуються залежно від рівня рідини. За заповнення резервуару на $1/4H$ зусилля від тиску ґрунту в стінці переважають відповідні зусилля від тиску рідини, рівень навантаження становить $\eta = 0,19$. У разі заповнення резервуару на $3/4H$ і більше, зусилля від тиску рідини в стінці вже будуть переважати відповідні зусилля від тиску ґрунту.

Впливу малоциклового знакозмінного навантаження зазнають також стінки силосних банок корпусів за їх попереминого завантаження і розвантаження сипучим, внаслідок чого в горизонтальному напрямі виникають відповідно кільцеві розтягуювальні та стискальні напруження. Наприклад, за проектування силосного

корпусу для зберігання цементу ПАТ «Волинь-цемент» зі шести банок діаметром 12 м і висотою 30 м встановили рівні знакозмінного навантаження в стінці, що становили: за повного завантаження банки сипучим – $\eta = 0,66$; за заповнення $3/4$ Н банки – $\eta = 0,55$; за завантаження $1/2$ об'єму банки – $\eta = 0,4$; за заповнення $1/4$ банки – $\eta = 0,23$.

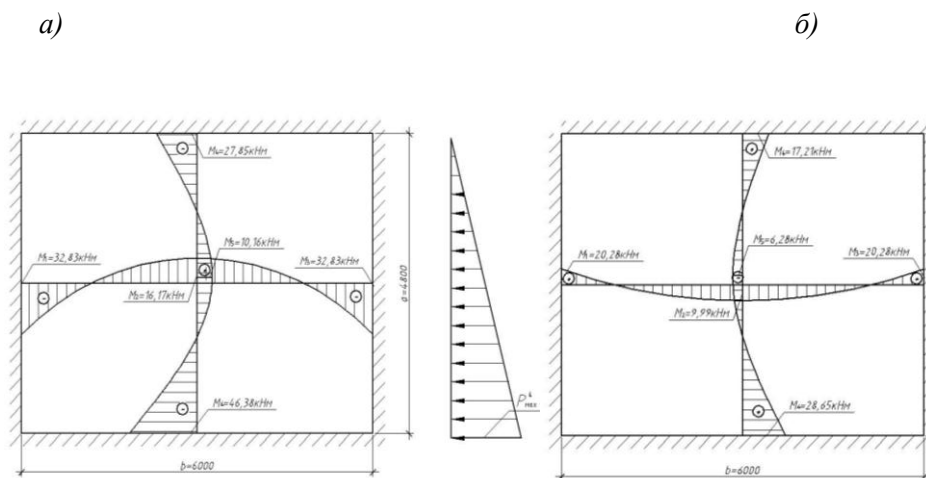


Рис. 5. Зусилля в стінці резервуара:
а) випробувальний випадок; б) ремонтний випадок.

Висновки. Поява малоциклових знакозмінних зусиль можлива не лише в конструктивних елементах інженерних споруд, на які вони і проектуються, а й у нерозрізних конструкціях каркасних будівель, за проектування яких не завжди передбачено їх виникнення. Визначальний вплив на напружено-деформований стан при цьому матимуть кількість та величини прольотів нерозрізних конструкцій, співвідношення величин постійного і змінного навантаження (тривалої та короткочасної складових).

Бібліографічний список

1. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – С. 99.
2. 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.
3. ДБН В.1.2.2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К. : Мінбуд України, 2006. – С. 79.
4. Работа згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень : монографія / Масюк Г. Х., Караван В. В., Григорчук А. Б. – Рівне : О. Зень, 2015. – 168 с.

Караван В. Випадки та рівні малоциклового знакозмінного навантаження в практиці будівництва

Подано відомості про можливі випадки виникнення малоциклового знакозмінного навантаження за експлуатації будівель і споруд.

Ключові слова: залізобетон, конструкція, навантаження, рама, резервуар, силосний корпус.

Karavan V. Cases and levels low-cycle alternating loading in construction

The data about possible cases of low-cycle alternating loading during the operation of buildings and structures.

Key words: reinforced concrete, construction, load, frame, tank, silage, silo building.

Караван В. Случаи и уровни малоциклового знакопеременной нагрузки в практике строительства

Представлены сведения о возможных случаях возникновения малоциклового знакопеременной нагрузки при эксплуатации зданий и сооружений.

Ключевые слова: железобетон, конструкция, нагрузка, рама, резервуар, силосный корпус.

УДК 624.21.004.69

МІЦНІСТЬ І ДЕФОРМАТИВНІСТЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ СТАТИЧНО НЕВИЗНАЧЕНОЇ КОМБІНОВАНОЇ ШПРЕНГЕЛЬНОЇ КОНСТРУКЦІЇ

*Ю. Вибранець, аспірант, Ю. Іваник, аспірант
Національний університет «Львівська політехніка»*

Постановка проблеми. Довготерміновий прогноз у галузі капітального будівництва показує, що металеві конструкції в складі залізобетонної плити протягом тривалого часу зберігатимуть домінуюче положення, тому завдання зменшення їх матеріалоемності є першочерговим [1]. Одним із варіантів вирішення завдання є використання нерозрізних сталезалізобетонних конструкцій, які охоплюють поєднання в роботі залізобетонної плити і комбінованих металевих елементів [2; 3].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Розробка нових конструкцій із гнучкою компоновальною схемою і створення конструктивних рішень, що забезпечують зниження витрати металу і трудомісткості виготовлення й монтажу, набувають особливого значення. Аналіз розвитку конструктивних форм, умов виготовлення і монтажу несучих будівельних конструкцій [4; 5] показує, що одним із перспективних напрямів подальшої еволюції є застосування їх як просторових комбінованих шпренгельних систем, об'єднаних у сумісну роботу зі залізобетонною плитою.

Постановка завдання. Наше завдання – вдосконалення нових конструктивних рішень і визначення реальної несучої здатності комбінованих

сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій у результаті проведення експериментально-теоретичних досліджень.

Виклад основного матеріалу. Просторова робота сталезалізобетонних комбінованих шпренгельних конструкцій є досить складною. Дослідження конструкцій такого типу, як числових, так і експериментальних, мають першочергове значення для їх широкого використання в будівництві.

У процесі проведення експериментальних досліджень були виготовлені до випробувань три натурних дослідних зразки.

Експериментальні конструкції були запроєктовані таким чином, щоб вони руйнувалися за нормальними перерізами від сумісної дії згинального моменту та поздовжньої сили. Їхнє завантаження проходило до непридатності до нормальної експлуатації, а саме – до ширини розкриття тріщин, більшої за допустиму ($a_{кр} > 0,4$ мм).

Кожен натурний зразок складався з двох ідентичних металевих шпренгельних конструкцій, по верху яких була залита монолітна залізобетонна плита. Загальна довжина металевої конструкції становила 6,14 м (проліт 6,0 м), та висота 0,475 м (в осях 0,39 м). Конструкція виготовлена згідно з розробленими кресленнями (рис. 1). Верхній пояс металевої конструкції виконували з прокатного сталюого двотаврового профілю № 12 за ГОСТом 8239-89. Шпренгельну підвіску та нижню затяжку виконували зі спарених сталюих кутиків розмірами 45x45x4 та 50x50x5 мм відповідно за ДСТУ 2251-93. Клас сталі конструкції – С245. Балка жорсткості об'єднувалась з елементами шпренгельної підвіски фасонками завтовшки 5 мм. З'єднання виконано за допомогою електродугового зварювання з використанням електродів Э-42 за ГОСТом 9467-75.

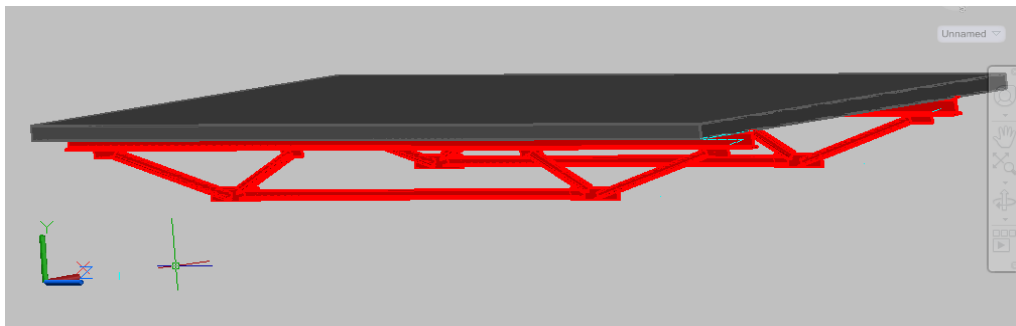


Рис. 1. Модель просторової комбінованої сталезалізобетонної шпренгельної конструкції.

Після виготовлення конструкцій їх влаштовували на опори з відстанню між осями балок 2,0 м. Монолітну залізобетонну плиту виконували по верху металевих балок. Її розміри становили 6140 x 3000 мм. Клас бетону – С20/25. Крок армування – 200 мм, арматура робоча Ø 8 та 12 класу А400С, конструктивна – Ø 8 А240С згідно з ДСТУ 3760-2006. Армування виконували в нижній зоні – суцільне, та у верхній – над опорами.

Натурні зразки відрізнялися між собою формою плити: 1) КСБ-1: плита була виготовлена у звичайній щитовій опалубці (рис. 2, а); 2) КСБ-2: опалубкою слугував сталевий профільований настил ТП-35 товщиною 0,5 мм згідно з ТУ У В.2.6-28.7-30703438-001:2010, який влаштовували ребрами поперек металевих конструкцій (рис. 2, б); 3) КСБ-3: опалубкою слугував сталевий профільований настил ТП-35, товщиною 0,5 мм згідно з ТУ У В.2.6-28.7-30703438-001:2010, який влаштовувався ребрами вздовж металевих конструкцій (рис. 2, в).

Сумісну роботу шпренгельних металевих конструкцій з плитою забезпечували за допомогою гнучкого похилого петлевого анкера (рис. 2, 3). Його виготовляли з арматури $\varnothing 8$ класу А400С. Крок анкерів згідно з розрахунком за зсувними зусиллями прийнято 500 мм. Вони кріпилися до верхнього поясу шпренгельних конструкцій. З'єднання виконано за допомогою електродугового зварювання з використанням електродів Э-42 за ГОСТом 9467-75.

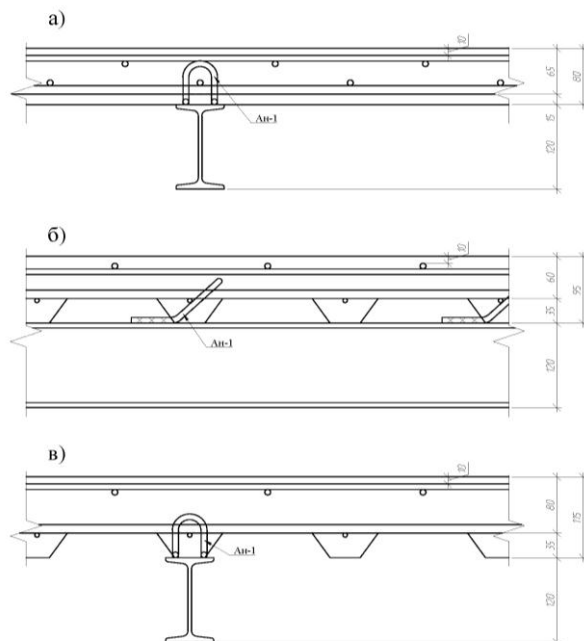


Рис. 2. Типи дослідних зразків плити:
 а) за звичайною щитовою опалубкою;
 б) за профільованим листом поперек шпренгельних конструкцій;
 в) за профільованим листом ребрами вздовж шпренгельних конструкцій;
 Ан-1 – гнучкий анкер.

Рис. 3. Анкерний пристрій та схема розміщення арматури.

У процесі проведення експерименту встановлено, що в дослідних натурних зразках після досягнення напружень у розтягнутій арматурі межі текучості подальше навантаження конструкцій супроводжувалося значним приростом

деформації арматури і бетону, прирощенням прогинів і розкриттям тріщин у середній частині плити (між металевими конструкціями). В одному випадку відбулася втрата стійкості стінки верхнього поясу металевої комбінованої конструкції (КСБ-1).

Порівняння величин експериментальних і розрахункових граничних напружень, виконаних згідно з ДБН 2.6-98:2009, ДБН 2.6-160:2010 та ДБН 2.6-163:2010 [1-3], показало добру збіжність результатів для натурних конструкцій. Відхилення експериментальних величин від теоретичних становило 12,2...-1,1%.

При обчисленні розрахункової несучої здатності у формули підставляли дійсні величини призмової міцності бетону f_{cd} , а за розрахунковий опір арматури прийнято фактичні значення межі текучості арматури σ_s . Характер руйнування конструкцій і розвиток тріщин показано на рис. 4.

Результати експериментальних досліджень. КСБ-1. Починаючи зі стадії завантаження №5 (навантаження 12 кН/м²) на боковій грані плити між балками з'явилися перші нормальні тріщини. За подальшого збільшення навантаження їхні кількість і ширина розкриття зростали. На стадії №8 (навантаження 21 кН/м²) ширина розкриття тріщини становила 0,41 мм, що перевищує допустимі межі.

За повного експериментального навантаження натурної конструкції загальний її прогин становив 16,9 мм, прогин за нижніми вузлами – 9,7 мм.

КСБ-2. Перші нормальні тріщини на боковій грані плити між балками з'явилися на стадії завантаження №5 (навантаження 12 кН/м²). На останній стадії (навантаження 21 кН/м²) ширина розкриття тріщин становила 0,25 мм.

За повного експериментального навантаження натурної конструкції загальний її прогин становив 15,8 мм, прогин за нижніми вузлами – 9,0 мм.

КСБ-3. Перші нормальні тріщини на боковій грані плити між балками з'явилися на стадії завантаження №4 (навантаження 9 кН/м²). Критичної ширини розкриття $a_{cre}=0,51$ мм вони досягли на стадії №8 (навантаження 21 кН/м²).

За повного експериментального навантаження натурної конструкції загальний її прогин становив 15,6 мм, прогин за нижніми вузлами – 8,3 мм.



Рис. 4. Тріщини в плиті (КСБ-3).

Залежність напружень в елементах підвіски від зміни навантаження для трьох типів натурних зразків відображена на графіках (рис. 5).

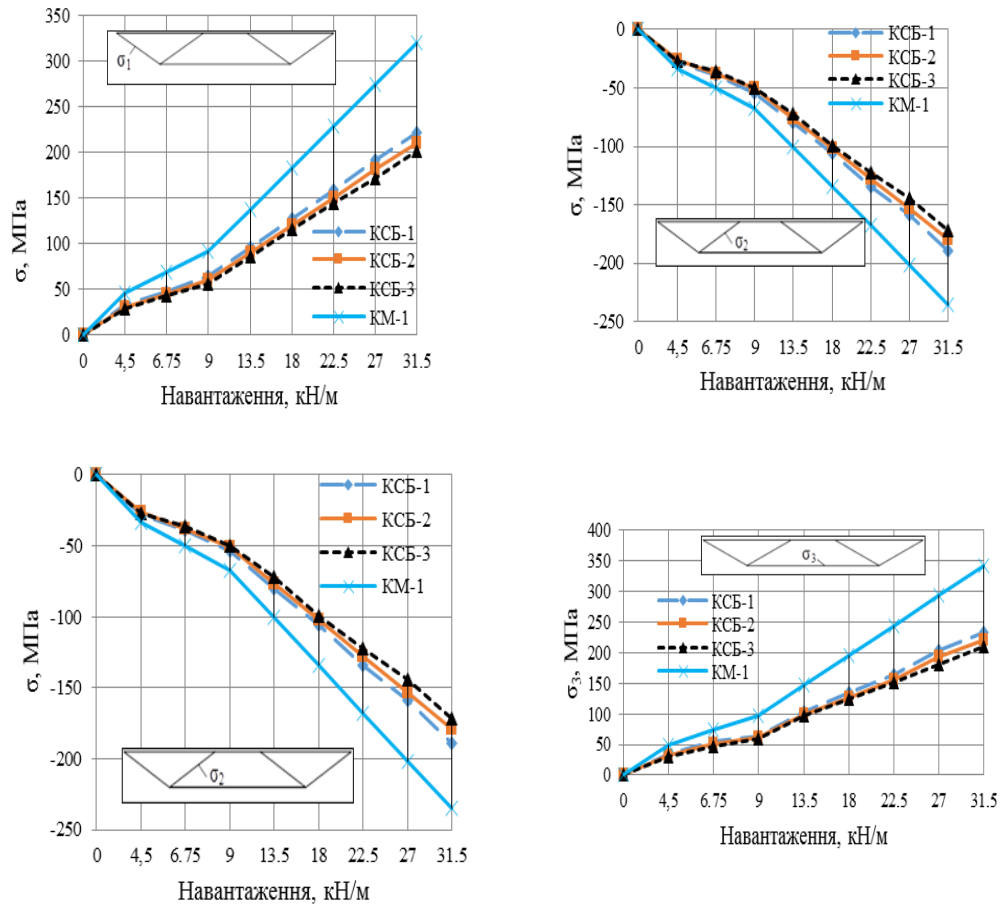


Рис. 5. Графіки залежності напружень в елементах підвіски від зміни навантажень.

На графіках КМ-1 – теоретична зміна напруження в елементах металевої конструкції, не об'єднаної в сумісну роботу з плитою.

Як видно з графіків, найменші напруження в елементах металевої підвіски виникали у 3-му дослідному зразку (КСБ-3). Це зумовлено більшою жорсткістю верхнього поясу за рахунок ребра плити безпосередньо над металевою балкою.

Найбільші напруження виникли в 1-му зразку (КСБ-1). У відсотковому відношенні на різних стадіях навантаження різниця між КСБ-1 та КСБ-3 становила 7-11%.

Напруження металевих елементів у КСБ-2 знаходяться на середньому рівні між КСБ-1 та КСБ-3. Значення відрізняються залежно від стадій завантаження, на 3-8%.

Графіки залежності відносних деформацій верхньої стиснутої зони бетону від навантаження показані на рис. 6.

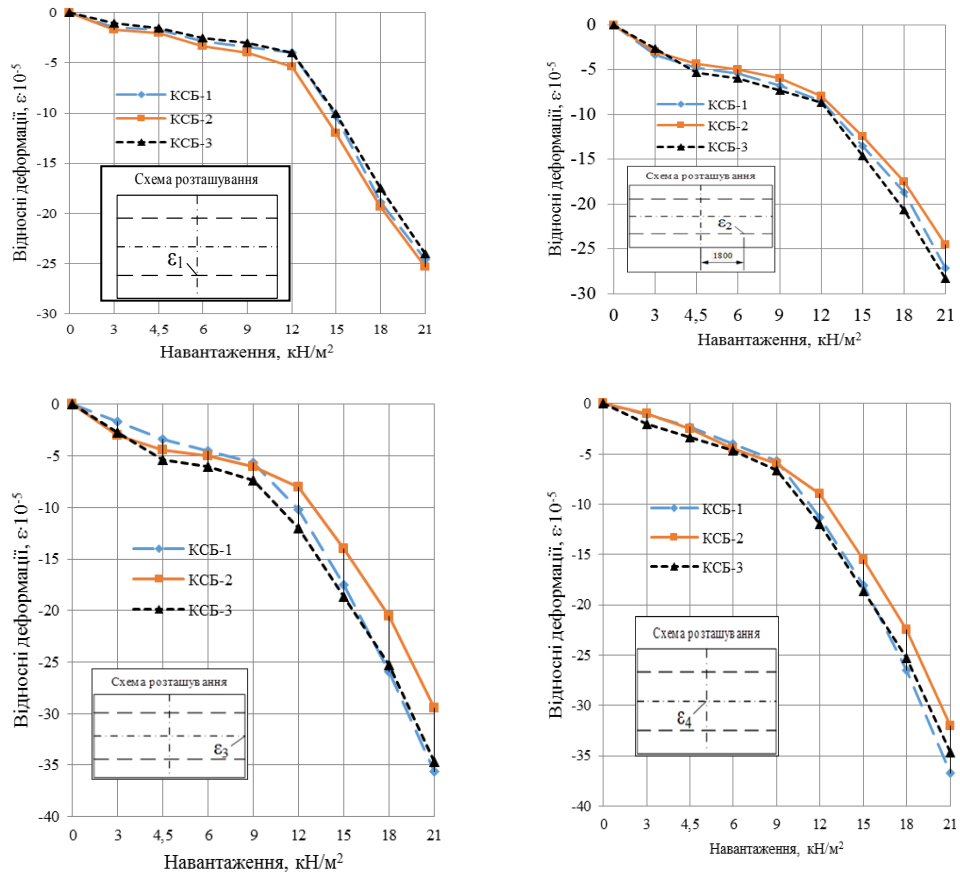


Рис. 6. Графіки залежності відносних деформацій верхньої стиснутої зони бетону від навантаження.

Як видно з графіків, у плиті теж найменші деформації бетону виникли у 3-му дослідному зразку (КСБ-3).

Епюри відносних деформацій сталезалізобетонного перерізу в середній частині верхнього поясу КСБ-1 відображені на рис. 7.

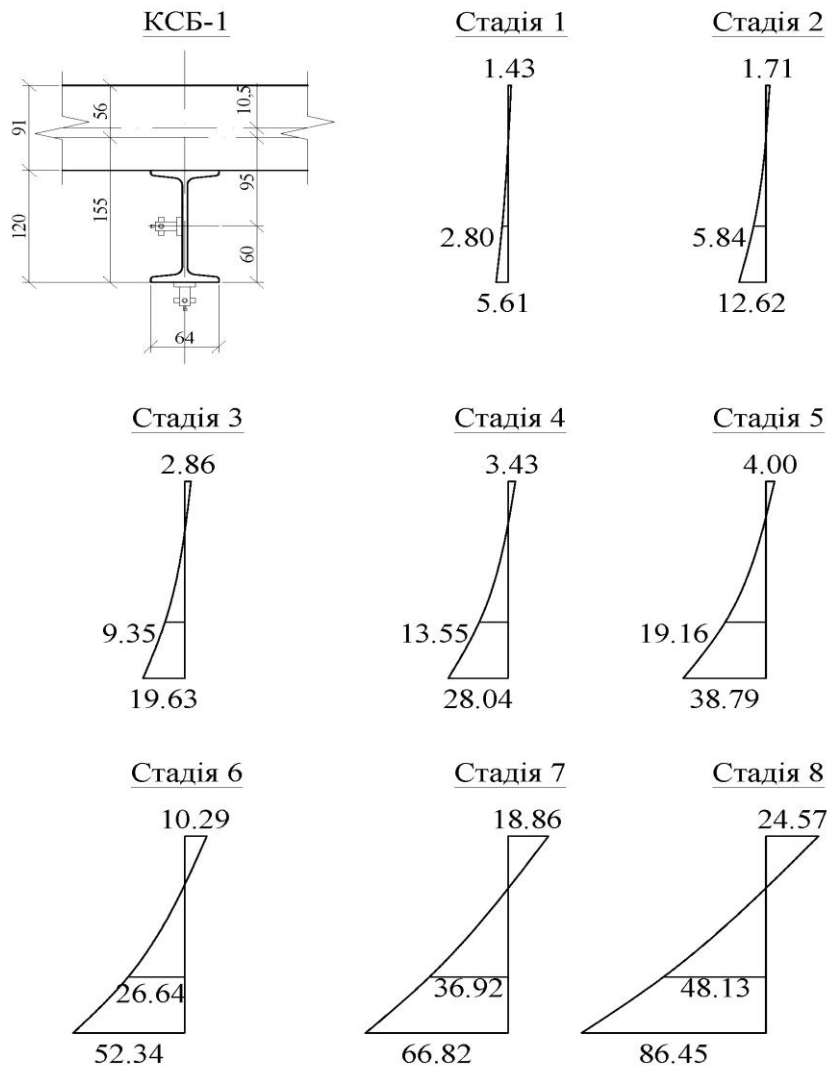


Рис. 7. Епюри відносних деформацій сталезалізобетонного перерізу в середній частині (на прикладі КСБ-1).

Характер утворення і розвитку тріщин показано на рис. 8–10.

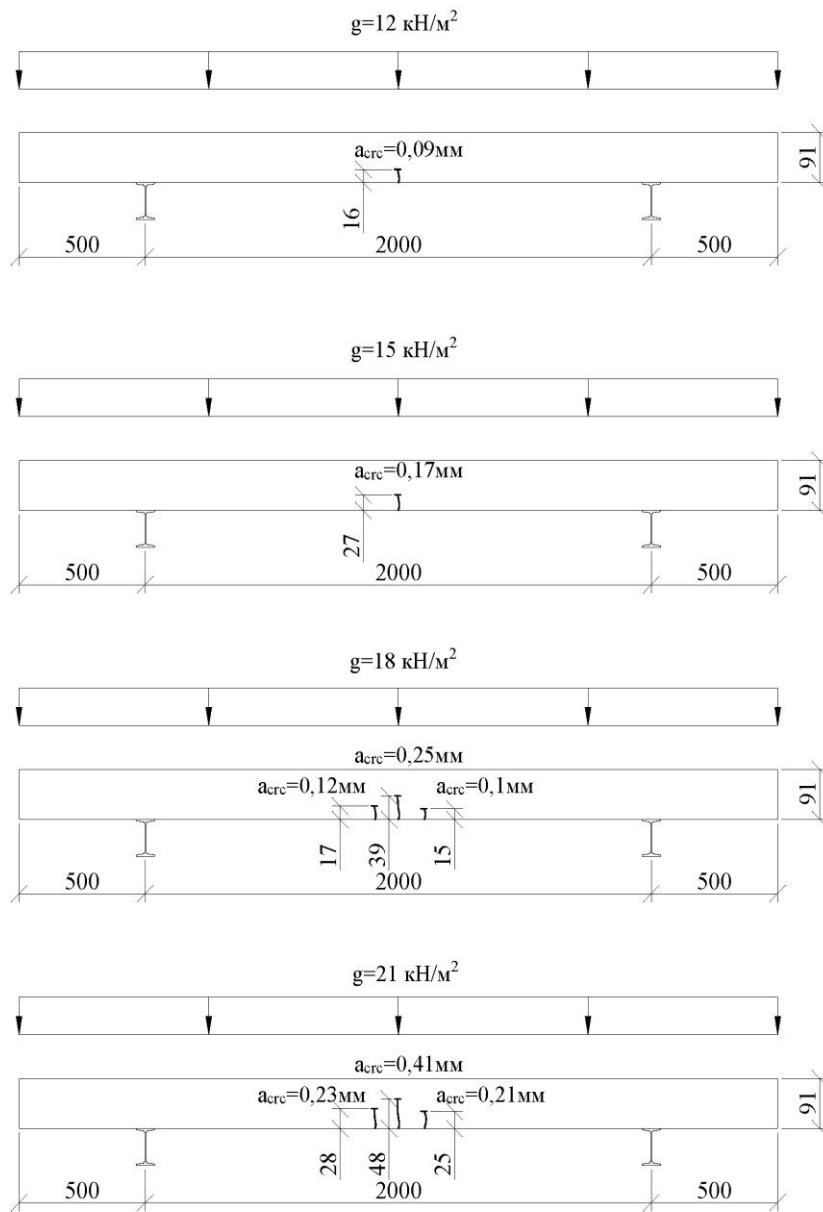


Рис. 8. Характер утворення та розвитку тріщин на боковій грані плити у КСБ-1.

