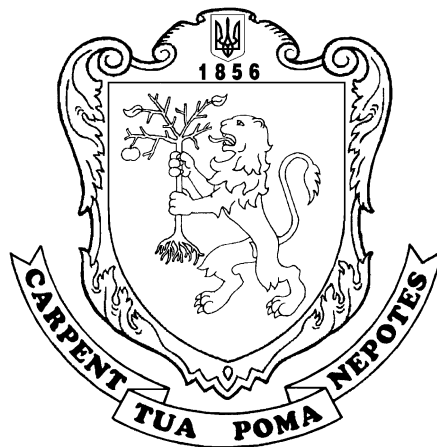


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Львівський національний аграрний університет

ВІСНИК

ЛЬВІВСЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО
АГРАРНОГО УНІВЕРСИТЕТУ

Архітектура і сільськогосподарське будівництво
№ 18



Львів 2017

УДК 72.624

Вісник Львівського національного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2017. – № 18. – 160 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 № 2 від 05.10.2017 р.)*

Редакційна колегія: Мазурак А. В., к. т. н. (відповідальний редактор), Гнідець Б. Г., д. т. н., Кінаш Р. І., д. т. н., Добрянський І. М., д. т. н., Шмиг Р. А., к. т. н., Габрель М. М., д. т. н., Проскуряков В. І., д. арх., Савчак Н. С., к. т. н., Степанюк А. В., к. арх., Гнесь Л. Б., к. арх., Ковальчик Ю. І., д. фіз.-мат. н., Демчина Б. Г., д. т. н., Боднар О. Я., д. мистецтвознавства, Журавський О. Д., к. т. н., Кобож Е. – д. габ., Синєкоп М. С. – д. т. н., Бурчєня С. П., к. т. н., Райхєнбах Т., к. н. з держ. упр. (відповідальний секретар).

РОЗДІЛ 1

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

УДК 624.012

АНАЛІЗ ДЕФОРМАЦІЙНИМ МЕТОДОМ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ СТАЛЕБЕТОННИХ БАЛОК ІЗ ЗМІШАНИМ АРМУВАННЯМ

Ю. Боднар, к. т. н.

*Львівський національний аграрний університет,
М. Волинець, старший наук. співробітник
Національний університет «Львівська політехніка»*

Постановка проблеми. Балки із змішаним армуванням розтягнутої зони (попередньо напружена стрічкова арматура та ненапружена стрижнева) дають змогу добитися оптимальних співвідношень між міцністю, деформативністю та кількістю арматури у конструкції [1; 2]. З 2011 року в Україні набули чинності нові нормативні документи ДБН [3] та ДСТУ [4], які базуються на деформаційному підході до проектування залізобетонних конструкцій. Із 2014 року в Україні чинні європейські норми проектування будівельних конструкцій – Єврокоди. В основу Єврокоду 2 (EN 1992-1-1:2004) [5], який регламентує проектування залізобетонних конструкцій, також покладено деформаційний підхід. Тому актуальним є дослідження особливостей застосування та точності результатів, отриманих у рамках рекомендацій цих нормативних документів до специфічних конструкцій, якими є бетонні балки, армовані в розтягнутій зоні пакетом з напруженої листової арматури та ненапруженої стрижневої.

Постановка завдання. Наше завдання – аналіз результатів проведених експериментальних досліджень та розрахунків за деформаційною методикою зони чистого згину сталобетонних попередньо напружених балок із змішаним армуванням.

Виклад основного матеріалу. Дослідимо зону чистого згину балкових елементів, армованих у розтягнутій зоні пакетом, що складається з попередньо напруженої листової і ненапруженої стрижневої арматури. Наявність ненапруженої арматури в попередньо напружених конструкціях впливає на протікання втрат від швидкоплинної повзучості за обтиску, а також на протікання процесів повзучості і зсідання бетону. Наявність попередньо напруженої арматури у верхній зоні балок передбачено для забезпечення тріщиностійкості цієї зони за передачі зусиль попереднього натягу листової арматури. Балки розмірами поперечного перерізу 270x135 мм та прольотом 2700 мм. Схема армування показана на рис. 1.

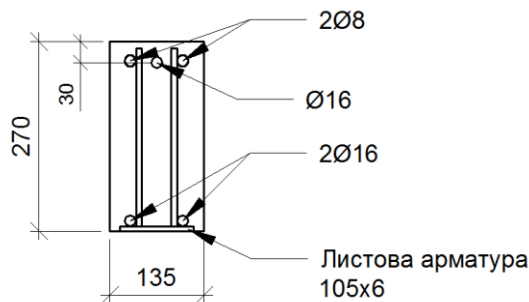


Рис. 1. Армування балки

Характеристики дослідних зразків: площа бетону $A_c = 364,5 \text{ см}^2$; поздовжня арматура розтягнутої зони – попередньо напружена листова $A_{s1} = 6,3 \text{ см}^2$, ненапружена стрижнева – 2 $\text{Ø}16$, $A_{s2} = 4,02 \text{ см}^2$; поздовжня арматура стиснутої зони – попередньо напружена стрижнева 1 $\text{Ø}16$, $A_{s3} = 2,011 \text{ см}^2$, ненапружена конструктивна стрижнева 2 $\text{Ø}8$, $A_{s4} = 1,06 \text{ см}^2$.