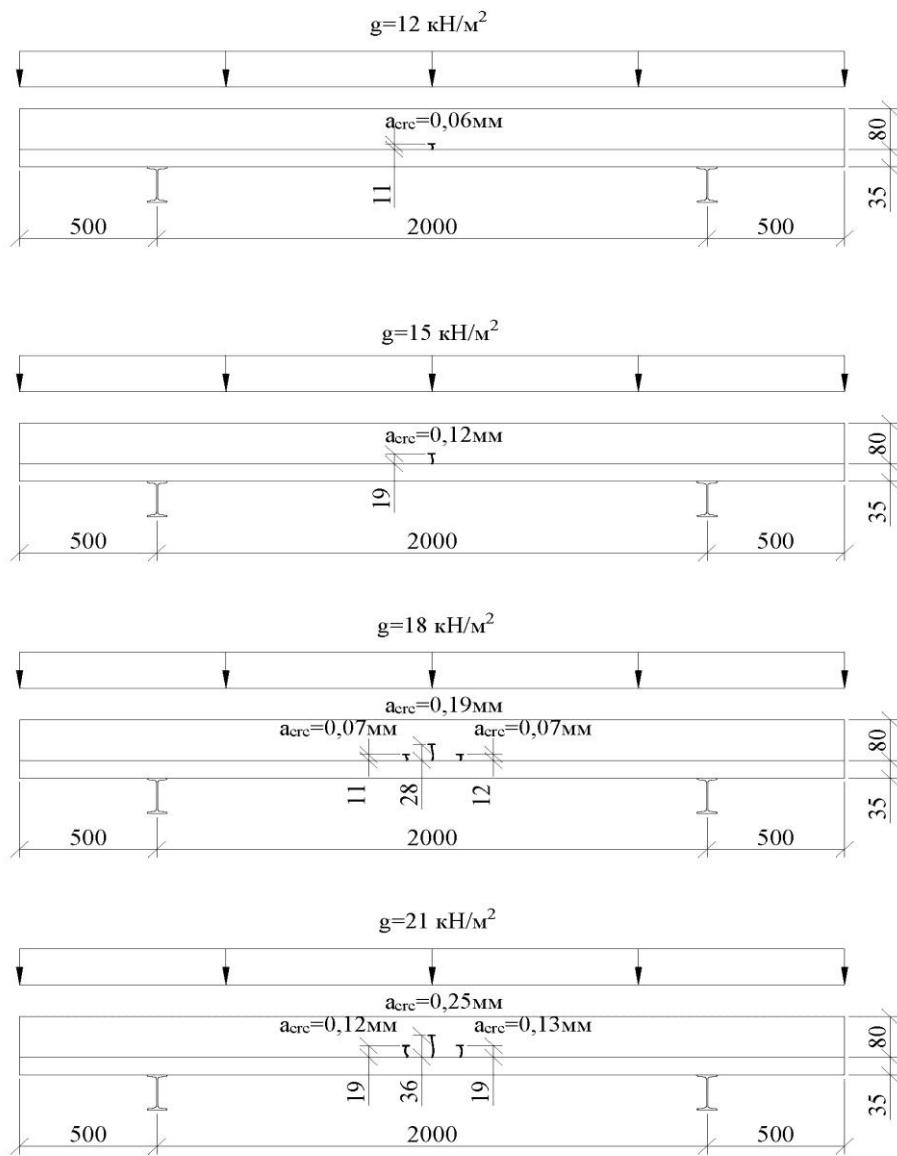


Рис. 9. Характер утворення та розвитку тріщин на боковій грані плити у КСБ-2.

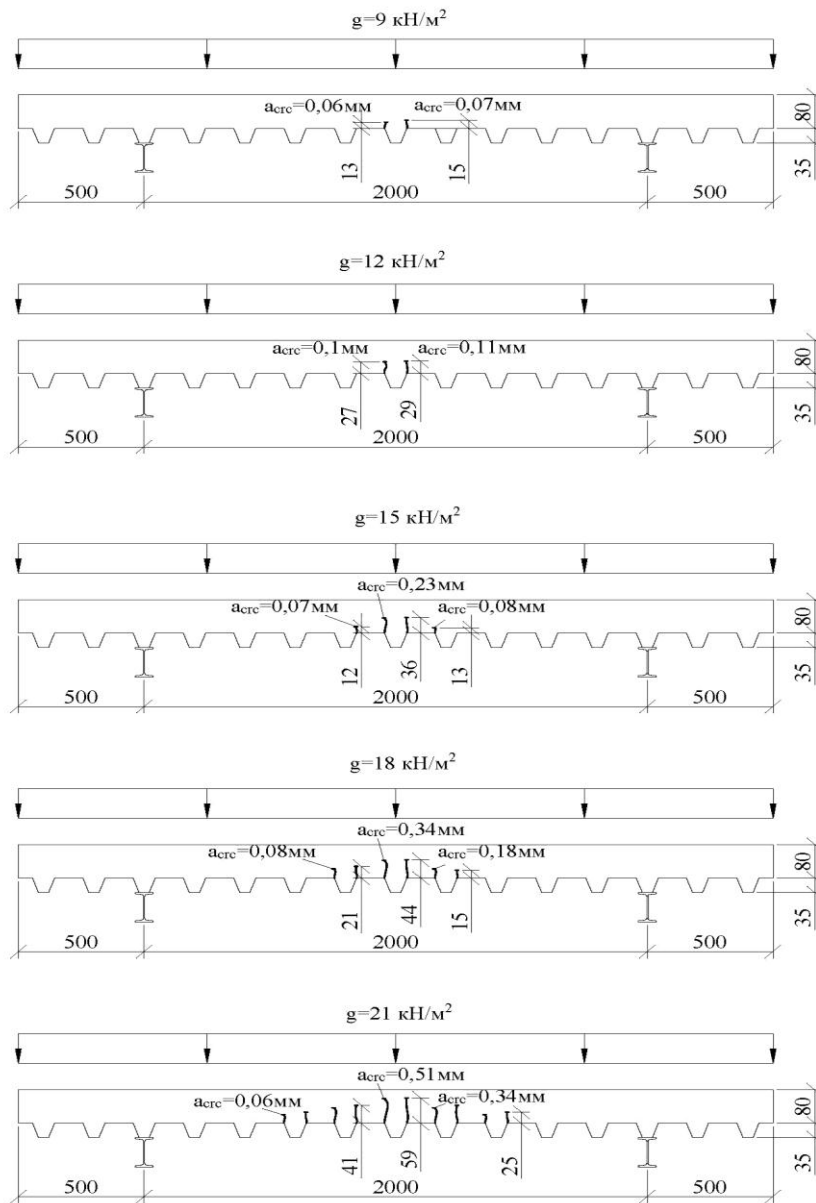


Рис. 10. Характер утворення та розвитку тріщин на боковій грані плити у КСБ-3.

Як видно з рис. 8–10, найменша тріщиностійкість – у КСБ-3. Це зумовлено найменшою робочою висотою плити за сприйняття моменту в коротшому напрямі. Лише КСБ-2 має ширину розкриття тріщин за максимального навантаження, меншу за допустиму, що дає змогу експлуатувати її за такого навантаження.

Звичайно, за наявності профільованого настилу зі забезпеченням сумісної роботи з плитою характер утворення тріщин змінився би, однак у нашій роботі цього не досліджували.

Висновки. За результатами проведених експериментально-теоретичних досліджень встановлено:

1. Просторова робота комбінованих сталезалізобетонних конструкцій здійснюється в умовах триосьного напруженого стану.

2. Розрахунок комбінованої конструкції як сталезалізобетонної з урахуванням просторової роботи, яка забезпечується головними комбінованими сталезалізобетонними і другорядними сталезалізобетонними балками, показує, що резерв несучої здатності порівняно з розрахунком у двохосьному напруженому стані становив 16%;

3. Недонапруження перетинів сталезалізобетонної конструкції порівняно з металевими дає змогу зменшити величину прокату балки жорсткості на 25%;

Бібліографічний список

1. Гоголь М. В. Проблеми економічності несучих металоконструкцій перекриття і покриття / М. В. Гоголь // Теорія і практика будівництва : Вісник НУ «Львівська політехніка». – 2004. – № 520. – С. 42-45.
2. Белый Д. Ф. К проектированию сечений металлических предварительно напряженных балок с затяжками [Текст] / Д. Ф. Белый // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1976. – № 1. – С. 51-53.
3. Клименко Ф. Е. Сталобетонные конструкции с внешним полосовым армированием / Ф. Е. Клименко. – К. : Будівельник, 1984. – 88 с.
4. Бирюлев В. В. О стальных балках с предварительно напряженной затяжкой [Текст] / В. В. Бирюлев // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1958. – № 3. – С. 70-78.
5. Блихарский З. Я. Прочность, деформативность, потери напряжений предварительно напряженных сталебетонных балок с внешним армированием [Текст] : автореф. дисс. на соискание учен. степ. к. т. н. 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения / З. Я. Блихарский. – Минск : Белорус. политехн. ин-т, 1990. – 16 с.

Вибранець Ю., Іваник Ю. Міцність і деформативність сталезалізобетонної статично невизначеної комбінованої шпренгельної конструкції

У статті виконано експериментальні дослідження натурних моделей сталезалізобетонних комбінованих шпренгельних конструкцій з різним поперечним перерізом монолітної залізобетонної плити. Показано результати експериментальних досліджень у залежностях «деформація – навантаження» і проведено аналіз результатів.

Ключові слова: сталезалізобетон, комбінована шпренгельна конструкція, дослідження, міцність, деформативність.

Vybranets Y., Ivanyk Y. Strength and deformability steel concrete statically indeterminate combined trussing constructions

Experimental study of field models steel concrete composite trussing constructions with different cross-section monolithic concrete slab. Showing experimental results based "deformation - load" and the analysis of results.

Key words: steel concrete, combined trussing design, research, strength, deformability.

Выбранец Ю., Иванык Ю. Прочность и деформативность сталежелезобетонной статически неопределимой комбинированной шпренгельной конструкции

В статье выполнены экспериментальные исследования натурных моделей сталежелезобетонных комбинированных шпренгельных конструкций с различным поперечным сечением монолитной железобетонной плиты. Показаны результаты экспериментальных исследований в зависимостях «деформация – нагрузка» и проведен анализ результатов.

Ключевые слова: сталежелезобетон, комбинированная шпренгельная конструкция, исследования, прочность, деформативность.

РОЗДІЛ 3

МЕТОДИ ОПТИМІЗАЦІЇ ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

УДК 691.328

АКТУАЛЬНІ ПРОБЛЕМИ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОФІЛІВ ЗМІННОГО З ВИСОТОЮ ВІТРОВОГО ТИСКУ НА БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ

С. Лопатка, к.т.н.

Львівський національний аграрний університет

Постановка проблеми. Для більшості висотних споруд та конструкцій вітрове навантаження є визначальним під час розрахунків та експлуатації. Оскільки протягом тривалого часу визначення розподілу швидкісних напорів з висотою було пов'язане з величезними труднощами, були зроблені кроки до встановлення проектного швидкісного напору на заданій висоті через швидкість приземного вітру, яка заздалегідь відома.

Відповідно до чинних нормативних документів для опису вертикальних профілів середніх швидкостей вітру (без урахування турбулізації потоку) використовують ступеневий закон

$$v(z) = v_{\text{анем}} \left(\frac{z}{z_{\text{анем}}} \right)^{\alpha}, \quad (1)$$

де $v(z)$ – швидкість вітру на висоті z над землею (м/с);

$v_{\text{анем}}$ – швидкість вітру на стандартному рівні розташування анемометра (м/с);

z – висота над землею (м);

$z_{\text{анем}}$ – висота розташування анемометра (м, як правило, 10 м);

α – показник, що вважається залежним від температурної стратифікації, шорсткості підстилаючої поверхні та швидкості вітру.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. У працях багатьох авторів трапляється також логарифмічний закон зміни вітрового тиску з висотою (2):

$$v(z) = v_{\text{анем}} \left(\frac{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}{\ln\left(\frac{z_{\text{анем}}}{z_0}\right)} \right), \quad (2)$$

де z_0 – параметр шорсткості.

Параметр шорсткості у формулі (2) вважається зручним, оскільки має розмірність висоти перешкод.

Точність апроксимації профілів вітру у приземному шарі атмосфери ступеневим (1) та логарифмічним законами (2) розглядали чимало авторів, зокрема в Україні у ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи». Дещо більше інформації зібрано за кордоном. За таких досліджень профілі вітру усереднювалися з численних спостережень як біля поверхні землі, так і на висотах, враховувалася стратифікація атмосфери. Було встановлено, що середні швидкості вітру до висоти 300 м апроксимуються ступеневим законом дещо точніше, ніж логарифмічним. За умови сильних вітрів на висоті 200–300 м та стійкої стратифікації атмосфери профілі швидкостей значно точніше описуються ступеневим законом, ніж логарифмічним.

Враховуючи це, у будівельних Норммах прийнятий ступеневий закон зміни швидкісних напорів (1) з висотою.

Постановка завдання. На основі гідродинамічної аналогії вважається, що з підвищенням швидкості приземного вітру збільшуються його вертикальні градієнти біля самої підстилаючої поверхні й виникає посилення вертикального перемішування між суміжними шарами повітря. Це має призвести до збільшення градієнтів не тільки внизу, але й у всьому приземному шарі. Тому вплив стратифікації має проявлятися в посиленні або послабленні вертикального обміну між шарами повітря, оскільки стійкість повітряних мас (стійка стратифікація) ускладнює вертикальний обмін, тобто перешкоджає вирівнюванню швидкостей за висотою. Тому вертикальні градієнти швидкості вітру за стійкої стратифікації є більші, ніж за нестійкої. Оскільки стратифікація суттєво впливає на профіль вітрового тиску, важливим стає знання розподілу температури повітря у профілі вітру. За зростання швидкості вітру вважається, що роль стратифікації зменшується і зовсім зникає, імовірно, за деякого значного за величиною приземного вітру.

Зазначений показник вважається одним із основних чинників, що впливають на формування профілів вітрового тиску у приграничному шарі атмосфери. Його вплив на профілі найлегше оцінити за умови байдужої стратифікації атмосфери, коли ці профілі найточніше апроксимуються ступеневими та логарифмічними законами. Порівнюючи між собою значення α за байдужої стратифікації у пунктах із фізично різними ступенями шорсткості підстилаючої поверхні, можна отримати кількісні оцінки впливу цієї шорсткості на вертикальні профілі вітрового тиску.

Виклад основного матеріалу. Вплив шорсткості поверхні на профіль вітрового тиску за великих швидкостей біля поверхні землі досліджували також у Києві, Новосибірську, Ленінграді, Обнінську. Висота нижнього рівня вимірювань становила від 24-х до 32-х м, верхнього – до 200 м. Як показав порівняльний аналіз, значення α навіть за однакових приземних швидкостей у різних пунктах відрізняються між собою. Зокрема, за швидкості приземного вітру 10 м/с величина α для Києва, де щогля захищена 8-10-поверховими будинками, становить близько 0,3. Для таких самих умов в Обнінську значення α становить лише 0,1. Для Санкт-Петербурга та Новосибірська, де пераметр шорсткості (висота перешкод) становив 1-2 м, параметр α отримав значення 0,2.

Отже, спеціальних закономірностей для знаходження параметра α не існує, і його необхідно шукати дослідним шляхом для кожної конкретної місцевості.

На основі досліджень профілів вітру в шести телевізійних та одній висотній метеорологічній вежі колишнього СРСР можна дійти висновку, що показник α , як правило, зменшується з підсиленням приземного вітру. Цей процес, наявний при всіх проаналізованих швидкостях вітру, сповільнюється за великих швидкостей. За даними вимірювань, проведених на 150-метровій щоглі в Сале (Австралія), встановлено, що показник ступеня α зменшується від 0,19 за швидкості вітру 10-11 м/с на висоті 12 м до 0,10 за швидкості 22 м/с. У Обнінську α зменшується від 0,5 до 0,10-0,12 за зміни швидкості на висоті 8 м від 1 до 10 м/с. За дуже сильного приземного вітру значення α близьке до нуля, тобто швидкість вітру вирівнюється за висотою у всьому шарі.

Для побудови вертикальних профілів швидкостей профілів вводять три типи підстилаючої поверхні:

- тип А – місцевість зі слабкою захищеністю;
- тип Б – місцевість зі помірною захищеністю;
- тип В – місцевість із сильною захищеністю.

Зазначені типи деталізуються в чинних будівельних нормах, проте лише словесними означеннями. А. Давенпорт пропонує встановлювати для кожного з типів поверхні коефіцієнти шорсткості α , що дорівнюють, відповідно, $\alpha_A = 0,16$; $\alpha_B = 0,28$; $\alpha_V = 0,40$.

Практика проектування і зведення будинків підвищеної поверховості (20–30 поверхів) у великих містах України дала змогу прояснити питання зміни профілю вітрового тиску з висотою. Як правило, такі будівлі споруджують на околицях міст в умовах слабкої захищеності, тоді як із розбудовою нових багатоповерхових мікрорайонів захищеність зростає. Зниження швидкості вітру при цьому становить 40–50%.

Практика світового будівництва висотних конструкцій може оперувати обмеженою кількістю міст, для яких встановлені коефіцієнти профілів швидкостей вітру: Санкт-Петербург (0,41), Нью-Йорк (0,39), Копенгаген (0,38), Москва (0,37), Київ (0,35), Токіо (0,34, 0,28, 0,18, 0,29 – у різних районах).

Забігаючи наперед, долучимо до цього списку місто Львів, Україна (0,35, 0,40).

Різниця у встановленні коефіцієнта α полягає в тому, що для всіх перелічених міст, крім Львова, профілі вітрового тиску вимірювали на вже існуючих висотних спорудах. Обмеженнями при цьому була їх висота. Зокрема Ейфелева вежа (Париж) – 300 м, показник ступеня 0,45; Санкт-Петербург – 147 м; Нью-Йорк – 375, Копенгаген – 72; Лондон (Велика Британія) – 180; Лондон (Канада) – 41; Київ – 177; Токіо – 60 та 246; Монреаль – 295; Сент-Луїс – 136 м. Про частоту встановлення анемометрів чи інших давачів вітрового тиску за висотою споруди в літературі не зазначено. Не вказано також, що необхідно робити

для встановлення проектного профілю вітрового тиску для споруди, яка тільки проектується, і безпосереднього доступу на висоту немає.

На відміну від попереднього переліку, у Львові здійснено вимірювання до висот від 15 до 29 км з роздільною здатністю 6 метрів вертикально з використання дистанційного методу, що не потребує наявності поблизу жодних висотних споруд чи конструкцій.

Існує принаймні два способи контролю вітрових потоків за висотою споруди – встановлення численних давачів через певні проміжки та в різних місцях будівлі й вивчення параметрів повітря в атмосфері, не збудованій наявністю будівельної конструкції методом куль-пілотів чи радіозондів (лідарне, тобто лазерне інфрачервоного діапазону, сканування, що дає змогу визначити швидкість вітру у прозорому повітрі, через недоступність не розглядається). Очевидні обмеження методу встановлення анемометрів за висотою споруди: насамперед потрібно мати в регіоні висотну конструкцію та доступ до неї, а також не завжди легко позбутися впливу такої конструкції на вітровий потік. Замість цього виникла унікальна можливість скористатися регулярними аерологічними запусками радіозондів в атмосферу, що виконуються Укрдержкомгідрометом.

Із восьми аерологічних станцій, які випускають кулі з радіозондами в атмосферу України, одна знаходиться у Львові, хоча і здійснює спостереження лише для стандартних висот, що поблизу поверхні землі віддалені між собою на сотні метрів.

Підключенням до наявного обладнання стандартного реєстратора (самописця з подальшим оцифруванням отриманих графіків або цифрового приладу зі записом даних безпосередньо в ЕОМ), можна без перешкод штатним аерологічним вимірюванням проводити паралельну реєстрацію даних з високою роздільною здатністю. Перевага такого методу перед розміщенням десятка давачів за висотою споруди очевидна як із погляду затрат праці та фінансів, так і з методичних міркувань синхронізації вимірювань.

Для вимірювання вертикальних профілів вітрового тиску розроблено апаратно-програмний комплекс для підключення до аерологічної радіолокаційної станції. Він складається з апаратної частини для передачі даних радіолокатора на реєструвальне обладнання та пакетів програмного забезпечення для проведення автоматичних розрахунків усіх параметрів. Комплекс має паралельне підключення до обладнання радіолокатора завдяки гальванічній розв'язці, що дало змогу проводити його випробування і доробку одночасно під час декількох десятків планових випусків аерологічних зондів протягом двох останніх років, на основі яких зроблено висновки про вітровий тиск над різними типами забудови м. Львова.

Висновки

Для кожного населеного пункту і навіть для різних його районів зазначені характеристики різні і вимагають наявності спеціального обладнання, особливо для обстеження навантажень перед будівництвом висотної споруди, її реконструкції.

Уперше в будівельній практиці України та світу дослідження вітрового впливу на висотні споруди та атмосферне перенесення забруднень, зокрема будівельною промисловістю, пропонується виконати дистанційним методом з

комплексним використанням висококласної аналогової та цифрової техніки на базі непристосованого для цієї мети обладнання для аерологічних спостережень служб Держкомгідромету.

Отримані результати можна використати для перевірки положень ДБН щодо профілів вітрового тиску для висотних споруд в умовах міської забудови, створення рекомендацій для нових будівельних Норм України, оцінки транскордонних перенесень забруднень у вільній атмосфері та для оптимізації експлуатації і будівництва висотних будівельних конструкцій у регіоні.

Бібліографічний список

1. Барштейн М. Ф. Ветровая нагрузка на здания и сооружения / Барштейн М. Ф. // Строительная механика и расчет сооружений. – М., 1974. – № 4. – С. 421.
2. Барштейн М. Ф. Воздействие ветра на здания и сооружения / Барштейн М. Ф. // Нагрузки и надежность строительных конструкций : Труды ЦНИИСК. –1973. – Вып. 21. – С. 65-84.
3. Белинский В. А. Аэрология / Белинский В. А., Побяхо В. А. – Л. : Гидрометеиздат, 1964. – 464 с.
4. Заварина М. В. Строительная климатология / Заварина М. В. – Л. : Гидрометеиздат, 1976. – 312 с.
5. Заварина М. В. Расчетные скорости ветра на высотах нижнего слоя атмосферы / Заварина М. В. – Л. : Стройиздат, 1971. – 262 с.

Лопатка С. Актуальні проблеми дослідження профілів змінного з висотою вітрового тиску на будівлі та споруди

Дослідження вітрового впливу на висотні споруди були використані для перевірки положень ДБН щодо профілів вітрового тиску для висотних споруд в умовах міської забудови, створення рекомендацій для нових будівельних Норм України, оцінки транскордонних перенесень забруднень у вільній атмосфері та для оптимізації експлуатації і будівництва висотних будівельних конструкцій у регіоні.

Ключові слова: будівельні конструкції, вітрове навантаження, автоматизація експерименту, нормування впливів та дій на споруди.

Lopatka S. Actual problems of research of variable profiles with height of wind pressure on buildings and structures

A study of wind effects on high-rise buildings to be used for the verification of provisions in DBC relative to the wind pressure profiles for high-rise buildings in urban areas, the creation of recommendations for new construction Norms of Ukraine, the assessment of transboundary perenesen pollutants in the free atmosphere and to optimize operation and construction of high-rise building construction in the region.

Key words: building structures, wind load, experiment automation, standardization impacts and impacts on structures.

Лопатка С. Актуальные проблемы исследования профилей переменного с высотой ветрового давления на здания и сооружения

Исследование ветрового воздействия на высотные сооружения были использованы для проверки положений ДБН относительно профилей ветрового

давления для высотных сооружений в условиях городской застройки, создания рекомендаций для новых строительных Норм Украины, оценки трансграничных перенесений загрязнений в свободной атмосфере и для оптимизации эксплуатации и строительства высотных строительных конструкций в регионе.

Ключевые слова: строительные конструкции, ветровая нагрузка, автоматизация эксперимента, нормирования воздействий и воздействий на сооружения.

УДК 621.311.24 (477)

ВИКОРИСТАННЯ ЕНЕРГООЩАДНИХ ТЕХНОЛОГІЙ У СУЧАСНОМУ БУДІВНИЦТВІ

*Т. Райхенбах, к.н. з держ. упр., С. Безрука, магістр
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Проблема енергозбереження в сучасному будівництві [1; 2] – одна з найгостріших на сьогодні. Використання енергоощадних технологій у будівництві приведе до незалежності економіки від імпортованих енергоносіїв.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Проблемі енергозбереження та теплозахисту в Україні посвячено чимало матеріалів. Було опрацьовано документи та закони України, статистичні матеріали стосовно енергозбереження в будівництві [6].

Постановка завдання. Завдання нашого дослідження – аналіз сучасного стану справ у будівництві в контексті енергозбереження та використання енергоощадних технологій і матеріалів.

Виклад основного матеріалу. Розвиток економіки України значною мірою залежить від вирішення завдання забезпечення енергоносіями. Недостатній обсяг власних енергоносіїв змушує українську владу приймати рішення щодо значного їх імпорту. Сьогодні світ намагається вирішувати проблему енергоносіїв на основі нових підходів, в основу яких покладено покращання технологічного процесу з погляду енергомісткості виробництва, розвитку енергозбереження, розширення виробництва енергії за рахунок поновлюваних джерел.

Україна – енергодефіцитна держава, яка імпортує 75 % природного газу та 85 % нафти і нафтопродуктів. Така структура паливно-енергетичного балансу критична і неприйнятна з позиції енергетичної безпеки.

Найскладнішою щодо ефективності використання енергії залишається ситуація справ у житлово-комунальному комплексі, де зношені теплові та водопостачальні станції працюють із низьким ККД і здійснюють постачання через такі самі зношені мережі. Внаслідок цього втрати енергії сягають 45-50 %.

Зростання цін на енергоносії спонукають до економного їх використання. Доцільність такого підходу показують європейські країни. Будівлі одразу спроектовані так, щоб забезпечити дешевше їх обслуговування без втрати

комфорту для життя. Будівництво будинків із низьким споживанням енергоресурсів набирає обертів у Європі. З 2010 року в країнах Євросоюзу будують будинки тільки з низьким споживанням енергії, а вже у 2015-2020 роках в ЄС стоїть завдання будувати будинки з нульовим споживанням енергії.

Сьогодні істотну увагу приділяють теплозахисту об'єктів, які будують і реконструюють. У будівельну практику активно впроваджують різні системи зовнішньої теплоізоляції й обробки фасадів, використовуючи при цьому принцип багат шарових конструкцій, де одна частина виконує несучу функцію, друга – тепловий захист об'єкта [3].

Окрім того, в умовах ринкової економіки особливого значення набувають технології будівництва, що дають змогу досягти максимальних результатів за мінімальних витрат часу, сил і засобів. Використання сендвіч-панелей, енергоощадних блоків та інших сучасних стінових матеріалів повною мірою відповідають цим вимогам.

Сучасні енергоощадні сендвіч-панелі. Одним із освоєних досягнень світової будівельної галузі є сендвіч-панелі. Вони легкі в монтажі, теплозберігаючі, надійні і з різними видами декорування фасаду. Сендвіч-панелі – це тришаровий будівельний матеріал, який складається з внутрішнього шару – теплоізоляційного наповнювача (пінополістирол, мінеральна вата) та двох зовнішніх шарів з оцинкованої сталі завтовшки 0,50-0,55 мм, які вкриті декоративним полімерним покриттям. Їх поділяють на три типи: стінові, покрівельні, облицювальні (для утеплення та реконструкції стін), і виготовляють за різними типами профілювання. Незалежно від теплоізолювального наповнювача, основною перевагою сендвіч-панелей є їх технологічність.

Технологія „термодім”. В Україні технологія «Термодім» з кожним роком стає все популярнішою. Вона вражає своїми простотою, економічністю, а, щонайважливіше, – результатами. Термодім – це будинок, стіни якого зведені з легких пінополістирольних блоків. Такі блоки називають термоблоками і вони є, по суті, незнімною опалубкою. Заповнені бетоном, вони утворюють монолітну стіну завтовшки 150 мм, утеплену з двох боків пінополістирольною плитою по 50 мм. Котеджі, побудовані за технологією будівництва «термодім», дають змогу істотно економити на опалюванні й кондиціонуванні приміщень, мають високі звукоізоляційні властивості, а також перешкоджають радіаційному випромінюванню [7].

Енергозберігаючі стінові блоки. Блоки є несучим і самонесучим будівельним матеріалом і можуть використовуватися для зведення як несучих стін (у будинках із висотністю щонайбільше три поверхи), так і внутрішніх перегородок. Застосування в будівництві малих стінових блоків дає змогу збільшити корисну площу приміщень за рахунок зменшення товщини стін, різко підвищити продуктивність процесу будівництва (швидкість монтажу блоків у чотири-п'ять разів вища, ніж швидкість монтажу цегли), заощадити на зведенні елемента конструкції до 60% розчину. Сьогодні налічують чимало видів енергоефективних блоків з різних матеріалів та з різною структурою й

особливостями. В експлуатації будинків з енергоощадних блоків витрати на опалювання втричі менші, ніж у цегляних [7].

Керамічні термоблоки. Тепла кераміка – найпопулярніший у країнах Європи сучасний стіновий матеріал. Сьогодні пористі керамічні термоблоки користуються все більшим попитом і серед українських будівельників та замовників. Високі характеристики їх міцності дають змогу використовувати їх у висотному будівництві. Натуральна сировина забезпечує керамічному термоблоку екологічність та вогнетривкість, пористість – високі звуко- та теплоізоляційні показники, висока щільність – спроможність акумулювати тепло. Поєднання цих унікальних експлуатаційних якостей забезпечує керамічним термоблокам беззаперечний пріоритет як у будівельників, так і у споживачів.

Піноблоки – як найоптимальнішу заміну цегли – застосовують для кладки несучих стін, перегородок у будівництві індивідуальних житлових об'єктів, монолітно-каркасних сучасних багатоповерхових будівель, комерційних багатопрофільних споруд, реконструкції старих будівель, зведення сільськогосподарських об'єктів, а також садових будиночків, гаражів тощо. Енергоощадні будівельні піноблоки використовують для захисту стін будівель і приміщень від вологи, перепадів температур та проникальної радіації.

Енергоощадні стяжки з полістиролбетону. Полістиролбетон – це бетон, легким заповнювачем якого є спінений полістирол. За своїми властивостями належить до легких комірчастих бетонів, проте має низку істотних відмінностей. До його переваг відносять можливість варіювання в широких межах його щільності, внаслідок чого полістиролбетон може бути як конструкційним, так і теплоізоляційним матеріалом. Нині його активно застосовують для утеплення підлог, стін, дахів як об'єктів, що будуються, так і вже введених в експлуатацію. Серед переваг полістиролбетону варто відзначити те, що він більш довговічний (на відміну від полімерних матеріалів, які значно швидше старіють і руйнуються), з високою теплоощадною спроможністю для підлог, стін і даху будинку, екологічно безпечний [4; 5].

Термопанель для утеплення фасадів будівель. Фасадні термопанелі – це практично готовий фасад із клінкерною плитою 240 × 71 × 15 мм, спеціальною підставкою і твердою теплоізоляційною основою пінополістиролом – марки 40 (завтовшки 60 або 100 мм) [7].

Вибір клінкерної кераміки як захисно-декоративного екрану – невипадковий. Клінкер за ступенем стійкості до впливів навколишнього середовища перевершує більшість порід природного каменю. Стіни з фасадними термопанелями ефективніше зберігають тепло, ніж стіни, зведені за іншими традиційними технологіями. Точне з'єднання панелей запобігає появі «містків» холоду, конденсату або цвілі, забезпечує чітку сітку швів [6; 7].

Отже, нині в Україні виробляють досить велику кількість енергоощадних і теплоізоляційних матеріалів різних видів. Найпоширенішими серед них є сендвіч-панелі, різноманітні стінові блоки, енергоощадні стяжки, фасадні панелі. Подальшого розвитку набули технології «пасивний будинок». Впровадження

новітніх енергоефективних матеріалів та технологій зменшить споживання теплоносіїв, а відтак і енергозалежність України від Росії.

Бібліографічний список

1. Житлове будівництво [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <http://www.kyivproekt.com.ua/ua/ghitlovebud.html>.
2. «Київміськбуд» освоєє нові технології [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <http://lopata.kiev.ua/adv-1717/>.
3. За новими технологіями: новые идеи в строительстве // Строительство и архитектура [Электронный ресурс]. – Режим доступа : <http://www.first-realty.com.ua/art/7/314.html>.
4. Аналіз ринку сучасних будівельних матеріалів [Електронний ресурс] / Н. С. Лялікова. – Режим доступу : <http://www.kpds.kiev.ua/svttenderiv.htm>.
5. Будівничі підземного міста [Електронний ресурс] / А. П. Гальчук. – Режим доступу : <http://www.kpds.kiev.ua/svttenderiv.htm>.
6. Офіційний веб-сайт Мінрегіонбуду [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <http://www.minregionbud.gov.ua>.
7. Енергозберігаючі технології і матеріали в будівництві [Електронний ресурс] / О. Лівінський. – Режим доступу : <http://www.golos.com.ua/article/1190183107.html>.

Райхенбах Т., Безрука С. Використання енергоощадних технологій у сучасному будівництві

Розглядається проблеми енергозбереження в будівництві України, наводяться приклади енергоощадних технологій та матеріалів у сучасному будівництві, які сприяють енергозбереженню та теплозахисту будівель.

Ключові слова: енергозбереження, будівництво, енергоефективність.

Reichenbach T., Bezruka S. The use of energysaving technologies in the modern building

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, construction/building, renewable energy.

Райхенбах Т., Безрука С. Использование энергосберегающих технологий в современном строительстве

Рассматриваются проблемы энергосбережения в строительстве Украины, наводятся примеры энергосберегательных технологий и материалов в современном строительстве, которые сопутствуют энергосбережению и теплозащите зданий.

Ключевые слова: энергосбережения, строительство, энергоэффективность.

УДК 69.057:658.513.4

МЕТОДИ ПІДВИЩЕННЯ ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНОЇ НАДІЙНОСТІ РОЗРОБКИ І РЕАЛІЗАЦІЇ КАЛЕНДАРНИХ ПЛАНІВ У БУДІВНИЦТВІ

О. Мартиш, к.т.н.

Придніпровська державна академія будівництва та архітектури

Постановка проблеми. Дослідження в напрямі організаційно-технологічної надійності календарних планів зумовлені частими зривами окреслених строків будівництва. Виникає питання, чому відбуваються зриви.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Аналіз робіт таких авторів, як В.А. Афанасьєв, Є.Ю. Антипенко, М.С. Будніков, А.І. Білоконь, В.Т. Вечеров, О.А. Гусаков, В.Ф. Залунін, В.М. Кірнос, В.Р. Млодецький, А.В. Радкевич, В.І. Торкатюк, Р.Б. Тян, Є.П. Уваров [1–6], дав змогу встановити, що зі 60-х років ХХ ст. темі надійності організаційно-технологічних рішень у будівництві приділяли значну увагу, проте надійність планів залишається низькою. При цьому проблему вбачали або в недосконалості застосовуваних методик, за якими розробляли плани і обґрунтовували необхідність їх вдосконалення, або звертали увагу на роль процесу управління в забезпеченні надійності досягнення кінцевого результату.

Постановка завдання. Наше завдання – розглянути методику, згідно з якою за рахунок ефективного управління можна підвищити надійність досягнення кінцевого результату виробничої діяльності організаційної системи, здійснюваної за планами, які спочатку мають низький рівень надійності.

Виклад основного матеріалу. У багатьох літературних джерелах приймають нормальний закон розподілу часу виконання окремої роботи, а також досить часто застосовують β -розподіл. Це свідчить про неоднозначність підходу в зазначеному питанні, тому були проведені відповідні дослідження.

Час виконання будь-якої будівельно-монтажної роботи розглядали як похідну від заданого обсягу робіт та інтенсивності їх виконання (продуктивності виконавця). Доведено, що продуктивність виконання робіт з урахуванням імовірнісної природи виробничих процесів описують нормальним законом розподілу. Діапазон розсіювання інтенсивності виконання роботи визначається її межами між максимальним (оптимістичним) і мінімальним (песимістичним) значеннями, які визначаються технічними та організаційно-технологічними умовами. Відтворимо залежність, яку аналізуємо, в графічному вигляді (рис. 1).

На базі врахування ймовірнісної природи виконання робіт розроблена карта оцінки управлінської реалізованості, за допомогою якої можна розрахувати необхідну в той чи інший момент часу інтенсивність виконання робіт для завершення їх в окреслений строк зі заданою ймовірністю. У процесі досліджень був зроблений важливий практичний висновок: компенсувати відставання від графіка на завершальних етапах значно складніше, ніж забезпечувати резерви на початкових етапах. На початковому етапі реалізації проекту управлінські рішення

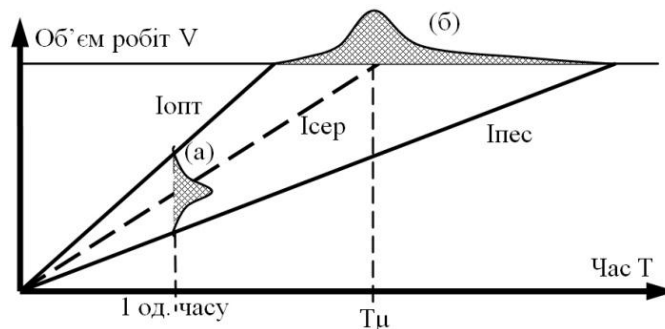


Рис. 1. Геометрична інтерпретація асиметричного закону розподілу часу виконання робіт (б) за нормального закону розподілу інтенсивності їх виконання (а): $I_{\text{пес}}$, $I_{\text{опт}}$, $I_{\text{сер}}$ – песимістична, оптимістична та середня інтенсивності виконання робіт.

досить ефективні, їх вибір здійснюється з великої кількості альтернативних варіантів можливих майбутніх коригувань. Також у розпорядженні суб'єкта управління є достатні запас часу і ресурсів, виділених на реалізацію проекту, тому роботи можуть виконуватися з максимальною інтенсивністю, за можливості забезпечуючи позитивний заділ на майбутнє. Відмінна ситуація – на завершальному етапі, коли вже освоєна більшість інвестиційних коштів і практично мінімізується можливість впливати на кінцевий результат. Тому найвища надійність забезпечується зміною інтенсивності робіт від вищої на початкових етапах робіт до нижчої – на завершальних.

Подальше завдання полягає у вирішенні задачі взаємної ув'язки потоків у складі календарного плану з урахуванням імовірнісної природи виконання робіт. Це розробка методики отримання підсумкового розподілу часу виконання певного обсягу робіт з урахуванням складного організаційно-технологічного взаємозв'язку робіт (рис. 2).

Часові імовірнісні параметри окремого виду робіт доцільно визначати на базі «віялової» випадкової функції, що враховує наростання невизначеності в часі, а часові параметри потоку розраховувати в матричній формі, яка би враховувала не тільки час, а й інтенсивність робіт в оптимістичному і песимістичному режимах, що дає змогу встановлювати необхідний рівень надійності.

Зазначені методи були апробовані за розробки календарного плану будівництва житлового комплексу в місті Дніпропетровську. Застосування імовірнісного підходу до розрахунку часових параметрів календарного плану потребувало проведення додаткових показників, що характеризують роботу конкретних виконавців, які будуть задіяні в цій програмі робіт. Такі дані були отримані з аналізу результатів роботи виконавців у минулі періоди за аналогічними видами робіт. На підставі виконання цих робіт була розрахована за розробленою методикою матриця часових параметрів виконання робіт з урахуванням визначеної надійності досягнення кінцевого результату та побудована циклограма робіт.

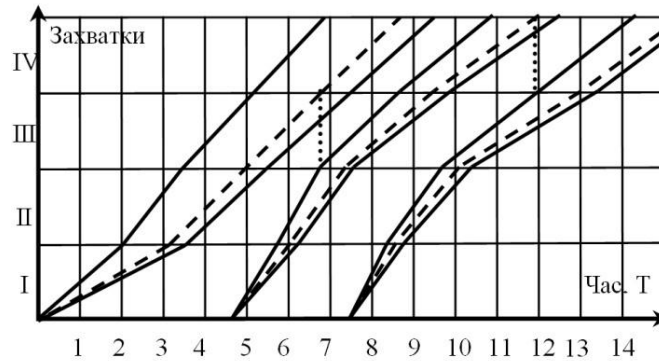


Рис. 2. Циклограма поточного виконання робіт з урахуванням рівня ймовірності часу завершення робіт на захватках.

Надалі було встановлено функціональний взаємозв'язок між організаційно-технологічною надійністю (ОТН) плану, необхідним рівнем надійності досягнення кінцевого результату та інтенсивністю відмов у системі й, відповідно, режимом управлінських впливів. Це дає змогу кількісно визначити параметри управління виробничим процесом, що забезпечують надійність кінцевого результату вищу, ніж початкова ОТН плану.

Надійність організаційної системи визначається ймовірністю того, що в довільний момент часу значення контрольованих параметрів (наприклад, обсяг виконаних робіт у натуральних одиницях) не виходять за межі допустимих відхилень. Відповідно до положень теорії надійності, виробничі системи у процесі цілеспрямованого функціонування можуть перебувати у двох станах: працездатному (що відповідає визначенню надійності) та непрацездатному (що відповідає визначенню ризику). Перехід системи з працездатного стану в непрацездатний характеризується відмовою. На відміну від технічних систем, в організаційних системах цей перехід є не миттєвим (раптовим), а плавним «параметричним». За параметричних відмов поступово накопичуються негативні тенденції в системі, і завдання управління полягає у виявленні стійких негативних тенденцій на ранній стадії їх появи, в результаті чого збільшується час для їх компенсації ще до досягнення межі допустимих відхилень. Отже, управління виключає або зменшує ймовірність появи відмови, підвищуючи загалом надійність функціонування системи.

Для оцінки надійності деякого параметричного процесу використовують коефіцієнт готовності. Його визначають як частину часу від загального часу спостереження, протягом якого об'єкт перебуває в працездатному стані. Під час реалізації параметричного процесу чергуються випадкові періоди часу працездатного і непрацездатного станів. Для процесу управління важлива динаміка наростання невизначеності контрольованого параметру в часі. До наступного моменту управлінського впливу процес розвивається під впливом випадкового дрейфу контрольованого параметра. У цьому зв'язку з функції наростання невизначеності розраховане математичне очікування періоду працездатного і

непрацездатного станів (тобто очікуваний час, коли система перейде із працездатного в непрацездатний стан):

$$t = \frac{\ln\left(\frac{k(1+\rho) - 1}{\rho}\right)}{-\mu(1+\rho)}$$

В отриманій формулі параметр k відповідає необхідному з позицій управління рівню надійності досягнення кінцевого результату, а ρ – рівню ОТН календарного плану будівництва. Це дає змогу розрахувати проміжок часу до настання чергової відмови системи.

Одержані результати засвідчують можливість впливу за допомогою вибору режиму управління на надійність досягнення кінцевого результату, причому цей рівень надійності вище, ніж вихідний, закладений у плановому завданні. З отриманої залежності випливає загальна тенденція: чим нижче ОТН і вища необхідна надійність результату, тим менша тривалість етапу працездатного стану системи і вища, відповідно, інтенсивність управлінського впливу на об'єкт управління.

Зазначений підхід дає змогу планувати роботу будівельної організації за річною програмою так, щоб за взаємоув'язкою об'єктних календарних планів у складі річної програми не відбувалися пікові накладення етапів підвищеної інтенсивності відмов за декількома об'єктами одночасно. На прикладі реального календарного плану будівництва 10-типоверхового житлового комплексу в місті Дніпропетровську були розраховані епюри інтенсивності відмов за окремими етапами (рис. 3).

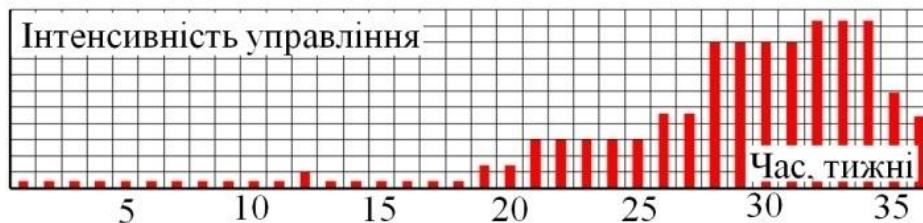


Рис. 3. Епюра необхідної інтенсивності управління для ліквідації відмов за етапами виконання робіт.

Аналіз наявних методик оцінки ефективності інвестиційних проектів показує, що одним з основних впливових параметрів є час. Однак у такому випадку час – це не самоціль, а лише параметр, який прямо чи опосередковано входить у розрахункові формули всіх традиційно застосовуваних показників ефективності. Отож, можна дійти висновку, що оцінювати ОТН будівництва, обмежуючись тільки одним обраним характерним параметром, недостатньо. Цим можна обмежитися під час оцінки елементарних процесів, розглядаючи це як проміжний результат, як частину у складі цілого. Коли ж оцінюється надійність підсумкового результату, аналіз ефективності й надійності його досягнення повинні мати комплексний характер. Оскільки економічні показники ефективності

взаємопов'язані між собою, то для всіх необхідно застосовувати єдиний рівень надійності.

За такого підходу функцію, що визначає значення «кінцевого результату», можна розглядати як цільову функцію за відповідної системи обмежень. У сукупності це формує математичну модель, яка логічно визначає значення кількісного вимірника «кінцевого результату» за певних граничних значень впливових параметрів.

Цільовою слугує функція, що визначає значення NPV (чистий приведений дохід).

На основі проведених розрахунків побудовано поверхню NPV за різних значень зовнішніх впливових факторів (рис. 4). Чим більша частина поверхні знаходиться в зоні позитивних значень осей координат, тим більша стійкість економічних показників до можливих змін впливових факторів. Оскільки в основу цих розрахунків покладено час, то через цей параметр відстежується вплив організаційно-технологічних та управлінських рішень на кінцеві значення показників економічної ефективності, а відповідно, й на надійність їх досягнення.

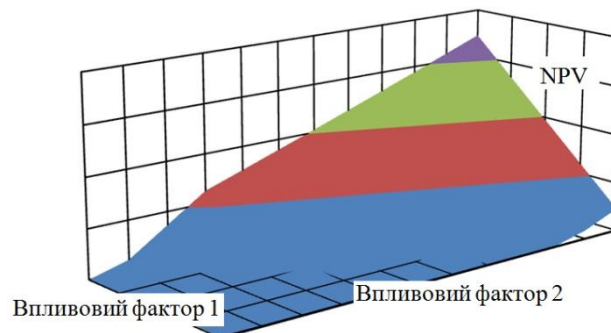


Рис. 4. Поверхня NPV за різних значень зовнішніх впливових факторів (вісь X – сума від комерційного використання об'єкта; вісь Y – кошторисна вартість будівництва; вісь Z – NPV).

Висновки. На підставі аналізу сучасного стану робіт у галузі організаційно-технологічної надійності в будівництві встановлено, що, незважаючи на проведені за останні десятиліття дослідження, надійність планів залишається досить низькою. Однією з причин є те, що оцінка надійності кінцевого результату тільки на підставі рішень, закладених у календарні плани на етапі їх розробки, недостатня. Необхідною умовою є врахування режиму подальшого управління як активної складової процесу підвищення надійності в будівництві, для чого використовують карту оцінки управлінської реалізованості, на основі якої здійснюється вибір варіанта управлінських рішень за етапами виконання плану.

Бібліографічний список

1. Абдуллаев Г. И. Повышение организационно-технологической надежности строительства линейно-протяженных сооружений методом прогнозирования отказов [Электронный ресурс] / Г. И. Абдуллаев, В. З. Величкин, Т. Н. Солдатенко // Инженерно-строительный

- журнал. – 2013. – № 3. – С. 43–50. – Режим доступа : engstroy.spb.ru/index_2013_03/velichkin.pdf.
2. Величкин В. З. Управление и надежность реализации строительных программ [Электронный ресурс] / В. З. Величкин // Инженерно-строительный журнал. – 2014. – № 7. – С. 74–79. – Режим доступа : engstroy.spb.ru/index_2014_07/10.pdf.
3. Гусаков А. А. Организационно-технологическая надежность строительного производства / А. А. Гусаков. – М. : Стройиздат, 1974. – 252 с.
4. Млодецкий В. Р. Вероятностные параметры выполнения отдельной строительно-монтажной работы / В. Р. Млодецкий, А. А. Мартыш // Вестник Приднепровской государственной академии строительства и архитектуры. – 2013. – № 3. – С. 8–14. – Режим доступа : http://nbuv.gov.ua/j-pdf/Vpabia_2013_3_4.pdf.
5. Недавий О. И. Оценка организационно-технологической надежности строительства объектов / О. И. Недавий, С. В. Базилевич, С. М. Кузнецов // Системы. Методы. Технологии. – 2013. – № 2 (18). – С. 137–141. – Режим доступа : http://brstu.ru/static/unit/journal_smt/docs/number18/137-141.pdf.
6. Bratcu A. I. Some new results on the analysis and simulation of bucket brigades (selfbalancing production lines) [Electronic resource] / A. Bratcu, A. Dolgui // International Journal of Production Research/ – 2009/ – Vol. 47, № 2. – P. 369–387. – Mode of access : tandfonline.com/doi/full/10.1080/00207540802426128.

Мартыш О. Методи підвищення організаційно-технологічної надійності розробки і реалізації календарних планів у будівництві

Дослідження присвячене вирішенню науково-прикладної задачі підвищення надійності календарних планів будівництва на основі вдосконалення методів планування і вибору раціональних режимів управління. Досліджено процес календарного планування будівництва об'єктів з урахуванням імовірнісної природи впливових факторів, а також організаційно-технологічні та управлінські процеси, які забезпечують задану надійність реалізації календарних планів у будівництві. Описані методики дають змогу кількісно оцінити динаміку наростання невизначеності в термінах виконання робіт і в результаті контролювати зміну надійності в процесі виконання плану.

Ключові слова: календарне планування, організаційно-технологічна надійність, відмова.

Martysh A. The methods of improving of organizational and technological reliability of development and implementation of schedules

The thesis is devoted to solving scientific problems of improving the reliability of construction schedules through improved planning methods and choice of rational management modes. The aim is establishing the impact of organizational and technological solutions at the stage of planning and management process to achieve reliable end result. We consider the scheduling of construction by considering probabilistic nature of the influencing factors. That allows you to monitor the reliability during the process of plan realization.

Key words: scheduling, organizational and technological reliability, failure.

Мартыш А. Методы повышения организационно-технологической надежности разработки и реализации календарных планов в строительстве

Статья посвящена решению научно-прикладной задачи повышения надежности календарных планов строительства на основании совершенствования методов планирования и выбора рациональных режимов управления. Исследуется процесс календарного планирования строительства объектов с учетом вероятностной природы влияющих факторов, а также организационно-технологические и управленческие процессы, которые обеспечивают заданную надежность реализации календарных планов строительства.

Ключевые слова: календарное планирование, организационно-технологическая надежность, отказ.

УДК.624.012.36

**ТЕХНОЛОГІЯ СПОРУДЖЕННЯ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КУПОЛІВ БЕЗ РИШТУВАНЬ**

*Б. Гнідець, д. т. н., Р. Гнідець, к. арх.
Національний університет "Львівська політехніка"*

Постановка проблеми. За останні десятиліття зацікавлення в застосуванні конструкцій куполів в Україні значно зросло, передусім після відродження будівництва храмів. У зв'язку з тим, що в сучасному будівництві храмів не завжди можна використовувати попередній досвід понад 50-річної давності, коли застосовувалися переважно цегляні або металеві конструкції куполів та склепіння для порівняно невеликих прогонів, виникла необхідність розроблення нових конструктивних вирішень. Крім того, досвід спорудження монолітних куполів та склепіння у громадських будівлях, в яких застосовувалися пологі конструктивні форми, показав, що він не може бути ефективним для куполів і склепіння зі сферичними чи видовженими догори обрисами в сучасному храмубудуванні. Необхідно також враховувати й те, що куполи та склепіння в церковному будівництві необхідно споруджувати на значній висоті, яка в сучасних храмах досягає інколи декількох десятків метрів, а будівельно-монтажні роботи здебільшого виконують не спеціалізовані будівельні організації [1; 2].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. У практиці будівництва застосовують різні методи зведення баневих конструкцій. Традиційні методи зведення на суцільних риштуваннях можна застосовувати для монолітних залізобетонних та кам'яних куполів за малих діаметрів (6-9 м), які споруджуються на невеликій висоті. Зведення монолітних залізобетонних куполів за невеликих діаметрів можливе і методом підймання вже готової цілої баневої конструкції з покриттям та ліхтарем, завершеної хрестом. Спорудження монолітних залізобетонних куполів на висоті з використанням високих риштувань, особливо, коли його здійснюють господарським способом, часто призводить до висотних помилок, перевитрат матеріалів та коштів, збільшення часу будівництва, зниження

якості, надійності і довговічності конструкцій загалом. Під час спорудження куполів, більших за 12 м діаметрів, на великій висоті застосовують також інші методи з використанням збірних елементів із залізобетону й металу. У збірних залізобетонних куполах використовують як елемент їх формування ребровані плити і складки трапецієподібної форми. Після монтажу шви між плитами замоноличують з випусками арматури або з'єднують зварюванням закладних деталей. Збірні залізобетонні куполи з реброваних плит застосовували у громадських будинках ще у 1960 р. в м. Києві (діаметр 42,3 м) [1], а зі складок – у містах Івано-Франківську та Хмельницькому у 1987 р. з діаметром 42,4 м [1; 3].

Постановка завдання. У сакральних будівлях за останнє десятиріччя збірні залізобетонні куполи не знайшли практичного застосування. Це пояснюється тим, що попередній досвід застосування аналогічних конструкцій у громадських будинках не може бути ефективно використаний у сакральних будівлях з багатьох причин, але основними вимогами до них є: індивідуальність форми та основних розмірів, мала повторюваність збірних елементів, необхідність монтажу без риштувань, підвищені вимоги до тепло- і звукоізоляції та акустики; надійність і довговічність баневих конструкцій загалом.

Виклад основного матеріалу. З урахуванням зазначених вимог у Національному університеті "Львівська політехніка" були розроблені залізобетонні збірно-монопітні конструкції куполів діаметрами 6, 9, 12, 15 і 18 м, збірні елементи яких монтують без риштувань [1; 2]. Такі конструкції куполів реалізовані на будівництві греко-католицької церкви в м. Новому Роздолі, Львівська обл. (арх. О. Вендилович) [2]. У проекті церкви застосовано центральний купол діаметром 15,0 м, заввишки 11,5 м, що споруджується на висоті 32,5 м (рис. 1).

У проекті була прийнята тришарова збірно-монопітна конструкція купола діаметром 15,0 м, яка виконується з восьми типорозмірів залізобетонних, реброваних, трапецієподібних плит. Плити під час монтажу збираються кільцями у плані (по 12-24 шт.) і з'єднуються до замоноличування між собою у вузлах на болтах. Після монтажу трьох-чотирьох кілець виконують армування і замоноличування вертикальних швів 3 між ребрами плит завширшки 300 мм на одну третину загальної висоти купола. Завершується спорудження купола після монтажу всіх кілець верхньої частини замоноличуванням вертикальних швів і верхнього кільця ВК-1, а збірно-монопітна залізобетонна конструкція перетворюється на тришаровий ребрований купол.

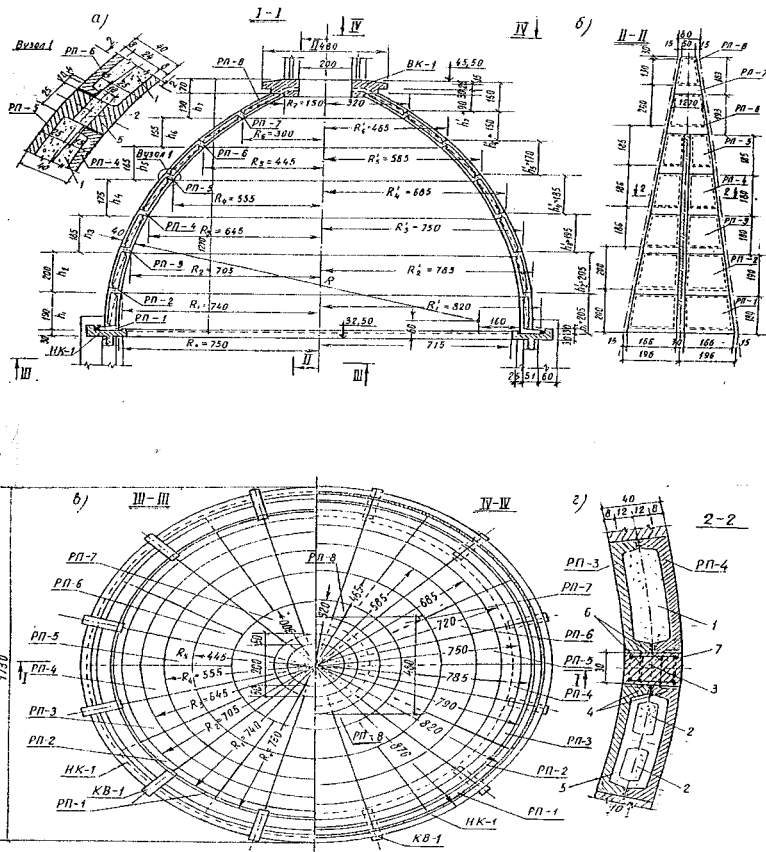


Рис. 1. Конструкція збірно-монолітних тришарових куполів:
 1 – пористі заповнені утеплювачем; 2 – отвори в середньому поперечному ребрі плит для заповнення утеплювачем; 3 – бетон замоноличування ребер 4, у вертикальному меридіальному напрямі; 4 – поздовжні ребра плит купола; 5 – поперечне середнє ребро плит з отворами; 6 – закладні деталі для з'єднання ребристих плит при монтажі; 7 – арматура вертикального меридіального стику замоноличування плит.

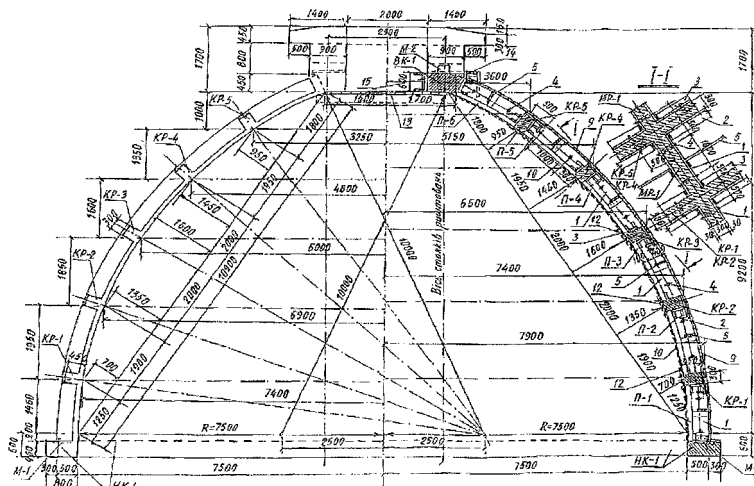


Рис. 2. Збірно-монолітні куполи зі застосуванням безребрових збірних плит подвійної кривизни.

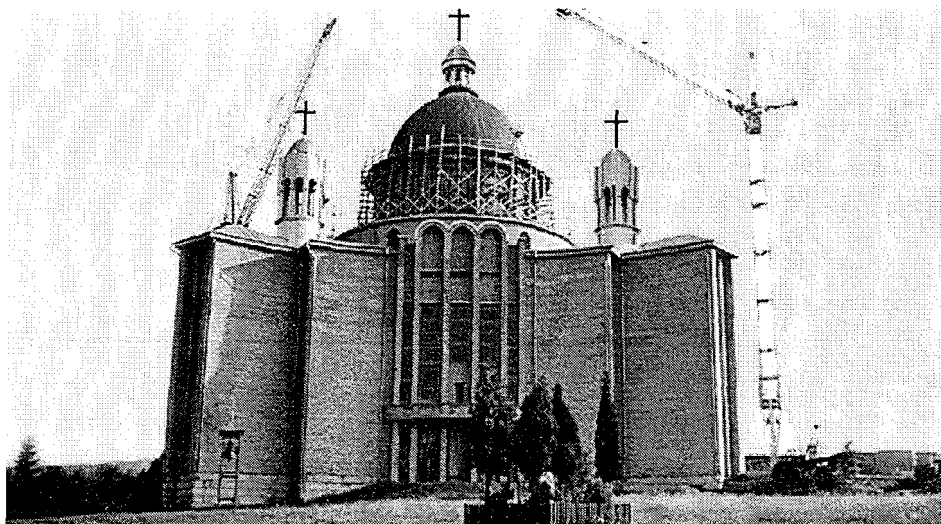


Рис. 3. Загальний вигляд купола і церкви в м. Новому Роздолі після завершення монтажу.

Цим конструктивно-технологічним вирішенням, прийнятим для спорудження збірно-монолітного купола, було передбачено проводити монтаж його без риштувань із застосуванням збірних безребрових залізобетонних плит подвійної кривизни і жорстких арматурних каркасів для монолітних залізобетонних меридіальних і кільцевих ребер та поясів (рис. 2). Жорсткі арматурні каркаси

меридіальних і кільцевих ребер під час спорудження купола повинні сприймати навантаження від власної ваги, ваги збірних залізобетонних плит та вітру і передавати їх на колони верхньої частини підбанника. Замонолічування меридіальних і кільцевих ребер та поясів проводили після монтажу плит. Монтаж збірних плит купола розпочинали після повного монтажу конструкцій жорстких арматурних каркасів меридіальних і кільцевих ребер та верхнього кільця і з'єднання їх у вузлах за допомогою зварювання. Після монтажу збірних плит першого і плит другого ярусів та встановлення арматури нижнього кільця бані у проектне положення здійснювали їх замонолічування на висоту до першого кільцевого ребра КР-1 (див. рис. 2).

Для бетонування ребер і поясів застосовували бетон класу В-25 на заповнювачі розмірами не більше, як 25 мм. Бетонування ребер і замонолічування плит проводили поступово за висотою, не більшою від висоти однієї плити до верхньої грані кільцевого ребра. Бетонування другого ярусу на рівні другого кільця плит розпочиналося після встановлення опалублення і монтажу третього ярусу плит не скоріше, як через п'ять–сім днів. У такій послідовності встановлювали опалублення, монтували плити і замонолічувались наступні яруси аж до верхнього кільця.

Із використанням досвіду проектування збірномонолітного купола діаметром 15,0 м, який був застосований на будівництві церкви в м. Новий Розділ, був розроблений купол діаметром 7,0 м для церкви в с. Забір'я Жовківського району Львівської області, будівництво якої розпочато у 2014 році. Конструкцію купола (рис. 3, 4) виконували з реброваних плит П-1, П-2, П-3 подвійної кривизни, які у процесі монтажу встановлюють на жорсткі арматурні каркаси меридіальних ребер МР-1 і МР-2, обпертих на нижнє опорне кільце ОК і кільцевих ребер К-1 і К-2 та верхнього кільця – ВК. Замонолічування ребер з випусками арматури із плит виконували з початку від опорного кільця ОК до кільця К-1; на другому етапі – від кільця К-1 до кільця К-2, і на останньому – від кільця К-2 аж до верхнього кільця ВК. Для замонолічування меридіальних і кільцевих ребер, а також опорного і верхнього кільця, встановлюється дерев'яне опалублення аналогічно, як у куполі діаметром 15,0 м [4; 5].

Висновки. Дослідження, проведені під час розроблення конструктивно-технологічних вирішень збірно-монолітних куполів для церковного будівництва та впровадження їх під час проектування і будівництва, показали низку їх переваг порівняно з монолітними залізобетонними або іншими конструкціями, а саме:

- можливе спорудження куполів неспеціалізованими будівельними організаціями і фірмами;
- монтаж збірних залізобетонних елементів – безреброваних плит без риштувань;
- підвищення якості, надійності і довговічності конструкцій куполів та зменшення впливу на них кваліфікації виконавців робіт;
- вирішення тепло- і звукоізоляції зі застосуванням сучасних матеріалів і можливість їх заміни у процесі довготривалої експлуатації;

- підвищення корозійної стійкості конструкції куполів, а відповідно, і їх надійності та довговічності.

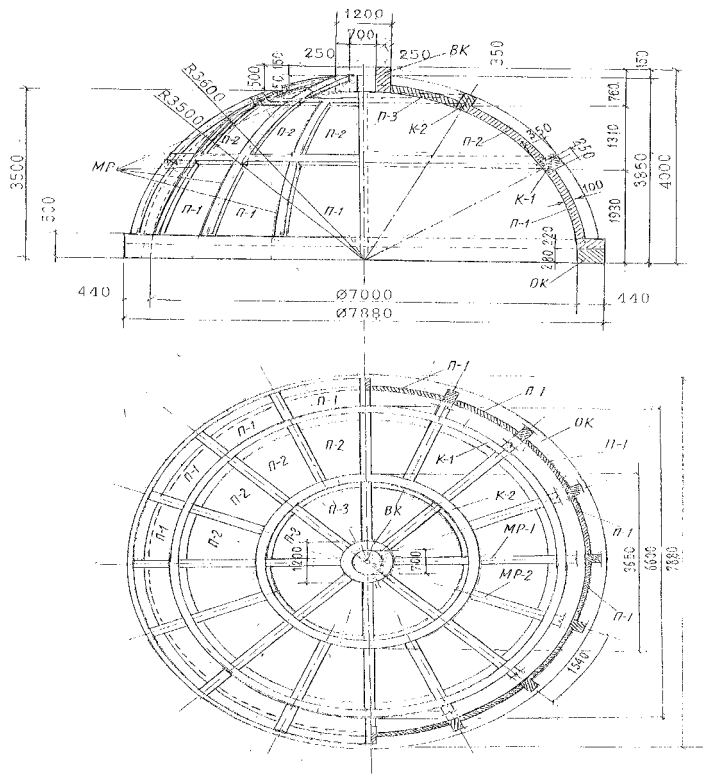


Рис. 4. Конструкція збірно-монолітного купола діаметром 7,0 м церкви в с. Забір'ї Жовківського району Львівської області:
а – вигляд з фасаду і меридіальний розріз; *б* – план купола і кільцевий розріз.

Бібліографічний список

1. Гнідець Б. Г. Збірно-монолітні залізобетонні конструкції : навч. посібник / Б. Г. Гнідець. – Львів : Вид-во НУ «Львівська політехніка», 2014. – 258 с.
2. Гнідець Р. Б. Сучасні вирішення банових конструкцій в церковних спорудах / Р. Б. Гнідець // Будівництво України. Виробничо-технічний загальногалузевий журнал. – 2002. – № 1. – К. : Укрархбудінформ, 2002. – С. 11–14.
3. Клименко Ф. С. Складчатые сборно-монолитные железобетонные купола / Клименко Ф. С., Храмов В. П., Лисоцкий Р. В. // Бетон и железобетон. – 1991. – № 6. – М., 1991. – С. 2–3.
4. Гнідець Б. Г. Збірно-монолітні куполи, монтвані навісним методом / Гнідець Б. Г., Вендзилович О. М., Давидович М. І. // Вісник ЛТВ Академії будівництва України. – 2008. – № 4. – С. 17–23.

5. Гнідець Р. Архітектура українських церков. Конструкція і форма : навч. посібник / Р. Гнідець. – 2-ге вид., випр. і допов. – Львів : Вид-во НУ "Львівська політехніка", 2009. – С. 134–143.

Гнідець Б., Гнідець Р. Технологія спорудження збірно-монолітних залізобетонних куполів без риштувань

Подані результати досліджень при проектуванні і впровадженні конструктивно-технологічних вирішень збірно-монолітних залізобетонних куполів, які монтують без риштувань.

Ключові слова: купол, конструктивно-технологічні вирішення, збірно-монолітні залізобетонні конструкції, безреброві плити.

Hnidets B., Hnidets R. Technology to build the prefabricated monolithic ferroconcrete domes of hang up method without scaffolds

There are presented the results, where to received at work out the constructive and technological solve of prefabricated monolithic ferroconcrete domes which is to assembling of the hang up method without scaffolds.

Key words: dome, constructive and technological solve, prefabricate monolithic ferroconcrete construction.

Гнидец Б., Гнидец Р. Технология сооружения сборно-монолитных железобетонных куполов без рыштовки

Приведены результаты исследований во время проектирования и внедрения конструктивно-технологических решений сборно-монолитных железобетонных куполов, монтированных без рыштовки.

Ключевые слова: купол, конструктивно-технологические решения, сборно-монолитные железобетонные конструкции, безреберные плиты.

РОЗДІЛ 4

ТЕОРІЯ АРХІТЕКТУРИ, МІСТОБУДУВАННЯ ТА ПЛАНУВАННЯ СІЛЬСЬКИХ ПОСЕЛЕНЬ

УДК 711.437/438.005

СТАН ДОСЛІДЖЕННЯ МІСТОБУДІВНОЇ НАУКИ ЩОДО ПРОСТОРОВОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ СЕЛИЩ МІСЬКОГО ТИПУ

Я. Фамуляк, к.т.н.

Львівський національний аграрний університет

Постановка проблеми. Аналіз наукових концепцій та теорій просторової організації суспільства доводить, що вони виникли і розвивалися на засадах концентрації-деконцентрації, відкритості-закритості систем, диференціації чи інтеграції структурних елементів території, формувалися на принципах лінійних, сіткових і зональних форм організації простору, дослідження зв'язків “*система розселення – виробництво*”, “*розселення – рекреація*” тощо. Деякі з цих ідей і надалі відіграватимуть важливу роль у пошуку нових теоретичних засад та перспективних моделей просторової організації містобудівних систем.

Характерною рисою містобудівної науки сьогодення є “розмивання” проблематики, підміна її різними напрямками, що сформувалися під впливом значною мірою кон'юнктурних та політичних чинників. Відповідно, відбувається зрушення завдань досліджень, через що більша частина робіт концентрується на локальних проблемах, а стратегічні дослідження, що можуть забезпечити стабілізацію та підвищення ефективності суспільно-економічних процесів, залишаються поза увагою урбаністів [1].

Містобудівна наука ХХ століття в питаннях просторової організації суспільства запропонувала комплекс концепцій, теорій та ідей. Особливе зацікавлення становлять ті з них, що виникли та розвинулись у подібних для сьогоденної України соціально-економічних та політичних умовах. Актуальності набуває проблема реалізації ефективної містобудівної політики в регіонах, зокрема проблема містобудівного розвитку селищ міського типу, які належать до міських поселень і є на сьогодні малодослідженим об'єктом [2]. Селища міського типу як структурний елемент системи розселення на сьогодні переживають найбільшу кризу в 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].

Більшість таких поселень сформувалася на історичних торгових шляхах. Окрім того, у тривалому процесі розвитку історичних поселень вони розвивались у сфері ринкових стосунків із властивими їм формами й механізмами містобудівного

розвитку [4]. Нові стосунки вимагають перегляду архітектурно-планувальних параметрів організації селищ міського типу [5].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Наявні роботи і наукові дослідження можна умовно поділити на три групи: ті, що формують загальнонаукову методологію та сучасні концепції стратегічного планування; дослідження, що розкривають теоретико-методологічні підходи до просторової організації містобудівних систем; праці стосовно регіональної проблематики [1].

Окремі аспекти зазначеної проблеми досліджували архітектори Ю. Криворучко, Я. Тарас, Т. Панченко, Г. Петришин, Б. Посацький, А. Рудницький, М. Габрель, І. Русанова, Г. Шульга. Відсутня науково обґрунтована теорія, яка би дала змогу об'єднати розрізнені дані багатьох наукових напрямів, забезпечила комплексне уявлення про сутність просторових процесів у регіоні.

Постановка завдання. Завдання нашого дослідження – проаналізувати та з'ясувати, як саме наукові дослідження, концепції та теорії містобудівної науки впливають на просторову організацію містобудівних систем.

Виклад основного матеріалу. Містобудівна діяльність охоплює дослідження, проектування та управління процесами реалізації заходів, що визначають формування і розвиток функціональної та архітектурно-планувальної структури населених місць і районів згідно з демографічними, соціальними, економічними вимогами та природно-екологічними умовами; розвиток інженерної та транспортної інфраструктури; збереження та збагачення навколишнього середовища.

Методики дослідження і проектування містобудівних систем в умовах командно-адміністративної системи часто відображали відповідну реакцію на народногосподарські плани, ґрунтувалися на спрощених розрахунках найважливіших показників території та соціально-виробничої сфери, порівняння їх з нормативними даними, а за потреби – розширення відповідними рекомендаціями та доповненнями [1].

Як галузь архітектурної діяльності містобудування спрямоване на створення міських ансамблів, що поєднують споруди з довкіллям. Масштаб і характер об'єктів визначають особливості архітектурної творчості в містобудуванні, яка заснована на принципах історичної спадкоємності, що віддзеркалює об'єктивні умови безперервного процесу розвитку населених місць. Засобами вирішення містобудівних завдань є раціональна планувальна організація території та узгоджене взаєморозташування житлових районів, виробничих комплексів, рекреаційних зон, громадських центрів тощо.

Основною складовою містобудівної діяльності є містобудівне проектування. Проте стан розробки містобудівної документації, у тому числі генеральних планів міст, селищ і сіл, а також територіального планування районів і областей регіону, слід визнати як незадовільний.

Селища міського типу – найпоширеніший елемент міської системи України, де зі 1500 міських поселень майже 1000 утворюють селища міського типу, які, згідно з прийнятою класифікацією, належать до міських поселень держави; відчують особливу гостроту кризи в нових соціально-економічних умовах; мають

великий ресурсний потенціал, який на сьогодні малоефективно використовується; фактично втратили свою історичну роль у соціально-економічній, культурологічній та просторовій структурах регіону, та малодосліджені [5].

На основі системно-структурного аналізу об'єкта треба здійснювати пошук закономірностей формування опису селищ і його функціональних підсистем, що охоплює структуру, ресурси і процеси. Кожен з них характеризується показниками різного ієрархічного рівня – абсолютними, груповими, комплексними та інтегральними. Кожна характеристика має назву, тип, вид, значення, одиницю виміру.

Містобудівна наука перебуває нині в пошуку власної парадигми просторової організації суспільства. Досі в містобудівній діяльності головним для розвитку території вважався підхід, який зводився до освоєння й експлуатації природно-ресурсного потенціалу, що визначалися техніко-економічним обґрунтуванням (ТЕО) та економічною ефективністю [1].

Законодавчою основою містобудівної діяльності є Конституція України, Закони і Кодекси України, Укази Президента України, Постанови Кабінету Міністрів, рішення місцевих рад народних депутатів, а також інформаційно-нормативні акти (ДБН) та рекомендації. Здавалося б, містобудівна діяльність має організовуватися на високому юридичному рівні, проте недосконалість окремих законів, несинхронізованість прийняття містобудівного, земельного та інших законів, неврегульованість багатьох інших питань знижує її ефективність. На сьогодні у визначенні стратегій розвитку визначальними вважають економічний та адміністративний механізми. Зберегли актуальність і придатність до вирішення завдань містобудування загальнонаукові та спеціальні методики [1].

Висновки. Містобудівельні процеси, що тривають сьогодні, будуть визначати нові типи матеріально-просторового середовища поселень, в яких враховуватимуться всі можливі форми господарювання. Вирішення проблем у сфері містобудівництва полягає у раціональному плануванні забудови, обмеженні зростання дуже великих міст, правильному виборі території та її розподілі на зони (житлова, промислова, комунально-складська, зовнішнього транспорту тощо). Треба враховувати відстані до місця роботи, проживання, шляхи пересування, всі види благоустрою для житлової зони, мережу закладів медичного, побутового, фізкультурно-оздоровчого обслуговування населення.

У межах містобудівної науки необхідні: розроблення методології аналізу та синтезу різноманітних типів містобудівних об'єктів (регіонів, міст, містечок, сіл та їх структурних елементів), створення теоретичних підстав сучасного містобудування, обґрунтування державної містобудівної політики, інформаційного забезпечення містобудівної діяльності.

Результати досліджень мають сприяти забезпеченню процесів управління розвитку населених місць і територій, плануванню забудови, реконструкції та експлуатації населених місць і регіонів відповідно до потреб населення та виробництва.

Бібліографічний список

1. Габрель М. М. Просторова організація містобудівельних систем / М. М. Габрель. – К. : Видавничий дім А.С.С., 2004. – 400 с.
2. ДБН 360-92**. Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. – К. : Держбуд України, 2012.
3. Козак Г. Визначення перспектив містобудівного розвитку 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. Посацький Б. Історичні міста Львівщини у сфері ринкових відносин / Б. Посацький, Т. Мазур, С. Король // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2002. – № 3. – С. 234–237.
5. Фамуляк Я. Вплив містобудівної політики на просторовий розвиток селищ міського типу Західного регіону України / Я. Фамуляк // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2005. – № 6. – С. 269–275.

Фамуляк Я. Стан дослідження містобудівної науки щодо просторової організації селищ міського типу

Розглянуто наукові дослідження, концепції та теорії в питаннях просторової організації селищ і малих містечок України через містобудівну науку, а також принципи теоретико-методологічних підходів до просторової організації містобудівельних систем на сучасному етапі розбудови держави і розвитку сільської поселенської мережі у світлі виконання соціально-економічних програм розвитку територіальних громад.

Ключові слова: містобудівна наука, регіональна система, просторова організація, розселення, урбанізація.

Famuliak Ya. The condition of town planning science research in questions of space organization urban village

The science research, conceptions and theory in questions of space organization urban villages and small Ukrainian towns through town planning science are considered, and also the principles of theoretical and methodological approaches to space organization of town planning systems at current stage of state development and village net progress at the light of execution social and economic programs of local communities development are considered too.

Key words: town planning science, space organization, resettlement, urbanization, regional system.

Фамуляк Я. Состояние исследовательской градостроительной науки по вопросам пространственной организации поселков городского типа

Рассмотрены научные исследования, концепции и теории по вопросам пространственной организации поселков городского типа и мелких городов Украины сквозь градостроительную науку, а также принципы теоретико-методологических подходов к пространственной организации градостроительных систем на современном этапе строительства государства и развития сельской

поселочной сети в свете исполнения социально-экономических программ развития территориальных обществ.

Ключевые слова: градостроительная наука, региональная система, пространственная организация, расселение, урбанизация.

УДК 72.12

ОСОБЛИВОСТІ ФОРМУВАННЯ І ВИКОРИСТАННЯ ПРИРОДНИХ ФОРМ ТА СТРУКТУР У ДИЗАЙНІ АРХІТЕКТУРНОГО СЕРЕДОВИЩА ЗА МЕЖАМИ ПОСЕЛЕНЬ

Н. Савчак, к.т.н.

Львівський національний аграрний університет

Р. Савчак,

НУ “Львівська політехніка”

Постановка проблеми. В умовах планетарного континууму простору, світоглядної організації та пізнання закономірностей формування навколишнього середовища, відкриття нових природничих галузей знань особливе місце посідає біодизайн природно-ландшафтно-архітектурно-урбанічного середовища.

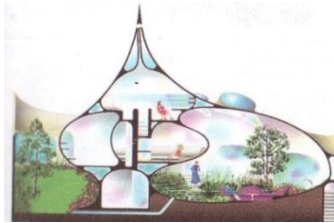
Інтегрованість об'єктів біоморфної, біокліматичної, лендформної, ландшафтної, “земляної” й органічної архітектури, блоб-архітектури, енергоефективних будівель, біоурбаністики у природно-архітектурний простір сприяє формуванню збалансованого архітектурно-просторового середовища” [2, с. 173].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Ще в добу модерну іспанський архітектор Антоніо Гауді започаткував використання тенденцій біоморфної архітектури з її плавними перегікаючими об'ємами, узгодженістю з природним середовищем. Засади органічної архітектури, сформульовані ще у ХІХ ст. Л. Саллівеном, у першій половині ХХ ст. були реалізовані Френком Райтом (його “Будинок над водоспадом” критики вважають найкращим приватним замським будинком ХХ ст.). Мексиканський архітектор Х. Сеносьян продовжив природну тенденцію формоутворення будівель за межами населених місць, що проявляється у прямому наслідуванні форм живих організмів (равлик, гадюка, кит, квітка, дерево тощо) (рис., а-г). Свої погляди архітектор сформулював у праці “Біоархітектура”, вважаючи, що потрібно будувати невеликі співрозмірні людині будинки у місцях із мальовничою природою, використовуючи природні матеріали місцевого походження [2, с. 174].

Постановка завдання. Завдання нашого дослідження – аналіз тенденцій у біоморфній архітектурі, за межами населених пунктів, та їх вплив на архітектурні форми, а саме:

а) збереження національних традицій з використанням місцевих флори, фауни, ландшафту чи історичних атрибутів;

б) наслідування природної форми (зі збільшенням масштабу) з метою реклами чи посилення привабливості об'єкта.



а)



б)



в)



г)



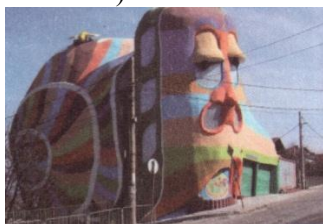
г)



д)



е)



е)



ж)

Рис. Біоморфна архітектура:

а – “Дім-моллюск”, Х. Сеносьян, розріз;
 б – дім “Мексиканський кит”,
 Х. Сеносьян;
 в; г – “Quetzalcoatl Nest”, Х. Сеносьян;
 г – дім “сфера вільного духу”, Т. Чадлі;

д – дім “Маминої спідниці”,
 Н. Gaude;
 е – будинок-полуниця в Бразилії;
 є – будинок-равлик, С. Сіменов;
 ж – будинок вівці, С. Клотьер.

Виклад основного матеріалу. Під час спорудження органічних будинків архітектор Х. Сеносьян використовував армоцемент – дрібнозернистий бетон, армований сітками з тонких сталевих дротів. Тут він проводив асоціацію з утворенням мушлі, яка створюється і зміцнюється самим молюском завдяки його спроможності вилучати вапняк з води та відкладати у вигляді дрібних часточок на краях і всередині мушлі [1].

Окрім того, армоцемент має необхідну пластичність, що дає змогу формувати конструкції будь-яких конфігурацій. Це високоміцний матеріал, що підходить для виготовлення тонкостінних елементів (до 5 см), міцніший від бетону, та забезпечує добру ізоляцію для різних кліматичних умов і спроможний витримувати землетруси. Відомий “Будинок-Наутілус” нагадує молюска не тільки ззовні, а й усередині, завдяки своєму спіралеподібному внутрішньому простору (див. рис., а). Будинок “Змія” (Quetzalcoatl Nest) виконаний у вигляді довгої труби, що плавно огинає нерівності ландшафту (див. рис., б-г).

Будівля виконана у вигляді дивного гібриду, увесь комплекс ідеально вписаний у рельєф місцевості. Конструкція будівлі не потребувала вирубування багаторічних дерев та вирівнювання пагорбів, до землі доторкаються лише 2% від площі будинку [3].

У будинках за круглими стінами, як зауважили психологи, людина почувається комфортніше, ніж у традиційних прямокутних приміщеннях. Архітектор Том Чадлі реалізував психологічно-біонічний підхід у будинку – “сфері вільного духу”. Free Spirit Spheres – це чудовий варіант для того, щоб цілковито змінити свій спосіб життя, відійти від міського шуму та наповнитись натхненням від замської природи. Саме тут людина спроможна на нові творчі подвиги (див. рис., г).

Цікавий підхід характеризує “Дім маминої спідниці” архітектора Henry Gaude. У цій будівлі розміщено кафе, яке знаходиться у приміській зоні за межами поселень і справді – всередині спідниці. Ідея будівлі нав'язана рекламними та кінематографічними персонажами (див. рис., д).

Будинок-дерево спроектував професор кафедри архітектури та дизайну інтер'єрів університету Цінцінати. Каркас будівлі виконаний з металоконструкцій та обличкований фактурним деревом. У будинку багато малих круглих та напівкруглих віконць різного розміру, які асоціюються з дуплами.

Завдяки архітектурі зі звичного середовища намагаються виділитися чимало об'єктів. Однак найбільшої популярності набули будинки-полуниці. Незалежно, де вони збудовані (в Токіо, Канаді, Бразилії, Каліфорнії тощо), візуальні характеристики будівлі схожі сферичним об'ємом, забарвленим у червоний колір, та зеленим дахом, що імітує листя (див. рис., е).

Між великими містами США та Канади поширені невеличкі будинки – гарбузи, виконані в дуже реалістичній манері, або кав'ярні у вигляді ріжків морозива [4].

Зооморфний образ відображено в Будинку-равлику, побудованому в Софії архітектором Сімеоном Сіменовим. Яскраве життєрадісне пофарбування фасадів зумовило призначення будинку для дитячого закладу (див. рис., є, ж). На

покращання мікрокліматичних умов впливатимуть оптимізовані візуально-естетичні властивості зелених насаджень. Поряд зі спроможністю рослин синтезувати органічні речовини з вуглекислого газу, осаджувати тверді часточки пилу та сажі повітря, вони захищають також від сильних вітрів і надлишкової інсоляції, посилюють сприятливість повітряної течії, знижують літній перегрів зовнішнього середовища тощо. Разом із диференціацією екологічного впливу повинна створюватися школа естетичної привабливості території між населеними пунктами різного адміністративного рівня [5].

Висновки. Отже, в біоморфній архітектурі, поза межами населених пунктів, можна виділити певні тенденції:

- 1) збереження національних традицій з використанням місцевих флори, фауни, ландшафту чи історичних атрибутів, та їх вплив на форму будівлі;
- 2) постійне наслідування природної форми (часто зі збільшенням масштабу) з метою реклами чи посилення привабливості об'єкта;
- 3) використання форм тактичних оболонки (яйця) в межах концепції будівлі як пристановища та місця для усамітнення.

Бібліографічний список

1. Архитектурная бионика / под. ред. Ю. С. Лебедева. – М. : Стройиздат, 1990.
2. Мигаль С. П. Біоніка в дизайні просторово-проектного середовища : навч. посібник / С. П. Мигаль, І. А. Дида, Т. Є. Казанцева. – Львів : Вид.-во Львівської політехніки, 2014. – 228 с.
3. Бабицкий А. Бионика в архитектуре / А. Бабицкий [Электронный ресурс]. – Режим доступа : [http // www.lux. ru / architecture](http://www.lux.ru/architecture).
4. Забелина Е. В. Поиск новых форм в ландшафтнoй архитектуре : учеб. пособие / Е. В. Забелина. – М. : Архитектура, 2005. – 160 с.
5. Савчак Н. С. Використання засобів ландшафтного дизайну для формування територій між населеними пунктами різного адміністративного рівня / Н. С. Савчак // Вісник Львівського національного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2011. – № 12. – С. 137-140.

Савчак Н., Савчак Р. Особливості формування і використання природних форм та структур у дизайні архітектурного середовища за межами поселень

Розглянуто особливості формування і використання природних форм та структур у дизайні архітектурного середовища за межами поселень.

Ключові слова: біодизайн, формування, біоніка, будинки.

Savchak N., Savchak R. Features of formation and use of natural form and structure in the design of architectural environment outside settlements

In the article a features of formation and use of natural form and structure in the design of architectural environment outside settlements.

Key words: biodesign, formation, bionics, homes.

Савчак Н., Савчак Р. Особенности формирования и использование природных форм и структур в дизайне архитектурной среды за чертой населённых мест

Рассмотрены особенности формирования и использование природных форм и структур в дизайне архитектурной среды за чертой населённых мест.

Ключевые слова: биодизайн, формирование, бионика, здание.

УДК 72 (477.83)»16»/»20»

**СТИЛЬОВІ ЕТАПИ РОЗВИТКУ
ЛЬВІВСЬКОЇ ЗАБУДОВИ XVI – XX ст.**

*О. Сільник, к. арх., Г. Козак, ст. викладач
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Класичні традиції в архітектурі Львова розвивалися протягом століть, починаючи з кінця XVI до початку XX ст. Їм належить визначна роль у формуванні архітектурного обличчя нашого міста. Період кінця XVIII – початку XX ст. у розвитку Львова є також важливим етапом для формування архітектури центральної частини міста.

Сьогодні у Львові активізувалися процеси реконструкції та реставрації будинків періоду 1772–1918 рр. Для фахового проведення цих робіт необхідні детальне вивчення, аналіз і систематизація архітектури зазначеного періоду – для запобігання втрати автентичності.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Вивчення літературних джерел, де розглядається розвиток архітектури міста, залишається важливим етапом дослідження, оскільки кожен з періодів має значення та є частиною всієї ланки історико-архітектурних процесів [11; 12]. Досліджено також видання, в якому проаналізована містобудівна ситуація паралельно з технологічними, будівельними нововведеннями кожного з історичних періодів, які пов'язані зі стильовим та планувальним аналізом окремих будівель і споруд [1–3; 7].

Завдяки працям Р. Липки, Т. Ковальчук [6] та іншим було висвітлено питання встановлення і розвитку Львівської архітектурної школи [4; 10; 13]. Я. Пурхля з'ясував чинники впливу віденської архітектури на архітектуру Львова кінця XIX ст. [11].

Праці польських та львівських дослідників-архітекторів, опубліковані наприкінці XIX – початку XX ст., містять важливу інформацію з архітектури Львова доби історизму та модерну, що стосується часових меж нашого дослідження [5; 8; 9; 12].

Постановка завдання. Наше завдання – висвітлення процесу формування архітектури Львова та вплив на її розвиток, що є невід'ємною частиною повного аналізу забудови міста.

Виклад основного матеріалу. Архітектурне середовище Львова є результатом праці багатьох поколінь та культур. Кожен період в історії залишив

певні відбитки в забудові міста, яка на сьогодні є цінним спадком та джерелом для навчання майбутніх архітекторів. Щодо стилів, то львівська архітектура поділяється на такі етапи: Галицько-волинська школа давньоруської архітектури (XIII – середина XIV ст.), готика (кінець XIV – 60-ті роки XVI ст.), ренесанс (друга половина XVI – 1630 – 1640 роки XVII ст.), бароко (початок XVII – друга половина XVIII ст.). Відсутність чітких хронологічних меж пояснюється паралельним розвитком і взаємним проникненням форм різних історичних стилів, що з'являються пізніше, ніж у країнах Західної Європи. На першому етапі водночас із характерними для галицької школи архітектури білокам'яними будівлями зводили цегляні храми, в архітектурі яких помітні романо-готичні впливи. Можливо, в місті того часу працювало декілька будівельних артілей: як місцевих, так і зв'язаних з архітектурними центрами сусідніх країн. Імена майстрів-будівників цього періоду не відомі [14].

Львів був містом, де мистецтво Відродження набуло великого поширення. Першим ренесансним майстром вважають Петра Італійця з Лугано, що зводив у 1555–1559 рр. Успенську церкву (згоріла у 1571 р.). Павло Римлянин, Петро Барбон, Петро Красовський, Амвросій Прихильний, Павло Щасливий, Войтех Капинос, Андрій Бемер були визначними зодчими кінця XVI – початку XVII ст.

Помітніший слід в архітектурно-художній спадщині міста залишили пізніе бароко і рококо. У період 1710–1760 рр. здійснювалася реконструкція низки старовинних споруд, створювалися такі шедеври, як Домініканський костел та ансамбль резиденції митрополитів із Собором св. Юра. Авторами останніх творів були талановитий архітектор і військовий інженер Ян де Вітт – послідовник італійської школи архітектури, і видатний зодчий Бернард Меретин, який побудував ратушу в Бучачі, костел у Городенці та інші споруди, що належать до кращих пам'яток бароко на західноукраїнських землях. Помітний внесок у львівську архітектуру XVIII ст. зробили Ян Канти Фессінгер, Мартин Урбанік, Петро Полейовський. У період згасання цього стилю (1760–1780 рр.) у нечисленних львівських спорудах простежувалися риси класицизму.

Органічною частиною архітектури бароко був скульптурний декор, вишуканість форм і експресія якого підкреслювали властивий цьому стилю динамізм архітектурних мас. У XVIII ст. у Львові працювало близько 50 талановитих майстрів, серед них – Себастьян Фессінгер, Антон Осинський, Йоганн Пінзель, Матвій Полейовський [11].

Однак вирішальне значення, без сумніву, мав вплив місцевої архітектурно-будівельної школи, який сприяв формуванню глибокосамобутніх, суто “львівських” творів ренесансної архітектури. Для них характерні традиційні об'ємно-планувальні й конструктивні рішення, ренесансний архітектурний декор, позначений певною “приземленістю” і співмасштабністю з людиною, використання орнаментики і скульптури, особливі мальовничість і ліризм [14].

Будівельна справа у XIV–XV ст., як і все ремісничє виробництво Львова, зосереджувалася в цехах. До 1445 р. належить згадка про корпорацію будівельників, що утворювали один цех із токарями і канатниками. Створений у 1572 р. самостійний цех будівельників проіснував до XIX ст. Його статут обу-

мовлював правила прийому до цеху, визначав стосунки між майстрами, їхніми “товаришами” – підмайстрами та учнями. Перелік прізвищ майстрів у цеховій книзі свідчить, що серед них було чимало вихідців з північних районів Італії й округа Комо в Швейцарії (так званих комасків) [11].

Після зайняття Львова австрійцями сюди прибували іноземні майстри, переважно з Чехії й Сілезії, які приймали тут міське громадянство і вступали до мулярського цеху. Серед прибулих іноземців, які вступили до цеху, були Ігнатій Штоффельд, Франциск Ботш, Франциск Краль, Йоган Гельцель, Йозеф Землер, Андрес Шварц та багато інших. Серед інженерів – Петер Мюллер, Петро-Денис Гібо, Еммануель Бошерон, Фрідерик Пахман, Макс фон Крус [1; 2].

Львівська архітектура кінця XVIII – початку XIX ст. була простим відображенням ситуації, в якій знаходився в той час Львів. Місто було осередком австрійської адміністрації на польських землях – знаходилося під сильним впливом віденської архітектури (яка в цей період не виділялася художньою виразністю) [11].

Віденська архітектура в першій чверті XIX ст. характерна пануванням стилю неокласицизму, а в другій чверті XIX ст. – бідермайєра. У створенні певних напрямів в архітектурі Відня, а також у провінціях монархії, значна роль належить Петеру Нобіле – швейцарцю, який навчався в Римі і протягом багатьох років був провідним архітектором Відня (тож характерним для львівської архітектури був ренесансний напрям його класицистичних споруд) [14].

Тип кам'яниць у стилі класицизму з багатим скульптурним декором (неокласицизм), характерний для Львова, також пов'язаний з діяльністю інших австрійських архітекторів – Гартмана Вівера і Антонія Шімзера. В іншому стилі, який проявлявся відсутністю в спорудах будь-якої декоративності, що надавало їм суворості та прохолодної гармонії (бідермейєр), працював один із випускників Віденської політехніки та Академії образотворчого мистецтва – Ян Зальцман, що зайвий раз підкреслює тісний творчий зв'язок Галичини з Віднем.

До XVIII ст. в Галичині підготовка архітекторів ґрунтувалася на системі цехового навчання, яка поступово змінилася системою університетської освіти. У Львові переломною віхою був 1730 рік, коли у львівському університеті, що був створений у 1608 р. як колегія й офіційно отримав права університету в 1661 р., створюють дворічні післядипломні курси з архітектури, слухачами яких могли бути лише особи з уже закінченою вищою освітою. Такі курси були задумані для підготовки в регіоні кадрів фахівців європейського рівня та архітекторів-педагогів для середніх і вищих шкіл, а не для підготовки фахівців-архітекторів. Проте “вишкіл” спеціалістів, які безпосередньо проектують і споруджують будинки, ще деякий час відбувається в мулярських цехах [13]. При Львівському університеті архітектурна школа існувала до 1773 р. [13].

Новий, сучасний етап розвитку львівської архітектурної школи, настав після того, як 4 листопада 1844 року було урочисто відкрито вищий навчальний заклад – Технічну академію (тепер Львівська політехніка). Заснування Академії було пов'язане зі загальноєвропейським процесом формування систем вищих технічних шкіл зовсім нового типу, початок якому дало заснування у 1794 р. Вищої технічної школи в Парижі. Львівська технічна академія стала восьмим спеціальним

вищим технічним закладом, відкритим в Європі, після політехнік у Парижі, Глазго, Празі, Карлсруе, Дрездені й Штуттгарді. Заклад мав технічний факультет із трирічним навчанням, торговельний з однорічним навчанням і дворічну середню реальну школу на правах гімназії. Випускник технічного факультету здобував звання цивільного інженера. До складу технічної академії перейшли зі Львівського університету підрозділи та викладачі відповідних напрямів [13].

В основу діяльності Львівської технічної академії, перейменованої у 1877 р. в Політехнічну школу, було покладено класичні традиції. Її випускники вільно володіли знаннями класичної тектоніки та художньої композиції. Вони разом із представниками інших європейських шкіл розгортали свою творчу діяльність у період формування стилю еклектичного історизму у Львові в другій половині XIX ст. та на ранніх стадіях розвитку стилю модерну на початку XX ст. У стилі еклектики на львівському ґрунті визначну роль відігравали саме ренесансні та класичні архітектурні форми і прийоми композиції, що поступово почали збагачуватися широким застосуванням скульптурної пластики, а також бароковими і навіть національно-романтичними архітектурними мотивами [6].

Середина XIX ст. виділяється іншим стильовим напрямом – *Rundbogenstil*, метою якого було створення раціональної архітектури, видобування з будівельного матеріалу його природних властивостей, у цьому випадку цегли. Провідним архітектором зазначеного напрямку був австрієць Т. Гансен [11].

Із другої половини XIX ст. розвиваються незалежні архітектурні середовища, на що вплинуло набуття Галичинию автономії, а також створення архітектурного факультету в місцевій політехніці. Ще однією характерною рисою архітектурного середовища Львова була присутність видатних польських архітекторів тієї частини Речі Посполитої, яка знаходилася під владою Пруссії. Позбавлені можливості професійного розвитку в Великопольщі і Померанії, вони шукали визнання у Львові. Тож, окрім архітекторів, які навчалися у Відні та Львові, над Полтвою творили видатні випускники берлінської школи: Юліан Гохбергер, Мацей Морачевський, Зигмунд Горголевський [5; 11].

На початку XX ст. спостерігається стихійне зростання міста, пов'язане з бурхливим розвитком капіталістичних відносин. У Львові охоче підтримували новачі в мистецтві та архітектурі з Відня, про що свідчать сецесійні львівські споруди цього періоду [10; 11].

Проте треба зауважити, що на початку XX ст. львівська архітектурна школа набула ознак власного стилю, зокрема використовувалися народно-романтичні та традиційні національні особливості (український модерн, закопанський стиль) [11].

Висновки

Львів сформований протягом багатьох поколінь, століть – на перетині не лише торгових шляхів, а й соціальних, етнічних, культурних осередків. Забудова міста є яскравим свідченням пережитих історичних епох. Дослідження особливостей формування та розвитку львівської архітектури XVI–XX ст. набули сьогодні важливого наукового і практичного значення. Це пов'язано не лише з проблемою збереження історичної спадщини, а й із необхідністю набуття позитивного досвіду для сучасної будівельної практики.

Бібліографічний список

1. Вуйцик В. С. Львівський державний історико-архітектурний заповідник / В. С. Вуйцик. – Львів : Каменяр, 1973. – 123 с.
2. Вуйцик В. С. Зустріч зі Львовом : путівник / Вуйцик В. С., Липка Р. М. – Львів : Каменяр, 1987. – 175 с.
3. Демків М. В. Методи стилістичного аналізу історичних об'єктів / Демків М. В., Лінда С. М. // Вісник Державного університету «Львівська Політехніка» : архітектура. – 1999. – № 375. – С. 27-31.
4. Клименюк Т. Львівська архітектурна школа / Т. Клименюк // Архітектура України. – 1991. – № 5. – С. 18.
5. Kronika Lwowa jego zabytki i osobliwosci z przewodnikiem. – Lwow, 1909.
6. Липка Р. М. Класичні традиції архітектурної школи на зламі ХІХ–ХХ сторіч / Р. М. Липка, Т. М. Ковальчук // Вісник Державного Університету «Львівська політехніка» : архітектура. – 1991. – № 252. – С. 130-132.
7. Лінда С. М. Архітектура Львова періоду історизму: закономірності і специфіка розвитку / С. М. Лінда // Вісник Державного Університету «Львівська політехніка» : архітектура. – 1998. – № 375. – С. 76-86.
8. Litynski M. Gmach Skarbkowski na tle architektury lwowskiej w peirwszej polowie XIX wieku / M. Litynski. – Lwów : Nakladem fundacji Skarbkowskiej, 1921. – 94 s.
9. Moderne Wiener Barok fasaden. – Wien : Kunst verlag Schroi, 1890. – 26 s.
10. Пасічник О. Генеза архітектурної школи Львівської політехніки та внесок її випускників у розвиток архітектури : автореф. дис. ... к. арх. / О. Пасічник. – Львів, 2004. – 20 с.
11. Пурхля Я. Віденські впливи на архітектуру Львова у 1772-1918 роках / Я. Пурхля // Архітектура Львова у ХІХ ст. – Краків, 1997. – С. 31 – 53.
12. Przewodnik z Krakowa do Lwowa, Podwoloczysk, Brodow, Slobody Rungyrskiej, Cerniowiec I po Lwowie. – Lwow : Nakladem Towarzystwa Politehnicznego we Lwowie, 1886. – 105 s.
13. Рудницький А. М. Історія і традиції львівської архітектурної школи / А. М. Рудницький // Вісник Державного Університету «Львівська політехніка» : архітектура. – 2003. – № 429. – С. 4-13.
14. Трегубова Т. О. Львів: архітектурно-історичний нарис / Т. О. Трегубова, Р. М. Мих. – К. : Будівельник, 1989. – 59-66 с.

Сільник О., Козак Г. Сильові етапи розвитку Львівської забудови ХVІ–ХХ ст.

У статті визначено етапи формування архітектурного середовища Львова протягом ХVІ–ХХ ст. та встановлено процес виникнення архітектурної школи міста.

Ключові слова: формування, архітектурне середовище, архітектурна школа, стильові періоди, житлова забудова, ренесанс, бароко, модерн.

Silnyk A., Kozak G. Stylistic stages of development of Lviv XVI–XX centuries

In the article a process of forming of architectural environment of Lviv during a XVI–XX centuries is defined and a process of appearance of architectural school of city is considered.

Key worlds: forming, architectural environment, architectural school, stylish

periods, housing building, renaissance, baroque, modern.

Сильник А., Козак Г. Стилиевые этапы развития Львовской застройки XVI–XX ст.

В статье определены этапы формирования архитектурной среды Львова в течении XVI–XX вв. и рассмотрен процесс возникновения архитектурной школы города.

Ключевые слова: формирование, архитектурная среда, архитектурная школа, стилиевые периоды, жилая застройка, ренессанс, барокко, модерн.

УДК 711.4.01

ПЕРСПЕКТИВИ ФОРМУВАННЯ АТРАКТИВНОГО АРХІТЕКТУРНОГО СЕРЕДОВИЩА В СМТ. ПІДКАМЕНІ (ЛЬВІВСЬКА ОБЛАСТЬ)

О. Дида, к. арх.

Національний університет «Львівська політехніка»

Постановка проблеми. У сучасних умовах малі міста України шукають нових джерел економічного розвитку. В цьому аспекті ефективною є туристична галузь, спроможна забезпечити нові робочі місця в сфері обслуговування і торгівлі. Для того щоб мале місто зацікавило туристів, недостатньо лише наявності в ньому історичних об'єктів, – потрібно ці об'єкти відповідно репрезентувати за допомогою архітектурно-композиційних та організаційно-інформаційних заходів, зробивши міське середовище архітектурно атрактивним, спроможним привертати до себе загальну увагу своїми виглядом і змістовим наповненням [1]. Сmt. Підкамінь має низку цінних архітектурних і природних об'єктів, тут проводяться масові заходи. Цілеспрямоване формування архітектурної атрактивності простору цього малого міста, використання нових потенціальних атрактантів могли би суттєво посилити його значення як туристичного центру притягання в регіоні.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Проблемі розвитку малих міст присвячено державні документи [2; 3] і чимало наукових праць, у тому числі в галузі архітектури. Проте більшість їх стосується дослідження архітектурно-пам'яtkової бази малих міст [4; 5], різних аспектів їх історичного розвитку [6], і не розглядає проблем цілеспрямованої візуальної експозиції наявних пам'яток, як і не ставить завданням знаходити нові нестандартні джерела для формування архітектурної атрактивності середовища.

Постановка завдання. Наше завдання – виходячи зі сучасної архітектурно-просторової ситуації сmt. Підкаменя, визначити найперспективніші напрями формування його архітектурної атрактивності і запропонувати можливі архітектурні заходи, що сприяли би підкресленню особливостей міського середовища.

Виклад основного матеріалу. Вирішуючи проблему архітектурної атрактивності середовища окремого малого міста, необхідно враховувати, що малі

міста регіону, в якому воно знаходиться, як правило, мають деякі спільні характерні особливості архітектурного простору. Ці особливості повинні бути збережені як основа для підтримки загальної архітектурної атрактивності регіону. У випадку смт. Підкаменя такими регіональними особливостями є: а) наявність у міській панорамі сакральних споруд, що належать до різних конфесій, зокрема християнських храмів західного і східного обрядів; б) велика площа озелененої території; в) нерегулярне планування міських околиць у поєднанні з кількісно переважальною, візуально рустикальною садибною забудовою [7]; г) розвинена культурна складова міського середовища на основі багатой і давньої історії його розвитку.

Водночас архітектурно-просторове середовище Підкаменя має низку особливостей, що виділяють його серед інших малих міст Львівської області, яких, з урахуванням селищ міського типу, налічують 74. Найважливішими серед них є природний об'єкт – камінь, з яким, крім того, пов'язана назва поселення, і фестиваль «Підкамінь», котрий уже стійко асоціюється з місцем проведення [8].

Для того щоб зробити архітектурний простір Підкаменя атрактивним для якнайбільшої кількості людей із різними потребами і зацікавленнями, необхідно використовувати всі наявні в місті ресурси, враховуючи, що основою архітектурної атрактивності міста можуть стати нестандартні поєднання та інтерпретації об'єктів.

На вибір напрямів формування архітектурної атрактивності смт. Підкаменя впливають такі об'єктивні чинники і характеристики середовища: а) розташування на дорозі місцевого значення; б) поліоб'єктна панорама міста, сформована монастирським комплексом, церквою, каменем і інженерною спорудою (вежею); в) природна особливість (камінь), що знаходиться в межах міського простору; г) культурна база матеріального походження (комплекс монастиря, історичні будинки, печери зі слідами життя людей); ґ) культурна база нематеріального походження (фестиваль «Підкамінь», діяльність школи мистецтв і професійного училища).

Від зазначених чинників і обставин залежить вибір конкретних заходів, спрямованих на формування архітектурної атрактивності середовища смт. Підкаменя. Варто зазначити, що ці заходи можуть бути сильно- і слабоінвазивними та вимагати різної затрати коштів. Сучасна ситуація спонукає до вибору відносно простих і доступних вирішень, що не вимагають радикальних змін міського простору.

Розташування міста на дорозі обласного значення обмежує кількість подорожніх, які, проїжджаючи через місто, мали би змогу мимоволі з ним ознайомитися. Тому доцільно було б розмістити інформацію про місто і його особливості на трасі Золочів – Броди, у місці повороту з Бродів на Підкамінь. Носіями інформації можуть бути як інформаційні стенди, так і скульптурні просторові об'єкти, що привертають до себе увагу й інформують про такі особливості міста, яких немає в найближчому оточенні.

Панорама міста формується трьома видами об'єктів з різним функціональним та змістовим наповненням: архітектурними спорудами (церква і комплекс монастиря), інженерною спорудою (вежа) і природним елементом

ландшафту (камінь). Разом, як єдину композицію, ці об'єкти можна побачити з кількох видових точок, і саме таке їх нестандартне поєднання можна було би використати як атрактивну характеристику міста. Зокрема вежа, яка традиційно не сприймається як гідний уваги елемент міської панорами у змістовому аспекті, при під'їзді до Підкаменя з боку Бродів візуально опиняється в самому центрі композиції. Отже, за відповідного декоративного оздоблення (впровадження кольорових акцентів, ефектного вечірнього освітлення), або й надання додаткових функцій (місце традиційних святкових феєрверків, панорамний оглядовий майданчик тощо) вежу можна перетворити на основний візуально-атрактивний елемент і активно ввести в загальну панораму. Належна експозиція міської панорами, складеної з об'єктів характерних форми і змісту, вимагає організаційних заходів стосовно висоти міської забудови. В умовах горбистого місцевого рельєфу будь-який висотний об'єкт, незалежно від його основної функції, автоматично перетворюється на конкурувальну візуальну домінанту. Тому потрібно відповідально ставитися до нового будівництва, обмежуючи його допустиму висоту на рівні місцевого законодавства.

Основою формування атрактивності міського простору є забезпечення комунікації, у тому числі візуальної, між атрактивними об'єктами архітектурного середовища і людьми, що в ньому перебувають [9]. Засобами такої комунікації є просторові інформаційні об'єкти (інформаційні щити, дороговкази, скульптури, пам'ятники), і панорамні видові точки, з облаштованими там оглядовими майданчиками. Програма формування архітектурної атрактивності середовища повинна, за наявності відповідних коштів, також передбачати розміщення об'єктів обслуговувальної інфраструктури (готелі, заклади харчування, автомобільні паркінги, місця торгівлі).

Архітектурне середовище Підкаменя в колористичному спекті витримане у спокійній монохромній гамі, а переважаюча міська забудова має невелику поверховість і досить класичне архітектурне вирішення. Зважаючи на це, будь-які нові будинки з незвичайною формою, яскравим забарвленням і значною поверховістю, сприйматимуться на такому тлі як візуально атрактивні об'єкти, автоматично будуть претендувати на роль загальноміських домінант і, як наслідок, можуть змінити панораму Підкаменя. Тому нові об'єкти потрібно зводити, усвідомлюючи їх можливий вплив на візуальне сприйняття середовища. У цьому аспекті варто ретельно підходити і до питання ремонту існуючої забудови, особливо в центральній частині міста. Стосовно колористики, то вона вимагає «зведення до спільного знаменника». Натомість будинок селищної ради, що непомітно розташувався в центральній частині містечка, навпаки, вимагає візуальної активізації для підкреслення міського характеру селища, його адміністративного статусу в регіоні, – як змістової домінанти.

Для використання наявної природної особливості (каменю) як змістової основи формування архітектурної атрактивності Підкаменя, потрібно вжити низку додаткових заходів. Зокрема особливу увагу належить приділити екологічному стану міського середовища, віддавати перевагу екологічним будівельним технологіям у новому будівництві, не допускати на території містечка підприємств,

шкідливих для екології. Крім того, необхідно зробити чіткішим доїзд і пішохідний доступ до каменя, забезпечити ці маршрути, як і територію біля нього, інформаційними стендами, передбачити місце для паркування. Обладнане місце для паркування буде актуальним і для гостей фестивалю «Підкамінь», основне дійство якого відбувається поблизу природного останця.

У формуванні архітектурної атрактивності на основі матеріальної культурної бази, представленої в Підкамені архітектурними та історичними пам'ятками, потрібно враховувати, що всі історичні об'єкти знаходяться переважно у східній частині міста, що дає змогу об'єднати їх разом з каменем і печерами в одну систему, утворивши оглядовий маршрут: центр – монастир – камінь – печери – центр. Цю трасу необхідно обладнати інформаційними елементами, місцями для відпочинку, де можна було б отримати інформацію і відповідні послуги (сувеніри, фото). Також доцільно передбачити місце для створення музею, особливо поблизу печер. Велику увагу, зрозуміло, необхідно приділяти реставраційним роботам і охороні навколишнього ландшафту.

Для формування архітектурної атрактивності на основі нематеріальної культурної бази необхідно розвивати тематику обслуговування фестивалю «Підкамінь». До території його проведення повинно бути залучено більше міського простору, особливо в центральній частині міста. Гостей фестивалю доцільно заохочувати і зацікавлювати не лише програмою фестивалю, а й самим містом, його архітектурою, культурою, історією. Варто розробити спеціальні збірно-розбірні конструкції сцени, торгових павільйонів, можливо, передбачити також певні атракціони. На час проведення фестивалю можна також встановлювати, далеко за межами міста, окремі інформаційні просторові об'єкти з програмою фестивальних заходів. До нематеріальних атрактивних ресурсів смт. Підкаменя належать також спеціалізовані освітні заклади, зокрема школа мистецтв. Досягнення учнів (нагороди, перемоги на олімпіадах, конкурсах, участь у наукових і творчих програмах) повинні експонуватися в міському просторі. Виставки творчих робіт, виступи самодіяльних дитячих колективів могли би стати додатковим атрактантом для гостей міста.

У процесі формування архітектурної атрактивності середовища смт. Підкаменя на основі різних змістових напрямів потрібно здійснювати просторове узгодження об'єктів і заходів, які з цією метою планують використати, розглядаючи можливість їх спільного різноцільового використання і запобігаючи можливим протиріччям.

Висновки. В архітектурному середовищі смт. Підкаменя наявні характеристики, що формують загальну архітектурну атрактивність малих міст регіону: полікультурність, поліконфесійність і полістилістичність архітектурного простору. Їх потрібно зберегти у процесі формування власної архітектурної атрактивності селища.

Найперспективнішими для формування архітектурної атрактивності Підкаменя є такі змістові напрями: експозиція міської панорами з візуальними домінантами; експозиція місцевої природної особливості – каменя, що домінує в міському просторі; експозиція історичних та архітектурних пам'яток;

популяризація і розвиток культурної бази нематеріального походження – тематичного фестивалю ”Підкамін” і досягнень місцевих спеціалізованих навчальних закладів.

Заходи з формування архітектурної атрактивності міського середовища повинні супроводжуватися дотриманням візуальної узгодженості всіх елементів просторової композиції для збереження і підтримки загальної цілісності міського образу, неперервністю процесу, а також залученням до співпраці місцевих мешканців, інтереси яких повинні бути максимально враховані у процесі реалізації запланованих змін і доповнень в архітектурному просторі.

Бібліографічний список

1. Дида О. А. Атрактивність як естетично-змістова властивість архітектури / О. А. Дида // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. зб. / відп. ред. М. М. Осетрін. – К. : КНУБА, 2012. – Вип. 44. – С. 169–175.
2. Про затвердження Державної цільової програми підтримки соціально-економічного розвитку малих міст на 2011-2015 роки : Постанова від 29 листопада 2010 р. № 1090 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <http://zakon1.rada.gov.ua/laws/show/1090-2010-%D0%BF>.
3. Регіональна програма інноваційного розвитку Львівської області [Електронний ресурс]. – Режим доступу : http://www.inem.lviv.ua/wp-content/uploads/2013/01/FilePath_48.pdf.
4. Бевз М. В. Проблеми регенерації заповідних територій історичних міст / М. В. Бевз // Вісник НУ «Львівська політехніка» : архітектура. – 2001. – № 429. – С. 146–155.
5. Рибчинський О. В. Архітектура забудови ринкових площ міст та містечок Галичини кінця XVIII-початку XX ст. / О. В. Рибчинський // Вісник НУ «Львівська політехніка» : архітектура. – 2001. – № 429. – С. 174–177.
6. Петришин Г. П. Закономірності історичного процесу містотворення у Західноукраїнському регіоні / Г. П. Петришин // Вісник НУ «Львівська політехніка» : архітектура. – 2001. – № 429. – С. 45–52.
7. Дида І. А. Екологічні основи традиційної української архітектури : монографія / Дида І. А. – Львів : НУ «Львівська політехніка», 2009. – 329 с.
8. Підкамін. Фестиваль [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <http://pidkamin.com.ua/>.
9. Дида О. А. Інформативна популяризація архітектури як змістово-просторова складова підвищення атрактивності малого міста / О. А. Дида // Вісник НУ «Львівська політехніка» : архітектура. – 2013. – № 757. – С. 47–53.

Дида О. Перспективи формування атрактивного архітектурного середовища в смт. Підкамені (Львівська область)

Розглянуто перспективні змістові напрями формування атрактивності архітектурного середовища Підкаменя. Визначено основні чинники, що впливають на вибір таких напрямів, і запропоновано архітектурні та організаційні заходи для туристичної атрактивізації простору смт. Підкаменя.

Ключові слова: архітектура, мале місто, атрактивність середовища, перспективний розвиток.

Dyda O. The perspective of the formation of attractive architectural environment in Pidkamin town (Lviv region)

The paper deals with perspective contentional directions of formation of attractivity of architectural environment in Pidkamin. The main factors, which have an influence on the choice of such a directions were determined and architectural and organizational arrangements for tourist attractivisation of environment in Pidkamin were suggested.

Key words: architecture, small town, attractiveness of environment, long-term development.

Дыда А. Перспективы формирования атрактивной архитектурной среды в пгт. Подкамень (Львовская область)

Рассматриваются перспективные содержательные направления формирования атрактивности архитектурной среды Подкаменя. Определены основные факторы, влияющие на выбор таких направлений, и предложены архитектурные и организационные меры по туристической атрактивизации пространства пгт. Подкаменя.

Ключевые слова: архитектура, малый город, атрактивность среды, перспективное развитие.

УДК 726. 7. 004. 68

МОНАСТИРІ. РЕКОНСТРУКЦІЯ ТА СУЧАСНЕ ВИКОРИСТАННЯ ПАМ'ЯТОК АРХІТЕКТУРИ

*Р. Партика, магістр архітектури, О. Волошенко, ст. викладач
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 та архітектурного середовища населених пунктів, окремих пам'яток історико-архітектурної спадщини.

Відродження інтересу українського народу до своєї історії і культури, прагнення відновити і зберегти архітектурну спадщину знову ставить проблему реконструкції пам'яток архітектури з-поміж 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 до сучасних потреб важливі не тільки в історико-культурному, а й у народногосподарському плані.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Стан проблеми розглянуто в окремих роботах, як у монографіях і наукових публікаціях, так і у проектних пропозиціях. Загальні питання висвітлені у працях Ю.С. Асеева, 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 здійснили Л.В. Андреев, 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 викладені 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 і 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 вагомий 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 – невід'ємна частина світової культури.

Зараз під охорону держави взято 15059 пам'яток містобудування і архітектури, з них понад 3000 – національного значення. Після набуття Україною державності найвизначніші пам'ятки були внесені до списку Всесвітньої спадщини ЮНЕСКО [1].

За рішенням уряду 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 вісім тисяч сіл з цінною історико-архітектурною спадщиною. Загалом фонд історичних будівель і споруд у цих населених пунктах, за підрахунками українських фахівців, налічує понад 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, 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, велика кількість пам'яток архітектури пустує, ще більша – потребує реставрації або проведення консерваційних робіт, відновлення навколишніх природних ландшафтів.

В Україні є приклади, коли реставрація пам'яток архітектури здійснюється з переплануванням діляниць, зміною історично сформованого простору. Ще більше потерпають 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 застосування. 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 використовуються;
- 8) пам'ятки, які реставрують без нового функціонального призначення

[3–5].

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 не викликає сумнівів. 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 слід 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.

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. Архитектурно-реставрационные термины. – К., Й. А. Игнаткин : УСХА, 1990. – 147 с.
4. Формування архітектурного образу міста : навч. посібник / Б. С. Посацький. – К., 1993. – 107 с.
5. Заболотний В. Перспективи реконструкції та розвитку історичного центру Володимира-Волинського / В. Заболотний // Проблеми містобудування Західної України : тези міжнар. конф. – 1994. – Львів : Держ. ун-т “Львівська політехніка”, 1994. – С. 105–106.

Партика Р., Волошенко О. Монастирі. Реконструкція та сучасне використання пам'яток архітектури

У статті 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., Voloshenko O. Cloisters. 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.

Партика Р., Волошенко О. Монастыри. Реконструкция и современное использование памятников архитектуры

В статье 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 [728.6:691.11]:712.2: (477.87)

**ТРАДИЦІЙНА ДЕРЕВ'ЯНА ЖИТЛОВА АРХІТЕКТУРА
В КУЛЬТУРНИХ ЛАНДШАФТАХ
НАЦІОНАЛЬНОГО ПРИРОДНОГО ПАРКУ «СИНЕВИР»**

*Л. Пархуць, З. Шеремета, М. Фітак
Національний лісотехнічний університет України*

Постановка проблеми. Сільські населені пункти, розташовані в межах Національного природного парку «Синевир», багаті на традиційні дерев'яні будинки, які за своєю формою, матеріалом та кольором гармоніюють із ландшафтом. Сьогодні житлова архітектура в Карпатах зазнає суттєвих змін. Насамперед це стосується застосування нових композитних матеріалів на противагу дереву. Під впливом міської архітектури в селах з'являються нетрадиційні архітектурні форми з яскравою колористикою. Старі дерев'яні будинки не ремонтують, а після їх руйнації будують нові, часто не масштабні і не гармонійні до сформованого середовища. В такий спосіб культурний ландшафт видозмінюється і поступово втрачає свої історично набуті цінності.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. У більшості публікацій основну увагу звертають на архітектуру дерев'яних житлових будівель, їх планування, декор, інтер'єр, конструктивне рішення і на планування сільських поселень. Серед авторів, котрі присвятили свої праці бойківській житловій архітектурі на Закарпатті, треба відзначити В. Самойловича [1; 2], Ю. Гошка та ін., П. Федаку [4], Ю. Бабійчина [5]. Однак питання оточення традиційної дерев'яної архітектури, її ролі у формуванні культурного ландшафту, причини деградації культурних ландшафтів на теперішньому етапі розвитку залишаються невисвітленими. Дефініцію культурного ландшафту в науковій літературі подають неоднаково. Відсутні єдине розуміння і чітко сформульоване нормативне визначення цього поняття. Серед авторів, які мають спільні погляд і розуміння культурного ландшафту як результат взаємодії природних та людських чинників у певному проміжку часу, відзначимо А. Т. Ісаченко [6], Г. І. Денисика [7], С. В. Єлькіна [8], Л. О. Безлатня [9]. Тлумачення культурного ландшафту подане у Всеєвропейській стратегії збереження біологічного і ландшафтного розмаїття, яку прийняли в Софії 23-25 жовтня 1995 року [10].

Постановка завдання. Наше завдання – показати розмаїття архітектурних та ландшафтних форм і виявити основні типи та особливості традиційної дерев'яної архітектури верховинців. Для досягнення мети поставлені такі завдання:

- на основі натурних обстежень виявити основні типи планування та архітектурних форм у житлових будинках кінця XIX – кінця XX ст., які гармонійно поєднані в культурному ландшафті;
- визначити композиційні засоби, які підтримують зв'язок із культурним ландшафтом;
- виявити засоби, якими деформується культурний ландшафт.

Виклад основного матеріалу. Під охороною Національного природного парку «Синевир» перебувають цінні природні та історико-культурні комплекси, розташовані в західній частині Горган на території Міжгірського району Закарпатської області. Територія парку становить 43 тис. га і охоплює землі з природними і з культурними ландшафтами Колочавської селищної ради, Негровецької, Синевирської та Синевирськополянської сільських рад. Під терміном «культурний ландшафт» розуміють такий вид антропогенного ландшафту, який сформувався в результаті взаємодії людини та природи і який відображає процес еволюції верховинців у формуванні життєвого середовища. У культурному ландшафті його мешканці підтримують духовні та культурні традиції, зберігають історико-культурну спадщину, орієнтуються на традиційні види господарювання (природокористування), які підтримують екологічний баланс. Культурний ландшафт (за Г.І. Денисиком [7]) має такі основні ознаки:

- не може формуватися стихійно і розвиватися самостійно, але потребує постійної підтримки людини;
- є результатом раціонального природокористування й ведення господарства незалежно від суспільного устрою;
- є запрограмований і його можуть перебудовувати залежно від потреб людини;
- функціонує лише в заданий (необхідний) проміжок часу.

Традиційна дерев'яна архітектура є невід'ємною складовою культурного ландшафту. Міжнародна хартія з охорони традиційної архітектурної спадщини (Стокгольмська хартія) визначає традиційну забудову як народний досвід і природні умови, які пізнало суспільство на шляху до забезпечення себе житлом, як безперервний процес реагування на будь-які зміни – як соціальні, так і в навколишньому середовищі – та відповідне пристосування до них [11].

Забудова поселень та їх присілків переважно зосереджені у долинних просторах річки Теремлі, її основних притоках: Слободи, Красного звору, Розтоки, Озерянки та численних малих потоків. На території сіл у межах парку розташовано шість пам'яток архітектури національного значення – християнські храми та дзвіниці (рис. 1) [12]. Важливе пізнавальне значення має музей «Старе село» в селищі Колочаві. В ньому експонуються зразки народної дерев'яної архітектури минулих століть, які були зведені до скансена з околиць селища та з навколишніх сіл і присілків.

Культурні ландшафти гірських поселень, які виникли в долинних просторах верхньої Теремлі, сформувалися під впливом аграрної діяльності верховинців. Тут застосовували толоко-царинну систему господарювання, що й вплинуло на ландшафтно-планувальну організацію сіл. У XV-XVII ст. прибережні тераси були поділені на приблизно однакові парцелі для ведення сільського господарства та забудови, що зосередилася ближче до головних вулиць вздовж річки. Поля, сінокоси та пасовища простягалися довгими смугами на середні частини гір праворуч і ліворуч річки, а на верхів'ях залишалися ліси.

Сучасне планування поселень відображає ті зміни, які відбулися протягом двох минулих століть, а саме: подрібнення парцель, ущільнення забудови в

центральных частинах сіл, поява нерегулярної забудови та розкиданих садиб серед полонин, збільшення площі сінокосів та пасовищ, натомість зменшення площі лісів. Долинні простори сіл більш подрібнені і регулярно сплановані, а на середніх та верхніх рівнях домінує мозаїка великих, довільно розташованих просторів полонин у поєднанні з ділянками лісу. Наявність полонин сприяла розвитку вівчарства, а також вносила більш крупний модуль у структуру ландшафту, на відміну від дрібного модуля парцель у долинах.

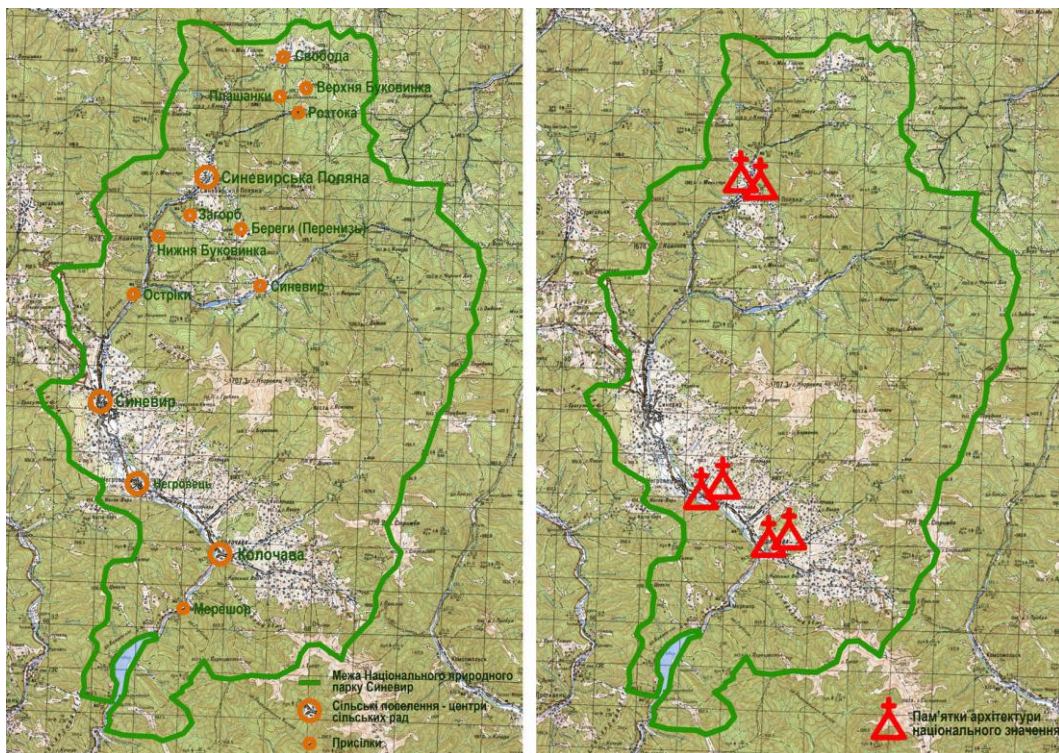


Рис. 1. Схема розташування поселень, які входять до НПП «Синеви́р» та схема розташування пам'яток архітектури національного значення.

Традиційну дерев'яну житлову архітектуру, яка збереглася на території НПП «Синеви́р», за формою плану можна поділити на дві основні групи: видовжені будинки, в яких приміщення укладені послідовно, і компактні (наближені до квадрата або прямокутні), в яких приміщення компактно згруповані (рис. 2). Здебільшого будівлі мають відкриті галереї. Висота даху різна. Рідше трапляються будинки з високим чотирисхилим дахом, частіше будують із двоххилим низьким дахом, додаючи залом¹ на фронтонній частині та різьбу. Зруб є головним конструктивним рішенням для формування основи та зведення стін. В основі, яку

¹ Залом – невеликий зріз на стику двоххилого даху. Інколи заломом називають невеликий виступальний дашок у фронтоні будинку на рівні перекриття.

опирали на кам'яний фундамент, були поперечні підвалини², а на них укладали плашанки³ або плениці⁴. Дахи покривали драницями⁵, які прибивали до брусків.

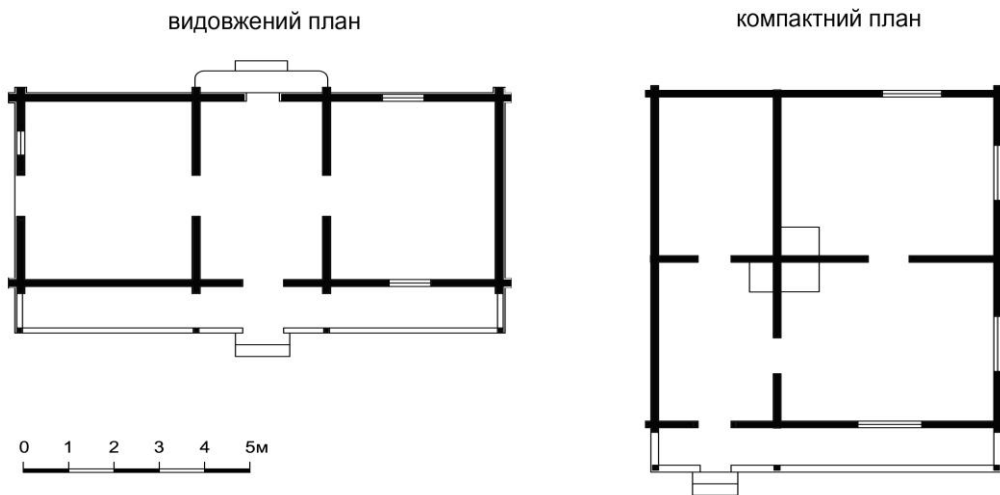


Рис. 2. Типові плани в традиційних житлово-господарських будівлях кінця XIX – кінця XX ст.

Видовжені будинки – найпоширеніший тип народного житла в Україні, і, зокрема, на Бойківщині. Хоча місцеві мешканці називають себе верховинцями і не відносять до бойків, все-таки досліджувана територія потрапляє в межу розповсюдження бойківського етносу. Довгі будівлі нерідко виконували двояку функцію одночасно: житлову та господарську, оскільки під одним дахом формувалися житлові та господарські приміщення. Традиційно довгі будинки мали високий чотирихилий дах, однак у другій половині XX ст., із застосуванням шифера та бляхи, його висота зменшувалася, а в деяких влаштовували фронтони, оздоблені шалівкою⁶. Компактний план зародився у горян під впливом європейської дерев'яної архітектури та мурованої містечкової. Будинки на основі компактного плану з'явилися у 20–30-х роках XX ст., і дуже активно розвивався цей тип плану в другій половині XX ст. Традиційно в такому будинку зводили невисокий двоххилий дах із фронтонами, рідше – високий чотирихилий. У

² Підвалина – дерев'яний брус великих розмірів, який несе на собі стіну дерев'яного будинку. Зазвичай поперечний переріз підвалини більший від товщини стіни.

³ Плашанки – навіл розрізані колоди, призначені для формування стін будинку.

⁴ Пленіця – колода, яка з усіх боків обтесана та в поперечному розрізі має форму прямокутника або квадрата.

⁵ Драниця – дошка завдовжки 50-70 см, яку колоди найчастіше зі смерекових колод, а потім вирівнювали.

⁶ Шалівка – набір дощок, інколи різьблених або прикрашених орнаментом, призначених для закривання якоїсь частини дерев'яної будівлі. Слово «шалювати» означає закривати або оздоблювати будівлю чи її частину, прибиванням дощок до каркасу (основи).

будинках із двосхилим дахом нерідко влаштовували мансарди. Поширеним явищем було фарбування дерева на фасадах будівель. Зрідка трапляються вдалі колористичні вирішення, які зумовлені невеликими площинами та гармонійно підібраними кольорами за принципом наближених відтінків. Традиційні будівлі видовженого та компактного планів, виявлені в селах, розташованих у межах НПП «Синевир», показані на рис. 3–16.



Рис. 3. Центральна частина с. Синевир. Традиційний житловий будинок нині використовують як господарську будівлю.



Рис. 4. с. Синевир. Житловий будинок № 1406 з видовженою формою плану.

Сьогодні в забудові сіл поширені нетрадиційні архітектурні рішення, які спотворюють цілісність сформованого культурного ландшафту. Кількість мешканців невпинно зростає, і є потреба в нових житлових площах. Крім того, за останні два роки помітно збільшився наплив туристів, і це спонукає селян активно розбудовуватися на своїх ділянках, які є досить малими. Передусім це стосується Синевирської Поляни, де найбільше збереглося традиційних будинків і одночасно високими темпами споруджуються нові. Окремі садибні ділянки мають по шість-сім будинків житлового та господарського призначення, які розташовані один за одним уздовж парцелі. Тому забудова в центрі села виглядає ущільненою.



Рис. 5. с. Негровець. Житловий будинок № 172 з видовженою формою плану.



Рис. 6. смт. Колочава. Житловий будинок № 159 із заломами та шалівками на фронтоні.



Рис. 7. смт. Колочава. Житловий будинок № 250 із продухами на даху.



Рис. 8. Урочище Остріки. Житловий будинок, побудований у 1920 р. Д. Іваниною.

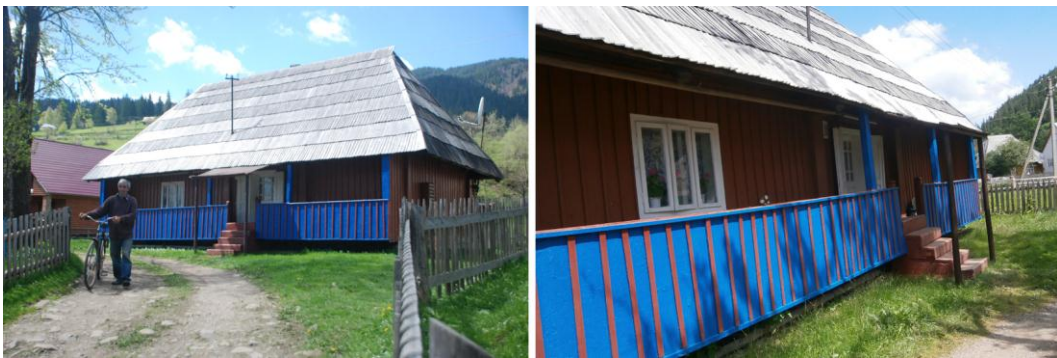


Рис. 9. с. Синевирська Поляна. Житловий будинок № 186. Стіни будинку закриті дошками.



Рис. 10. с. Синевирська Поляна. Житловий будинок № 216 (друга половина ХХ ст.).



Рис. 11. с. Синеvirська Поляна. Житловий будинок 30-х років ХХ ст.



Рис. 12. с. Синеvirська Поляна. Приклад гармонійного поєднання традиційної забудови в культурному ландшафті.



Рис. 13. Присілок Береги (Перенизь). Форма даху тимчасового житла пастухів та господарських будівель повторює форми гір. Колористика класичного верховинського ландшафту, побудована на нюансах.



Рис. 14. Присілок Свобода (Слобода). Традиційна забудова 60-х років ХХ ст. в гірському ландшафті.



Рис. 15. Присілок Верхня Буковинка. Житловий будинок, побудований у 1947 році В. Тарнавчуком, згодом добудований.



Рис. 16. Присілок Верхня Буковинка. На передньому плані – господарські будівлі.

Якщо у ХІХ ст. більшість житлових будівель чільним фасадом були звернені на південний схід до сонця, а також до вулиці та річки, то тепер це правило порушується (рис. 17). Через брак землі під забудову в селян зростає потреба будувати нові будинки на своїх садибах, збільшуючи поверховість. На

одній земельній ділянці можуть проживати декілька сімей у різних будинках. Великий вплив туристів також спонукає горян будувати друге житло для надання тимчасового проживання і відпочинку туристам.

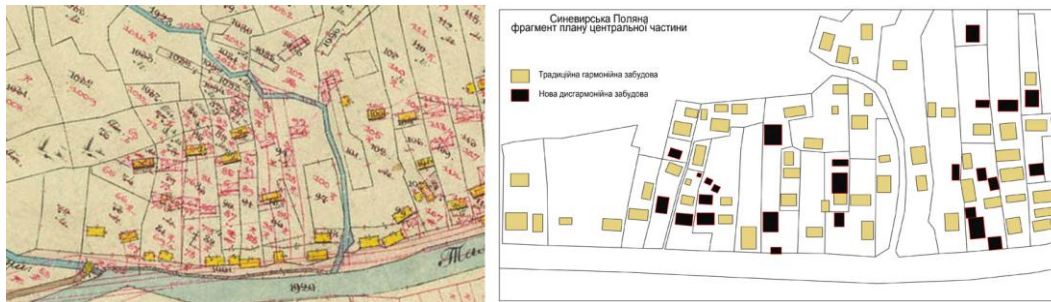


Рис. 17. Фрагмент кадастрового плану (середина ХІХ ст.) та сучасної схеми (початок ХХІ ст.). Чорним позначені нові нетрадиційні будинки, що змінюють «обличчя» культурного ландшафту.



Рис. 18. Вузькі ділянки сприяють розвитку забудови у глибину.

Деформації та спотворення виявляються найперше у формоутворенні та масштабності будівель. Помічено прагнення будувати дво-триповерхові будинки із мансардами, ламаними дахами, цокольними приміщеннями, застосовувати складне планування. Другий прояв, що впадає увічі, – масове використання пластикової «вагонки» для оздоблення фасадів та профільних металевих листів з метою покрівлі дахів і навіть для влаштування суцільної огорожі. Ці матеріали застосовують як у нових, так і в старих традиційних будинках. Чимало забудовників відмовилися від дерева як основного матеріалу і споруджують стіни зі шлако-, піноблоків, цегли тощо. Третє явище, яке викликає емоційне збудження, – це застосування контрастно-активних, насичених і яскравих кольорів на фасадах будинків. Здебільшого застосування кольорових поєднань вказує на відсутність естетичного смаку, відчуття тактовності стосовно сформованого середовища і традиційної архітектури. І четвертий прояв, що викликає негативні емоції, – це «гаражна архітектура», яка поступово формується вздовж вулиць, закриваючи

фасади житлових будівель. Більшість гаражів розташовані безпосередньо на краю вулиці, інколи перекриваючи узбіччя, незважаючи на нормативні відступи від червоних ліній. Нетрадиційні архітектурні рішення подані на рис. 18–20.



Рис. 19. с. Синеvirська Поляна. Втрата масштабності та форми в нових будинках відносно традиційних старих.

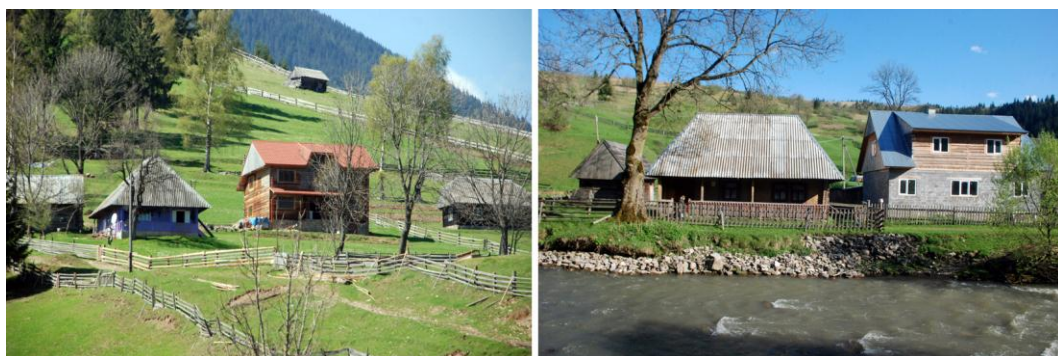


Рис. 20. с. Синеvirська Поляна. Традиційні та нетрадиційні житлові будинки поруч.



Рис. 21. с. Синеvirська Поляна. Нові форми, матеріали та колорит.

Сьогодні забудова зосередилась у долинному просторі на прибережних смугах, займаючи більшу частину садибних ділянок. Помітно змінилася колористика забудови завдяки поєднанню контрастних яскравих відтінків. У панорамі Синевирської Поляни трапляються окремі вивищення будинків із яскраво фарбованими металопрофільними дахами серед одноповерхової дерев'яної забудови. Агроландшафт залишився незмінним. Його роль і значення в тому, що сінокоси і пасовища слугують зв'язковою ланкою між забудовою та лісами. Ліси як природний та забудова як антропогенний елементи активно виражені за рахунок чистих, здебільшого похилих зелених полонин. У виднокраї простежується чітка регулярно спланована парцеляція земель, яка була закладена в часи заселення. Щоправда, теперішні парцелі значно дрібніші. Панорами села подані на рис. 22–23.

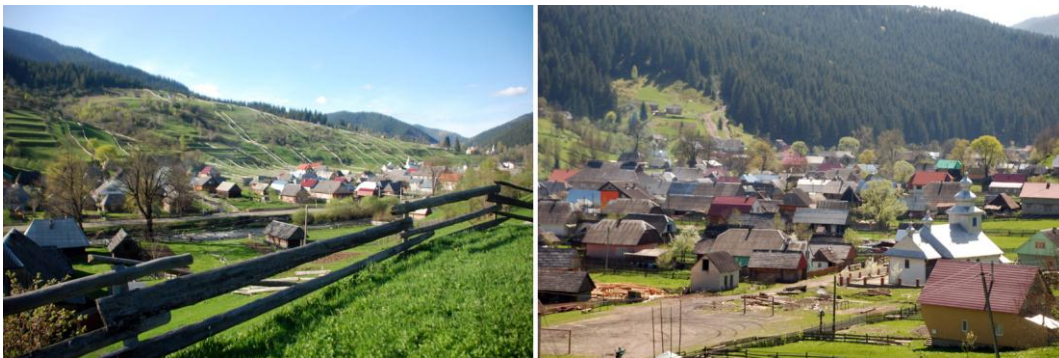


Рис. 22. с. Синевирська Поляна. Традиційний культурний ландшафт поступово змінює свою колористику.



Рис. 23. с. Синевирська Поляна. Форма, матеріал і колір – композиційні засоби, які неабияк змінюють традиційний культурний ландшафт.

Висновки. У поселеннях, розташованих у межах Національного природного парку «Синевир», попри наявність пам'яток архітектури, залишається чимало зразків цінної забудови. Традиційна дерев'яна забудова виконує роль еталону або мірила пропорційності та гармонії в культурному ландшафті. На жаль, місцеві мешканці не сповна усвідомлюють важливість дерев'яної архітектури та її

ролі у формуванні виднокраю. Попередні дослідження дають змогу сформувати такі критерії цінностей, як: архітектурна цінність; історико-етнографічна; естетична; пізнавально-виховна.

Архітектурна цінність виявляється за рахунок форм і використання дерева як основного матеріалу; історико-етнографічна – за рахунок матеріалу, який дає змогу вивчати історію, побут та працю горян. Естетична цінність виявляється у гармонійному поєднанні традиційної архітектури, садиби та аграрно-лісового гірського виднокраю. Пізнавально-виховна цінність дає змогу як мешканцям гір, так і туристам, формувати світогляд, усвідомлювати свої роль і місце в суспільстві, розвивати добрі традиції.

Сьогодні на сільські поселення та їх архітектуру дедалі більше впливають урбанізаційні процеси та міський спосіб життя. Це виявляється в перенесенні міської культури і, зокрема архітектури, на ґрунт сільської культури, яка має свої традиції. У результаті такого впливу в «архітектурній тканині» села стрімко зростає кількість будівель із міським «архітектурним обличчям», що досить неестетично виглядають у гірському середовищі аграрно-лісового виднокраю.

У нових будівлях використовують сучасні матеріали, що забезпечує їм активну виразність за рахунок насичених і відкритих кольорів. Часто форма будинків створена під впливом міської архітектури, але без дотримання логічних пропорцій і гармонійного поєднання частин. Нерідко великі будинки домінують над традиційною масштабною забудовою. Такі дії призводять до деформації первісного оточення як пам'яток архітектури, так і цінної традиційної дерев'яної забудови, а в масштабах села та Національного природного парку «Синевир» – до деградації культурних ландшафтів, втрати первісних рис. Культурний ландшафт поступово втрачає свою цінність у частині забудованих територій, натомість досі зберігає високий естетичний потенціал щодо агроландшафту та віддалених присілок.

Бібліографічний список

1. Самойлович В. П. Українське народне житло (кінець XIX – початок XX ст.) / В. П. Самойлович. – К. : Наук. думка, 1972. – 50 с.
2. Самойлович В. П. Народна архітектура України в ілюстраціях / В. П. Самойлович. – К. : Абрис, 1999. – 281 с.
3. Народна архітектура Українських Карпат XV-XX ст. / Ю. Г. Гошко, Т. П. Кішук, І. Р. Могитич, П. М. Федака. – К. : Наук. думка, 1987. – 270 с.
4. Федака В. П. Народне житло українців Закарпаття XVIII – XX століть : автореф. дис... д-ра іст. наук: 07.00.05 / П. М. Федака ; Ін-т мистецтвознавства, фольклористики та етнології ім. М.Т. Рильського НАН України. – К., 2009. – 40 с.
5. Бабийчин Ю. Деревянная архитектура в Национальном природном парке Синевир / Ю. Бабийчин // Деревянная архитектура в культурном ландшафте: вызовы современности : материалы Междунар. конф., 19–21 июня 2014. – Республика Чехия : Валашский музей под открытым небом. – 2014. – С. 239–246.
6. Исаченко А. Т. Ландшафтоведение и физико-географическое районирование / А. Т. Исаченко. – М. : Высшая шк., 1991. – С. 349–355.
7. Денисик Г. І. Культурний ландшафт: загальні ознаки / Г. І. Денисик // Культурний ландшафт: теорія і практика. – Вінниця : ПП «ТД «Едельвейс» і К», 2010. – С. 3–4.

8. Єлькін С. В. Юридична природа «культурного ландшафту» як складової інституту ландшафтного використання та охорони земель / Єлькін С. В. // Ученые записки Таврического национального университета им. В.И. Вернадского. – 2014. – Т. 27(66), № 2. – С. 104–113. – (Серия «Юридические науки»).
9. Безлатня Л. О. Поняття «культурний ландшафт»: суть сфери застосування / Л. О. Безлатня // Наукові записки Вінницького державного педагогічного університету імені Михайла Коцюбинського. – 2014. – Вип. 26. – С. 127–132. – (Серія «Географія»).
10. Всеєвропейська стратегія збереження біологічного та ландшафтного різноманіття : Міжнародний документ Ради Європи від 25 жовтня 1995 р. [Електронний ресурс]. – Режим доступу : http://zakon4.rada.gov.ua/laws/show/994_711/page.
11. Міжнародна хартія з охорони традиційної архітектурної спадщини (стокгольмська хартія) [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <http://www.centre7.org.ua/?q=book/export/html/77>.
12. Пам'ятки архітектури національного значення Закарпатської області [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <https://uk.wikipedia.org/>.

Пархуць Л., Шеремета З., Фітак М. Традиційна дерев'яна житлова архітектура в культурних ландшафтах Національного природного парку «Синевир»

Традиційна дерев'яна забудова виконує роль еталону пропорційності та гармонії в культурному ландшафті. За формою плану традиційні житлові будинки можна поділити на дві основні групи: видовжені будинки, в яких приміщення укладені послідовно, і компактні, в яких приміщення компактно згруповані. Сьогодні житлова архітектура в Закарпатті зазнає суттєвих змін. Найперше це стосується застосування нових композитних матеріалів на противагу дереву. Як результат впливу урбанізаційних процесів, у селах стрімко з'являються нові будівлі, що досить неестетично виглядають у культурному ландшафті. Культурні ландшафти поступово втрачають свою цінність у частині забудованих територій, натомість ще зберігають високий естетичний потенціал у частині агроландшафту та віддалених присілках.

Ключові слова: традиційна дерев'яна архітектура, гармонія, культурний ландшафт.

Parkhuts L., Sheremeta Z., Fitak M. Traditional wooden residential architecture in the cultural landscape of the National Natural Park “Synevyr”

Traditional wooden construction serves as a standard of proportionality and harmony in the cultural landscape. Due to the shape of the traditional plan of houses, they can be divided into two main groups. The first one consists of elongated buildings where rooms are located in successive order. The compacted buildings where rooms are compactly grouped belong to the second group. Residential architecture in Transcarpathian Ukraine has been undergoing significant changes. It primarily refers to apply of new composite materials as opposed to use of wood. As a result of the impact of urbanization process in the villages there have rapidly appeared new buildings that look quite vulgar in the cultural landscape. Cultural landscapes have been gradually losing its

value in terms of built-up areas although they are still preserving a high aesthetic potential of agricultural landscapes and in remote locations.

Key words: traditional wooden architecture, harmony, cultural landscape.

Пархуць Л., Шеремета З., Фитак М. Традиційна дерев'яна житлова архітектура в культурних ландшафтах Національного природного парку «Синевир»

Традиційна дерев'яна застройки виконує роль еталона пропорційності і гармонії в культурному ландшафті. По формі плану традиційні житлові будинки можна розділити на дві основні групи: удлинненні будинки, в яких приміщення складені послідовно, і компактні, в яких приміщення компактно згруповані. Сьогодні житлова архітектура в Закарпатті піддається суттєвим змінам. По-перше, це стосується використання нових композитних матеріалів на противагу дереву. В результаті впливу урбанізаційних процесів, в селах швидкими темпами з'являються нові будинки, які достатньо неестетично виглядають в культурному ландшафті. Культурні ландшафти поступово втрачають свою цінність в частині застрайованих територій, однак ще зберігають високий естетичний потенціал в частині агроландшафту і віддалених присілок.

Ключові слова: традиційна дерев'яна архітектура, гармонія, культурний ландшафт.

УДК 631.121:711.3

**ПРИНЦИПИ РЕКОНСТРУКЦІЇ ІСТОРИЧНИХ БУДІВЕЛЬ
ЗАХІДНОУКРАЇНСЬКИХ СІЛ**

*Р. Какула, ст. викладач
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Проблема реконструкції архітектурних пам'яток актуальна, оскільки відроджується інтерес українського народу до своєї історії і культури. Особливу увагу варто приділити забудові сіл Західної України, що володіють унікальними історичними і архітектурно-планувальними особливостями. На різних історичних етапах західноукраїнські землі перебували під впливом різноманітних культур, які змінювали й доповнювали структуру і образ сіл. Збудова ставала різноманітною, а села набували різнонаціональних архітектурних особливостей [2]. Тому з часом села втратили свій історичний образ і потребують функціональної реконструкції. Такі роботи в селах практично не проводили, або ж реконструювали якісь окремі пам'ятки. Тому відновлення окремого будинку можливе за умови проведення реконструкції історичного ансамблю загалом. Сучасний стан кожної будівлі належить розглядати, порівнюючи з її історичними даними. Це єдиний спосіб простежити розвиток кожного окремого будинку в ансамблі і прийняти правильне рішення щодо його сучасного пристосування.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. На сьогодні окремим питанням зазначеної проблеми присвячено низку наукових праць і проектних пропозицій. Однак варто відзначити відсутність наукових досліджень стосовно виявлення об'ємно-просторових і функціональних рішень історичних будівель у складі сіл; принципів їх реконструкції та сучасного пристосування.

Постановка завдання. Завдання нашого дослідження – визначити принципи і методичні основи реконструкції історичних будівель західноукраїнських сіл на основі виявлення історичних та сучасних особливостей їх формування і розвитку. Для цього необхідно:

- визначити історичні і сучасні архітектурно-планувальні особливості;
- проаналізувати вітчизняний і закордонний досвід реконструкції;
- розробити методичні рекомендації щодо реконструкції і регенерації історичних будівель.

Основним завданням є системний підхід до вивчення історичних надбань, який дасть змогу встановити їх історичний розвиток і сучасні особливості, виявити закономірності їх формування і позначити межі реконструктивного втручання.

Виклад основного матеріалу. Аналіз історичного розвитку архітектурних ансамблів західноукраїнських сіл допоміг визначити їх планувальні і об'ємно-просторові особливості. Планувальну систему за формою плану потрібно розділити на три групи: регулярна, нерегулярна, змішана [5].

Дослідження структури історичного ансамблю в різні періоди дає змогу найповніше роздивитися шлях розвитку кожної окремої його споруди. Історична будівля виникала, розвивалася і занепадала не відокремлено, а в складі ансамблю. Розвиток історичних ансамблів мав поступальний характер, на різних вікових етапах зберігав спадкоємність планувальних, об'ємно-просторових та функціональних рішень. У процесі розвитку він доповнювався новими типами будівель, що сприяло його функціональному збагаченню.

Дослідження сучасного вітчизняного і закордонного досвіду архітекторів показало, що вони дотримуються декількох основних напрямів реконструкції історичного середовища: радикальна зміна і перебудова історичного середовища (передбачається знесення старих малоцінних будинків і сучасна забудова території, що звільнилася з доданням у загальну композицію основних пам'яток архітектури); повна консервація сучасного образу архітектурного ансамблю з реставрацією окремих будівель, без введення нових об'єктів; реконструкція історичної забудови з максимальним збереженням усієї цінної архітектурної спадщини [1]. Останній напрям – найоптимальніший. Комплексна реконструкція охоплює проблеми планувальної і просторової реконструкції ансамблю загалом. Окремий історичний будинок, що є складовою єдиного ансамблю, не може бути реконструйований і розвинутий поза іншими будівлями ансамблю [4]. Тому комплексна реконструкція спрямована на створення оптимального середовища для пам'ятки архітектури завдяки:

- її повному збереженню і незначному втручанню в історичний ансамбль;
- повному відновленню історичного середовища;
- оновленню середовища введенням нових елементів;

- збереженню історичної структури під час нового будівництва.

Варто зазначити, що нині реконструктивні роботи проводять переважно в містах. Сучасна проблема реконструкції історичних західноукраїнських сіл залишається на рівні реконструкції їх окремих будівель. Дослідження наявного стану показало, що відбулися істотні зміни, які призвели до порушення їх планувальної і об'ємно-просторової композиції. Це спричинено знесенням історичних будівель, неправильним вибором місця розташування нових будинків і неправильним рішенням їх об'ємів. Відтак, спостерігаємо зміну розмірів і форми плану історичних ансамблів і села загалом. Історична будівля в такий спосіб опинилася в середовищі з геть не властивими їй об'ємно-просторовими і планувальними параметрами.

Дослідження функціонального стану історичних будівель західноукраїнського села дали змогу визначити взаємозв'язок між їх функцією і композиційним станом. Функціональне збереження окремих історичних будівель можна поділити на групи:

- будинки, що не використовуються (такий стан призводить до руйнування);
- будинки з новою функцією, що суперечить історичній (це теж спричинює руйнування);
- будинки, що зберегли історичну функцію (для подальшого їх існування необхідне збагачення їх початкової функції сучасними вимогами).

Завдяки класифікації історичних будівель за функціональним збереженням можна визначити ступінь реконструктивного втручання для їх подальшого використання. Отже, функціональна реконструкція історичних будівель західноукраїнських сіл необхідна. Методика реконструкції полягає у визначенні форм реконструктивного втручання для пристосування історичних будинків до сучасних умов на основі аналізу їх історичних особливостей, сучасного стану і сучасних вимог до них [3]. Методика передбачає проведення комплексної реконструкції за послідовного вирішення таких питань, як: реконструкція всього історичного центру; виділення і реконструкція окремих історичних будівель.

Історичний аналіз передбачає визначення стану історичних будинків на різних історичних етапах. При цьому визначають історичні планувальні й об'ємно-просторові особливості села загалом, типологію історичних будівель, їх історичні архітектурно-планувальні рішення [1].

Аналіз нинішнього стану передбачає сучасні особливості історичних будівель і показує, наскільки вони зберегли своє початкове значення, які серйозні зміни відбулися в процесі нової сучасної забудови.

На основі порівняльного дослідження історичних будівель визначають завдання реконструкції й міри реконструктивного втручання, які залежать від: наявності історичних відомостей про будівлі; ступеня збереження планувальних, просторово-об'ємних та конструктивних якостей.

Висновки. Аналіз сучасного стану показав, що середовище для існування історичних будівель зазнало значних порушень у композиційно-структурному вирішенні. Дослідження функціонального стану визначило взаємозв'язок між

функцією і композиційним станом. Можна сказати, що руйнування загальної композиції історичних західноукраїнських сіл є наслідком введення в них нових будинків з іншою функцією; руйнування історичних будівель є наслідком неправильного їх використання або невикористання взагалі. Отже, принципи реконструкції історичних будівель такі: реконструкція планувальної та об'ємно-просторової структури історичних сіл як середовища для окремої історичної будівлі; реконструкція історичних будівель; функціональна реконструкція історичних будівель.

Бібліографічний список

1. Ранинский Ю. В. Основные принципы сохранения памятников архитектуры в ансамбле города / Ю. В. Ранинский. – М., 1980.
2. Традиційна архітектурна спадщина: стратегія охорони і реставрації : матеріали конференції. – Львів, 1995. – 64 с.
3. Лоїк Г. К. Использование земель при размещении перспективных населенных пунктов в сельскохозяйственных предприятиях горных районов Карпат : дисс. к.э.н. / Г. К. Лоїк. – Львов, 1974. – 37 с.
4. Гликин Я. Д. Методы архитектурной гармонии / Я. Д. Гликин. – Л. : Стройиздат, 1979. – 96 с.
5. Лавров В. А. Памятники архитектуры в планировке и застройке городов / В. А. Лавров // ЦНИИП градостроительства. – М., 1971. – 52 с.

Какула Р. Принципи реконструкції історичних будівель західноукраїнських сіл

Розглянуто питання реконструкції історичних будівель сіл Західної України. Проведений історичний аналіз та аналіз сучасного стану досліджуваних історичних споруд. Встановлені тенденції в їх композиційно-структурному та функціональному розвитку. Розроблена методика реконструкції. Виділені принципи реконструкції.

Ключові слова: історичні будівлі, етапність і методи реконструкції.

Kakula R. Principles reconstructions of historical constructions of West Ukraine villages

The article is connected with the problems of reconstructions of historical constructions of West Ukraine villages. Historical analysis and that of the present state in studied historical. The trends in their composition–and-structural and functional development were determined. The methods of stage reconstruction were elaborated. Reconstruction principles were chosen.

Key words: historical houses, stage-by-stage and methods reconstructions.

Какула Р. Принципы реконструкции исторических сооружений сел Западной Украины

Рассмотрены вопросы реконструкции исторических сооружений сел Западной Украины. Проведен исторический и современный анализ исследуемых исторических сооружений. Определены тенденции в их композиционно-

структурном и функциональном развитии. Разработана методика реконструкции. Выделены принципы реконструкции.

Ключевые слова: исторические сооружения, этапность и методы реконструкции.

УДК 728.6:316(1-22)

СУЧАСНА СІЛЬСЬКА САДИБА І ПІДПРИЄМНИЦЬКА ДІЯЛЬНІСТЬ У НОВИХ СОЦІАЛЬНИХ УМОВАХ

*А. Баранович, магістр архітектури, Л. Баранович, магістр архітектури
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Окрім ведення особистого підсобного господарства, пов'язаного з вирощуванням сільськогосподарської продукції, селяни можуть займатися і приватним підприємництвом зокрема. Сільськогосподарське виробництво, яке є основним видом діяльності особистих селянських, фермерських господарств, залежить від природно-кліматичних умов, характеризується нестабільністю цін на продукцію та доходів, що впливає на його інвестиційну привабливість. Однак поява в селах різних сфер послуг додатково до основної сільськогосподарської, дає змогу особистим селянським, фермерським господарствам розширити сферу застосування праці у сільській місцевості, отримувати стабільний дохід.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Тематика впливу нових соціальних умов на формування та планування села і сільської садиби досліджувалась і розкрита в тому чи іншому аспектах у працях М. Бабій, О. Колодрубської, А. Калиниченко, М. Лесечка, О. Стукалова, Г. Шаповалової, І. Черняка, Р. Рапко, Р. Щура, проте питанням змін в організації структури садиби приділяли недостатньо уваги.

Постановка завдання. Завдання нашого дослідження – з'ясувати, як саме наукові дослідження, концепції та чинники впливають на розвиток планування сільської садиби в нових соціальних умовах.

Виклад основного матеріалу. Сучасне життя людини на селі все більше потребує розвиненої інфраструктури послуг, які є в місті. Життя все більше потребує наближеності певних видів діяльності людини до місця її проживання. Продуктові крамниці, аптеки, ательє, магазини промислових товарів, надання ремонтних послуг тощо, з'являються в житлових кварталах.

Малі підприємства – досить поширена й ефективна форма господарювання з низкою рис, не притаманних великим підприємствам. Саме мале підприємництво спроможне найоперативніше реагувати на кон'юнктуру ринку і таким чином надавати ринковій економіці необхідної гнучкості. Така властивість малого бізнесу набуває особливого значення в сучасних умовах, коли відбуваються швидка індивідуалізація і диференціація споживацького попиту, прискорення науково-технічного прогресу, розширення номенклатури товарів і послуг.

Фермерське господарство стало формою підприємницької діяльності громадян з наданням їм статусу юридичної особи, які висловили бажання виробляти товарну сільськогосподарську продукцію, займатися її переробкою та реалізацією з метою отримання прибутку... Необхідно врахувати й моральний чинник: у такому господарстві цілком розкривається творчий потенціал селянина, який поєднує в одній особі і робітника-виконавця, і підприємця, і управлінця [5].

Україні також характерна швидкозростаюча частка сфери послуг, що нині перевищує 40% і забезпечує робочі місця 55% зайнятих у господарстві країни людей. Стрімко розвиваються туристичний сектор (у тому числі готельне господарство), побутові послуги, послуги швидкого харчування, ремонтно-будівельні послуги та сектор послуг, пов'язаний із розважальними і видовищними заходами.

До сфер обслуговування малого бізнесу в селах України можна віднести:

- послуги швидкого харчування – закусочні, кафе, бари, ресторани;
- підприємства роздрібних послуг – перукарні, аптеки, пункти ремонту взуття, ремонту одягу, ремонт побутової техніки, ритуальні послуги та послуги фотографа;
- авторемонтні фірми – невеликі ремонтні майстерні, автомийки;
- сфера торгівлі: дрібні книжкові лавки, квіткові крамниці, газетні кіоски, овочеві лотки, торгівля рибою та господарські магазини;
- туристичний сектор (у тому числі готельне господарство).

Отже, сучасна сільська садиба розвивається в кількох напрямках залежно від її містобудівного розташування, роду діяльності селянина, потреб населення тощо:

- господарський (для селян-одноосібників, які ведуть звичайний 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 і реалізацією сільськогосподарської продукції, виробів народних промислів тощо);
 - репрезентативний (для жителів села, які ведуть міський спосіб життя)
- [3; 4].

Часто власниками таких міні-підприємств є самі селяни, які перебудовують свою садибу, надаючи їй додаткових функцій. Перед ними постають проблеми функціональних зв'язків у садибі (відсутність під'їздів до неї, або місця для зупинки транспорту, для відвантаження товарів, шляхів для потенційних клієнтів, розмежування зв'язків самого підприємства і зони особистого простору – житла тощо).

Усі ці проблеми зумовлені зокрема тим, що в розплануванні житлових кварталів не було передбачено таких переформатувань садибних ділянок, надання

ім додаткових функцій, чи взагалі використання земельної ділянки як підприємства.

Висновки. У результаті аналізу формування території виробничо-житлового двору виявлено низку напрямів, за якими здійснюється підприємницька діяльність на селі залежно від низки чинників (містобудівне розташування, суспільні стосунки, форма господарювання, рід діяльності, потреба населення тощо), що впливають на функціонування сучасної садиби в нових соціальних умовах.

Бібліографічний список

1. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення: ДБН В.2.2-15-2005. – К. : Держбуд України, 2005.
2. Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень : ДБН 360-92** – К. : Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2002.
3. Планування і забудова малих сільськогосподарських підприємств та селянських (фермерських) господарств : ДБН Б.2.4-4-97 – К. : Держкоммістобудування України, 1997. – 27 с.
4. Колодрубська О. І. Архітектурно-планувальні рішення сільських садиб Західного Поділля (кінець XIX ст. – початок XX ст.) / О. І. Колодрубська // Вісник ДУ «Львівська політехніка»: резерви прогресу в архітектурі і будівництві. – 1998. – № 358.
5. Розпланування та забудова території сільських населених пунктів і фермерських господарств : навч. посібник / Г. К. Лоїк, І. Г. Тарасюк, А. В. Степанюк, М. В. Смолярчук. – К. : Арістей, 2009. – 344 с.

Баранович А., Баранович Л. Сучасна сільська садиба і підприємницька діяльність у нових соціальних умовах

Розглянуто вплив соціальних умов на розвиток планування сільської садиби. Запропоновано підхід до формування концепції дизайну архітектурного середовища українського села на основі принципів модернізації та спадкоємності й розвитку архітектурного простору.

Ключові слова: сільська садиба, фермерське господарство, малі підприємства.

Baranovich A., Baranovich L. Modern rural homestead in the new social conditions

The article deals with the formation of the concept design of architectural environment of rural settlements (villages) of Ukraine. The approach to the formation of the concept design of architectural environment Ukrainian village on the principles of continuity and modernization and development of architectural space.

Key words: farmstead, farm, small business.

Баранович А., Баранович Л. Современная сельская усадьба и предпринимательская деятельность в новых социальных условиях

Рассматривается формирование концепции дизайна архитектурной среды сельских поселений (сел) Украины. Предлагается подход к формированию

концепции дизайна архитектурной среды украинского села на основе принципов модернизации и преемственности, а также развития архитектурного пространства.

Ключевые слова: сельская усадьба, фермерское хозяйство, малые предприятия.

УДК 711

ПРОЕКТУВАННЯ ЛАПІДАРІО В ЦЕНТРАЛЬНІЙ ЧАСТИНІ МІСТА ЛЬВОВА ЯК ВИХІДНИЙ ЕТАП СТАНОВЛЕННЯ НОВОГО АРХІТЕКТУРНОГО ПОКОЛІННЯ

Т. Сафонова, аспірант

Інститут архітектури

Національного університету «Львівська політехніка»

Постановка проблеми. У зв'язку зі швидкими темпами розвитку містобудування існує необхідність у правильній інтерпретації історичних пам'яток архітектури. Культурна спадщина є невід'ємною частиною майбутнього, проте нині ці об'єкти – занедбані фрагменти минулого, бракує нової подачі та свіжого бачення в їх використанні. У наш час вони стають експонатами класичних музеїв, хоча саме багатогранність можливостей є однією з найважливіших складових у створенні сучасної експозиції лапідаріїв.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. У проектуванні нових експозицій наше завдання – використання накопиченого досвіду, внесення власних корективів та застосування сучасних технічних можливостей. Ми простежили, який шлях пройшли музейні експозиції у своєму розвитку, і можемо стверджувати, що є потреба в роботі архітектора під час формування експозиції лапідарію. Адже тепер це не тільки викладення предметів на полиці в спеціалізованому приміщенні, а й композиція з багатьма складовими, яка може бути виконана і в екстер'єрі.

Такої самої думки дотримуються директор Римсько-німецького музею в Кельні Х. Хелленкемпер та музейний діяч із Франції Робер Бурга, які вважають, що у зв'язку зі сучасними можливостями експонати не можуть бути пасивними об'єктами вивчення, оскільки вони мають стати фактором єднання людей різних часів.

В Україні зазначене питання розглядають фрагментарно, переважно лише в галузі музеєфікації, досліджують лише реставратори та історики. Праці архітекторів щодо організації простору навколо об'єктів спостереження трапляються вкрай рідко. Серед найбільш наближених – дослідження В. І. Проскурякова, Є. О. Кричевця [1], О. І. Богданової [2], Л. П. Великої [3], А. С. Виноградової [4], Д. Смирного [5], Л. Л. Калініна [6], А. И. Керешун [7], Р. Р. Кликс [8], Л. С. Именнова [9]. А. В. Лебедєва [10]. Значну увагу приділяють застосуванню інтерактивного дизайну середовища виставкових експозицій, експлуатаційного аспекту мультимедій та впливу світла в музейно-виставкових комплексах. Тут варто виділити дослідження Л. П. Великої про роль образної

побудови експозиції у системі музейної комунікації, оскільки було розкрито шляхи та засоби адаптації теоретичної системи до культурно-історичних традицій та сучасних потреб українського суспільства.

Постановка завдання. Наше завдання – показати зміну простору музеїв та подачі експозиції, що виведені на сучасний новий рівень оновлення та збереження фрагментів архітектури.

Виклад основного матеріалу. Ми намагалися показати фундаментальність значення принципів та засобів художнього оформлення експозицій у процесі збереження фрагментів пам'яток, за допомогою різних об'єктів показу, що дасть змогу зануритися у глибину віків, наблизитися до реальностей того часу, відчуття життя тогочасного світу, сприятиме кращому розумінню експозиції, пізнанню та шануванню історії наступними поколіннями. На основі проведеного дослідження для втілення результатів на практиці створили проект лапідарію в центральній частині міста, в коридорах та внутрішньому дворіку пам'ятки архітектури, що на пл. Ринок 4 м. Львова.

Ми дослідили місця експозиції та експонати, розглянули попередні історичні та натурні дослідження пам'яток і будівлі, візуальні обстеження, креслення, архівні і бібліографічні пошуки та виконали проектування простору лапідарію.

Наша експозиція (будинок № 4 на пл. Ринок) – пам'ятка житлової архітектури пізнього ренесансу. Це чотириповерхова тривіконна кам'яниця прямокутної форми у плані. У 1926 р. так звана Чорна кам'яниця як особливо цінна історична та художня пам'ятка перейшла у власність міста, тоді тут і вирішили облаштувати історичний музей м. Львова. У 1929 р. приміщення будинку були реставровані та пристосовані для зберігання музейної колекції. У приміщеннях збереглися дерев'яні стелі з різьбленими сволами. Сьогодні тут розташовані експозиції на тематику визвольних змагань України та історії західноукраїнських земель другої половини XIX–XX ст., а в підвалах знаходяться фондові та службові приміщення.

У проектуванні експозиції нам було надано 30 об'єктів показу (рис. 1). Більшість із них тривалий час знаходилась у підвалах без належного догляду. Короткий опис колекції: маскарон лева (кін. XV – поч. XVI ст.); ніжка саркофагу у формі левика (перша пол. XVII ст.); замковий камінь (плетінка), який має орнамент з переплетених ліній; фрагмент барельєфу «Вознесіння Діви Марії» (XVII ст.); тричвертева колона внутрішнього віконного обрамування із зображенням Христа (поч. XVII ст.); рельєф — герб з орлом Польського короля; фрагмент рельєфу – човен у 1826 р.; нервюра – фрагмент ребра склепіння (перша пол. XVII ст.); два замкові камені з квітами XVI–XVII ст.; три замкові камені з маскаронем лева; медальйон-барельєф зі зображенням імператора Октавіана Августа (XIX ст.); медальйон-барельєф зі зображенням папи Інокентія (XI – середина XIX ст.) з мармуру та дерева; пам'ятна таблиця з ангелами австрійському генералу; скульптура «Русалка» 1820 р.; кронштейн; дві пам'ятні плити з постаменту пам'ятника Станіславу Яблоновському, 1859 р.; хачкар, 1400 р.; білокам'яний блок з

латинським виразом (XVII ст.); плита латинська; дві надмогильні плити з написом вірменською мовою, 1656 р.



Рис. 1. Фотофіксації деяких елементів для експозиції.

Пам'ятки пов'язані між собою тематичними принципами відповідно до одного стилю, автора. У проєкті використані наявні документи, такі як про реєстрацію та документування предметів зібрання, усі їх характеристики.

Мета цього проєкту – якомога доступніше донести відвідувачам суть та культурно-історичну цінність кожного експоната, систематизувати розміщення пам'яток, зберегти їх, уникнути пошкодження чи кардинальних змін приміщення, охороняти та доглядати, а також створити сучасну презентацію, застосовуючи новітні технічні можливості.

Кам'яниця доступна для відвідувачів, оскільки знаходиться на центральній площі. Врахований та вдосконалений технічний стан будівлі, освітлення, кріплення для експонатів за вимогами стандартів. За допомогою планів (рис. 7, 8), фотофіксацій (рис. 2, 5) наявного стану об'єкта дослідження та даних наукової літератури можна розпочати проєктування лапідарію в коридорі першого поверху, що веде до внутрішнього дворику, який також є продовженням експозиції.



Рис. 2. Внутрішній двір, наявний стан.

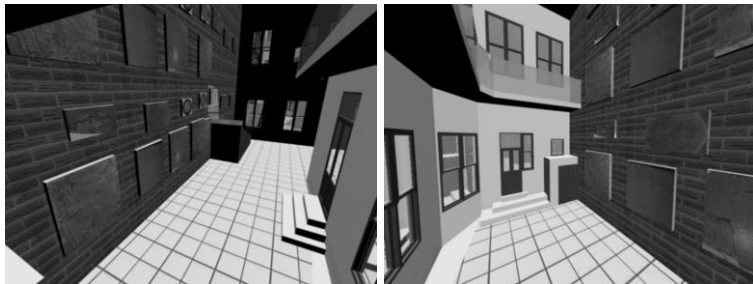


Рис. 3, 4. Візуалізація розміщення експозиції.



Рис. 5. Коридор, наявний стан.



Рис. 6. Візуалізація розміщення експозиції.

Створені ескізи передпроекту, натурні обстеження, креслення, розроблені плани та візуалізація з оформленням супровідної інформації. На кафедрі реставрації архітектурної та мистецької спадщини за правилами охорони архітектурної пам'ятки були виконані реставраційні, консервуючі та частково реконструювальні дії зі збереження. З натурних обстежень виявлено наявність частин пошкоджених ділянок на стінах та в підлозі коридору і дворика (варто використати матеріали та технології, що не зашкодять їх відновленню). У дворі пошкоджені бетонні плити в підлозі потрібно замінити й перекласти на нові. З урахуванням ергономічних норм та всіх вимог ми виконали креслення конструкції, на якій будуть кріпитися експонати, розміщені вздовж стін. Основа нашого проекту

– це металева конструкція, що виступає рамами для фіксування об’єктів на підставках.

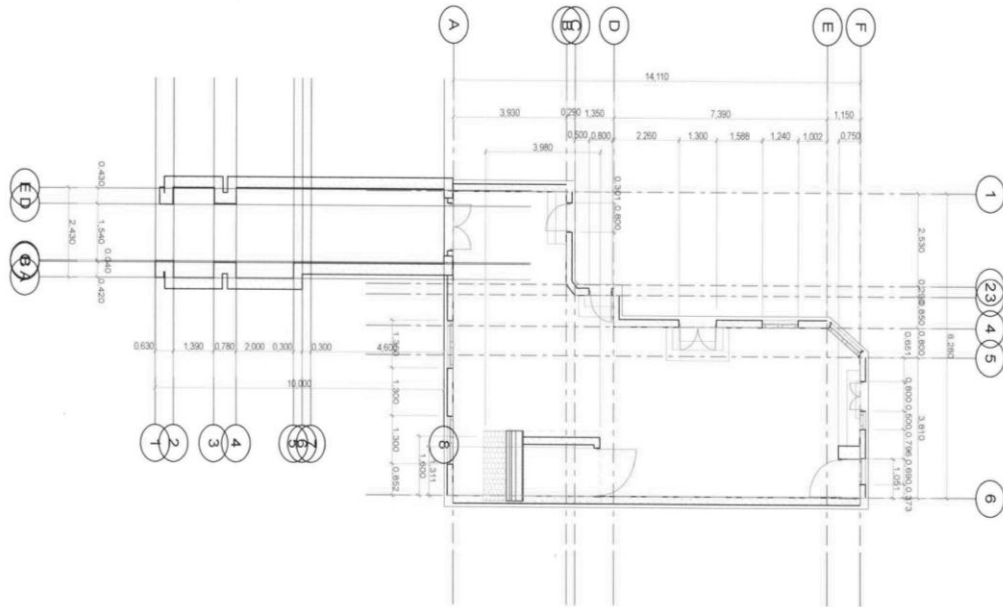


Рис. 7. План місця розташування експозиції.

На стелі спроектована серія прожекторів, що індивідуально освітлюватиме об’єкт. Розмістимо додаткову підсвітку в конструкції, яка виконуватиме роль акцентного, декоративного світла. Знайдені архівні фото стану, функції чи місця розташування експонату висітимуть над кожною пам’яткою з описом історії та характеристик об’єкта. За проектом, на початку виставки, на стінних виступах знаходиться два сенсорні екрани з інформацією про виставлені об’єкти в лапідарії. Глуху стіну використаємо для експозиції. З неї знімемо стару пошкоджену штукатурку, а кладку польської цегли, що проступить, варто покрити захисними матеріалами. Спроектуємо конструкцію, що слугуватиме стелажми і зафіксує експонати до стіни, а скло виконуватиме захисну функцію. Зробимо невеличкий навіс-дашок на 4-му поверсі над експонатами та над входом до підвалу.

Усі балконні, знищені корозією поручні, замінимо на скляні. Підсвітку розмістимо на кожному поверсі та на стіні навпроти експозиції і закріпимо до балконів. Також була внесена пропозиція розмістити сучасні елементи для зони відпочинку як умеблювання та декорування. Стосовно меблів, вони мають бути простими, лаконічними за формою та доглянутими, виконані в біло-коричневих тонах, що легко вписуються в спроектований простір.

Одним із важливих наших завдань було гармонійно поєднати різні за структурою матеріали, як-от метал, скло, пластик та камінь. Проект був виконаний у комп’ютерних програмах ArchiCAD і 3DMAX (рис. 3, 4, 6).

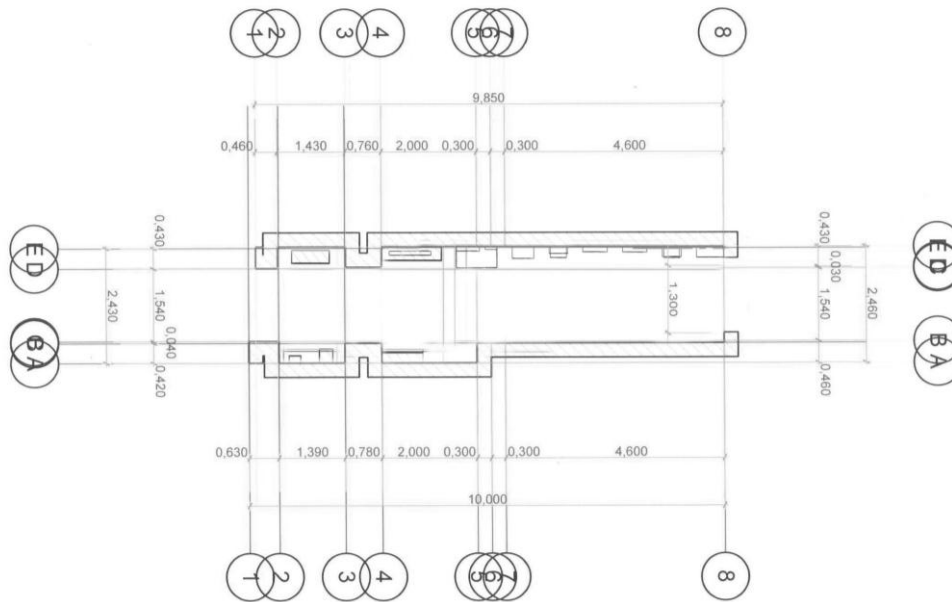


Рис. 8. Схема розташування експонатів.

Отож, за проектом ми створимо сучасний лапідарній із легкою подачею пояснення історично-культурної цінності і характеру колекції, якій надамо свіжого бачення і нового життя. Завдяки нашому проекту пам'ятки не підлягають подальшій руйнації, вони збережені, захищені, вдало заекспоновані на вигідній місцевості для доступного відвідування туристами. Звичайно, заповнення коридору об'єктами показу не є чимось особливим, проте облагородження і перетрактування внутрішнього дворика в лапідарій, можна назвати вихідним етапом становлення нового архітектурного покоління, оскільки таким чином зникає потреба в забудові певних територій під музей і створюється можливість її використання під нові й сучасні форми і споруди. Тобто відбувається коректування місць, непридатних для будівництва, заповненням їх експозицією, виставкою. А вигідні місця розташування цих пам'яток дають змогу втілити нові сучасні проекти. Запропонований проект рішень зазначеної проблематики не є правилом, а радше варіантом можливостей та заклик до нового бачення створення легших і простіших типів музею.

Висновки. Запропонована методика проектування експозицій лапідарію базується на вже напрацьованому досвіді з цього питання та дає змогу застосувати сучасні матеріали, конструкції для створення нової експозиції та різної подачі об'єктів показу, що має сприяти кращому розумінню і пізнанню. Тому можемо стверджувати, що під час формування експозиції та зміни простору музеїв, їх подачі, задля досягнення бажаних результатів оновлення та збереження фрагментів архітектури, необхідні робота і творчий підхід архітектора.

Бібліографічний список

1. Проскуряков В. І. Середовище як засіб формування архітектури музеїв в історичних містах / В. І. Проскуряков, Є. О. Кричевець // Вісник Національного університету „Львівська політехніка” : архітектура. – 2014. – № 793. – С. 239–242.
2. Богданова О. І. Залежність формування експозиційних просторів від впливу світла в музейно-виставкових комплексах / О. І. Богданова // Вісник Харківської державної академії дизайну і мистецтв. – 2007. – № 7. – С. 13–19.
3. Велика Л. П. Роль образної побудови експозиції у системі музейної комунікації: аспект розбудови української школи музеєзнавства : автореф. дис... мист.: 17.00.08 / Л. П. Велика. – Харків : Харківська державна академія культури, 2000. – 20 с.
4. Виноградова А. С. Елементи інтерактивного дизайну в формуванні предметно-просторового середовища виставкових експозицій / А. С. Виноградова // Вісник Харківської державної академії дизайну і мистецтв. – 2011. – № 10. – С. 9–12.
5. Смирний Д. Експлуатаційний аспект мультимедій в музейному середовищі / Д. Смирний. – К. : Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури України, 2010. – Вип. 17. – С. 369–375.
6. Калініна Л. Л. Інформаційний простір музею / Л. Л. Калініна, І. В. Пролеткін, М. Є. Шпак // Вісник Харківської державної академії культури. – 2006. – № 12. – С. 85.
7. Керешун А. И. Возможности интерактивной архитектуры / А. И. Керешун // Архитектон. – 2006. – № 1411 [Электронный ресурс]. – Режим доступа : http://archvuz.ru/magazine/Numbers/2006_022/cont.html.
8. Кликс Р. Р. Художественное проектирование экспозиций / Р. Р. Кликс. – М. : Высшая шк. 1978. – 368 с.
9. Именнова Л. С. Зрелищные формы в музее как тенденция современности / Л.С. Именнова, И.В. Денисова // Известия ПГПУ им. В.Г. Белинского. – 2011. – Вып. 24. – С. 622– 625.
10. Лебедев А. В. Віртуальні експонати: Сучасні засоби відображення інформації в музейній експозиції / А. В. Лебедев // Довідник керівника установи культури. – 2006. – № 7. – С. 52.

Сафонова Т. Проектування лапідарію в центральній частині міста Львова як вихідний етап становлення нового архітектурного покоління

Впроваджено сучасні проектні рішення експозиційного простору на практиці. Розглянуто можливості подачі об'єктів показу для кращого сприйняття відвідувачем. Доведено важливість оновлення підходу до проектування лапідарію та збагачення інформаційного насичення за допомогою новітніх технологій.

Ключові слова: проектування, експозиція, архітектурна пам'ятка, лапідарій.

Safonova T. Lapidarium design in central part of Lviv as an initial stage in new architectural generation development

Implementation of modern project decisions of exposition space in practice. Consideration of possibilities of presenting the show objects for better reception by the visitor. The proof of importance to update the approach for lapidarium designing and enrichment of the informational content by the newest technologies.

Key words: planning, presentation, architectural sight, lapidarium.

Сафонова Т. Проектирование лапидария в центральной части города Львова как исходный этап становления нового архитектурного поколения

Внедрены современные проектные решения экспозиционного пространства на практике. Рассмотрены возможности подачи объектов показа для лучшего восприятия посетителем. Доведена важность обновления подхода к проектированию лапидария и обогащения информационного насыщения с помощью новейших технологий.

Ключевые слова: проектирование, экспозиция, архитектурная достопримечательность, лапидарий.

ЗМІСТ

Стор.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІТИЧНІ ТА ЧИСЛОВІ МЕТОДИ В МЕХАНІЦІ ТА ФІЗИЦІ РУЙНУВАННЯ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ І КОНСТРУКЦІЙ	3
<i>Добрянська Л., Добрянський І., Шмиг Р., Грицина О.</i> МЕТОДИ УТОЧНЕНОГО РОЗРАХУНКУ ПРУЖНИХ ТА ПРУЖНО-ПЛАСТИЧНИХ ДЕФОРМАЦІЙ КОНСТРУКЦІЙ ЦИЛІНДРИЧНОГО ТИПУ	3
<i>Бубняк Т., Якимець В.</i> ВПЛИВ ЖОРСТКОСТЕЙ СЕРЕДОВИЩА ТА ВКЛЮЧЕННЯ НА КОНЦЕНТРАЦІЮ НАПРУЖЕНЬ НА ПОВЕРХНІ ВКЛЮЧЕННЯ	16
<i>Ковальчук В.</i> СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНИЙ РОЗРАХУНОК НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МЕТАЛЕВИХ ГОФРОВАНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ВЗАЄМОДІЇ ІЗ ҐРУНТОМ ЗАСИПКИ У ПРОГРАМНОМУ СЕРЕДОВИЩІ NX NASTRAN	19
<i>Іваник І., Віхоть С.</i> МЕТОДИКА РЕГУЛЮВАННЯ РІВНОМОМЕНТНОГО СТАНУ КОМБІНОВАНИХ СТАТИЧНО НЕВИЗНАЧЕНИХ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ НА СТАДІЇ ПРОЕКТУВАННЯ	25
РОЗДІЛ 2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ Й ДІАГНОСТИКА РОБОТИ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ І КОНСТРУКЦІЙ	33
<i>Добрянський І., Вибранець Ю.</i> ДОСЛІДЖЕННЯ НАТУРНОЇ 35-МЕТРОВОЇ АРКИ ЯК ЕЛЕМЕНТА КУПОЛА	33
<i>Мазурак А., Ковалик І., Михайлечко В.</i> НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕРІЗІВ БАЛОК, ПОХИЛИХ ДО ПОЗДОВЖНЬОЇ ОСІ	38
<i>Гнатюк О., Фамуляк Я., Гризлюк І.</i> РЕЗУЛЬТАТИ ТЕХНІЧНОГО ОБСТЕЖЕННЯ НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ ПЕРЕКРИТТЯ НАД ПЕРШИМ ПОВЕРХОМ ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ ПО ВУЛ. ЗЕЛЕНІЙ, 301 У М. ЛЬВОВІ	45
<i>Мазурак А., Ковалик І., Михайлечко В., Амброзяк П.</i> МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ПІДСИЛЕНИХ ТОРКРЕТУВАННЯМ, ЗА РІЗНИХ РІВНІВ НАВАНТАЖЕНЬ	48
<i>Бурченя С.</i> ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ЗГИНАНИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ, АРМОВАНИХ СТАЛЕВИМ ПРОСІЧНО-ВИТЯЖНИМ ЛИСТОМ ПОРІВНЯНО ЗІ ЗАЛІЗОБЕТОННИМИ, АРМОВАНИМИ СТРИЖНЕВОЮ АРМАТУРОЮ	54
<i>Білозір В.</i> ВПЛИВ НИЗХІДНОЇ ВІТКИ ДІАГРАМИ ДЕФОРМУВАННЯ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ ЗА РОЗТЯГУ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ БАЛОК	60

<i>Боднарчук Т., Нікіфоряк С., Коваль О.</i> РОБОТА ТА РОЗРАХУНОК ЕФЕКТИВНИХ ПЕРЕРІЗІВ СТИСНУТИХ МЕТАЛОДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ	64
<i>Гнатюк О., Лапчук М., Височенко А.</i> ВПЛИВ ПОШИРЕННЯ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ БУРОНАБИВНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МІКРОПАЛЬ	71
<i>Литвиняк О., Демчина Б.</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ДЕФОРМАТИВНОСТІ БЕТОНУ ТА АРМАТУРИ В КОРОТКИХ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТАХ ПЕРЕКРИТТЯ З ВИКОРИСТАННЯМ БЕЗАВТОКЛАВНОГО ПІНОБЕТОНУ	76
<i>Караван В.</i> ВИПАДКИ ТА РІВНІ МАЛОЦИКЛОВОГО ЗНАКОЗМІННОГО НАВАНТАЖЕННЯ В ПРАКТИЦІ БУДІВНИЦТВА	83
<i>Вибранець Ю., Іваник Ю.</i> МІЦНІСТЬ І ДЕФОРМАТИВНІСТЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ СТАТИЧНО НЕВИЗНАЧЕНОЇ КОМБІНОВАНОЇ ШПРЕНГЕЛЬНОЇ КОНСТРУКЦІЇ	88
РОЗДІЛ 3. МЕТОДИ ОПТИМІЗАЦІЇ ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД	100
<i>Лопатка С.</i> АКТУАЛЬНІ ПРОБЛЕМИ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОФІЛІВ ЗМІННОГО З ВИСОТОЮ ВІТРОВОГО ТИСКУ НА БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ	100
<i>Райхенбах Т., Безрука С.</i> ВИКОРИСТАННЯ ЕНЕРГООЩАДНИХ ТЕХНОЛОГІЙ У СУЧАСНОМУ БУДІВНИЦТВІ	105
<i>Мартиш О.</i> МЕТОДИ ПІДВИЩЕННЯ ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНОЇ НАДІЙНОСТІ РОЗРОБКИ І РЕАЛІЗАЦІЇ КАЛЕНДАРНИХ ПЛАНІВ У БУДІВНИЦТВІ	109
<i>Гнідець Б., Гнідець Р.</i> ТЕХНОЛОГІЯ СПОРУДЖЕННЯ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КУПОЛІВ БЕЗ РИШТУВАНЬ	115
РОЗДІЛ 4. ТЕОРІЯ АРХІТЕКТУРИ, МІСТОБУДУВАННЯ ТА ПЛАНУВАННЯ СІЛЬСЬКИХ ПОСЕЛЕНЬ	122
<i>Фамуляк Я.</i> СТАН ДОСЛІДЖЕННЯ МІСТОБУДІВНОЇ НАУКИ ЩОДО ПРОСТОРОВОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ СЕЛИЩ МІСЬКОГО ТИПУ	122
<i>Савчак Н., Савчак Р.</i> ОСОБЛИВОСТІ ФОРМУВАННЯ І ВИКОРИСТАННЯ ПРИРОДНИХ ФОРМ ТА СТРУКТУР У ДИЗАЙНІ АРХІТЕКТУРНОГО СЕРЕДОВИЩА ЗА МЕЖАМИ ПОСЕЛЕНЬ	126
<i>Сільник О., Козак Г.</i> СТИЛЬОВІ ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЛЬВІВСЬКОЇ ЗАБУДОВИ ХVІ –ХХ СТ.	130
<i>Дида О.</i> ПЕРСПЕКТИВИ ФОРМУВАННЯ АТРАКТИВНОГО АРХІТЕКТУРНОГО СЕРЕДОВИЩА В СМТ. ПІДКАМЕНІ (ЛЬВІВСЬКА ОБЛАСТЬ)	135
<i>Партика Р., Волошенко О.</i> МОНАСТІРІ. РЕКОНСТРУКЦІЯ ТА СУЧАСНЕ ВИКОРИСТАННЯ ПАМ'ЯТОК АРХІТЕКТУРИ	140

<i>Пархуць Л., Шеремета З., Фітак М.</i> ТРАДИЦІЙНА ДЕРЕВ'ЯНА ЖИТЛОВА АРХІТЕКТУРА В КУЛЬТУРНИХ ЛАНДШАФТАХ НАЦІОНАЛЬНОГО ПРИРОДНОГО ПАРКУ «СИНЕВИР»	144
<i>Какула Р.</i> ПРИНЦИПИ РЕКОНСТРУКЦІЇ ІСТОРИЧНИХ БУДІВЕЛЬ ЗАХІДНОУКРАЇНСЬКИХ СІЛ	158
<i>Баранович А., Баранович Л.</i> СУЧАСНА СІЛЬСЬКА САДИБА І ПІДПРИЄМНИЦЬКА ДІЯЛЬНІСТЬ У НОВИХ СОЦІАЛЬНИХ УМОВАХ	162
<i>Сафонова Т.</i> ПРОЕКТУВАННЯ ЛАПІДАРІЮ В ЦЕНТРАЛЬНІЙ ЧАСТИНІ МІСТА ЛЬВОВА ЯК ВИХІДНИЙ ЕТАП СТАНОВЛЕННЯ НОВОГО АРХІТЕКТУРНОГО ПОКОЛІННЯ	165

Наукове видання

**ВІСНИК
ЛЬВІВСЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО
АГРАРНОГО УНІВЕРСИТЕТУ**

Архітектура і сільськогосподарське будівництво
№ 16

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 29.04.2015. Формат 70×100/16.
Папір офс. Гарнітура “Таймс”. Друк на різнографі.
Обл.-вид. арк. 10,12. Ум. друк. арк. 11,81.
Наклад 500. Зам. 186.

Віддруковано ПП “Арал”
м. Львів, вул. О. Степанівни, 49

Свідоцтво про державну реєстрацію суб’єкта підприємницької діяльності
№ 13135 від 09.02.1998 р.