Балки із важкого бетону. Фізико-механічні характеристики бетону (міцність, модуль пружності) визначали випробуванням кубів із ребром 150 мм та призм довжиною 600 мм з поперечним перерізом 150 x 150 мм на гідравлічному пресі. Для визначення міцності бетону за стиску на контрольні призми наклеювали електричні тензодатчики базою 50 мм по 4 на кожній грані (три вертикальні та один горизонтальний), а також на кожній грані кріпили мікроіндикатор базою 380 мм. Модуль пружності бетону задля перевірки вираховували за показами тензодатчиків та мікроіндикаторів. Розбіжності між обчисленими значеннями в усіх випадках не перевищували 3%.

Листова арматура поперечним перерізом 105 x 6 мм зі сталі 16Г2АФ періодичного профілю з перехресними рифами рекомендована УкрНДІМетом з основними параметрами, розробленими у Львівському політехнічному інституті. Стрижнева арматура періодичного профілю $\text{Ø}16$ отримана з арматури А240 методом зміцнення витяжкою на силовому стенді. Арматуру витягували механічно за допомогою гідравлічних домкратів із контролем напружень за допомогою зразкового динамометра і манометра насосної станції. Стрижнева арматура розтягнутої зони зміцнювалася до межі міцності листової арматури $f_{yk}=450 \text{ МПа}$, а стрижнева арматура стиснутої зони – до $f_{yk} = 540 \text{ МПа}$.

Фізико-механічні характеристики стрічкової сталі (границя текучості, міцність та модуль пружності) визначали випробуванням спеціально виготовлених зразків-рибок, а стрижневої сталі – випробуванням стандартних зразків на розривній машині марки Р-20 із одночасним записом діаграми розтягу сила – деформація за допомогою тензодатчиків, наклеєних на випробовуваному зразку. Покази тензодатчиків фіксували за допомогою автоматичного електронного вимірювача деформацій.

Експериментально отримані фізико-механічні характеристики матеріалів: бетон $f_{ck} = 37,91 \text{ МПа}$, $E_c = 38,11 \times 10^3 \text{ МПа}$; листова арматура – $f_{pk} = 450 \text{ МПа}$, $E_{s1} = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа}$, арматура розтягнутої зони – стрижнева поздовжня $f_{yk} = 450 \text{ МПа}$, E_{s2}

= $2,0 \times 10^5$ МПа, арматура стисненої зони – стрижнева поздовжня $f_{pk} = 540$ МПа, $E_{s3} = 2,1 \times 10^5$ МПа, арматура стрижнева поперечна і конструктивна стиснутої зони $f_{yk} = 355$ МПа, $E_{s4} = 2,0 \times 10^5$ МПа.

Обтиск балок зусиллям попереднього обтиску здійснювали на 30-й день після бетонування. Зусилля обтиску, викликане попереднім напруженням арматури, передавали на бетон плавно за допомогою гідравлічних домкратів. При цьому встановлювали напружено-деформований стан балок. Втрати напружень в арматурі за обтиску визначали за деформаціями арматури.

Зусилля попереднього натягу арматури становили: для листа $N_0 = 269$ кН, для стрижня $N_0 = 103$ кН. Попереднє напруження в листовій та стрижневій арматурах створювалося ступенями $0,1N_0$ з фіксацією деформацій на кожній ступені. Величина попереднього напруження з урахуванням втрат на 56 день після бетонування становила: для листа 300,5 МПа, для стрижня стиснутої зони 455,7 МПа.

Руйнування дослідних балок відбувалося у випадку, коли напруження в розтягнутій арматурі досягали границі текучості раніше, ніж була вичерпана міцність стиснутої зони. Подальше завантаження зразків спричинювало значні деформації текучості в арматурі, різкі розкриття тріщин і приріст прогинів, внаслідок чого зменшувалася висота стиснутої зони бетону та відбувалось її руйнування.

Виконано моделювання роботи в зоні чистого згину описаної балки на основі деформаційної методики [3; 4]. Залежність напруження-деформації для бетону прийнята у вигляді полінома 5-го ступеня [3]. Графік залежності подано на рис. 2. Для арматури згідно з [3] прийнята залежність напруження-деформація з горизонтальною верхньою гілкою.

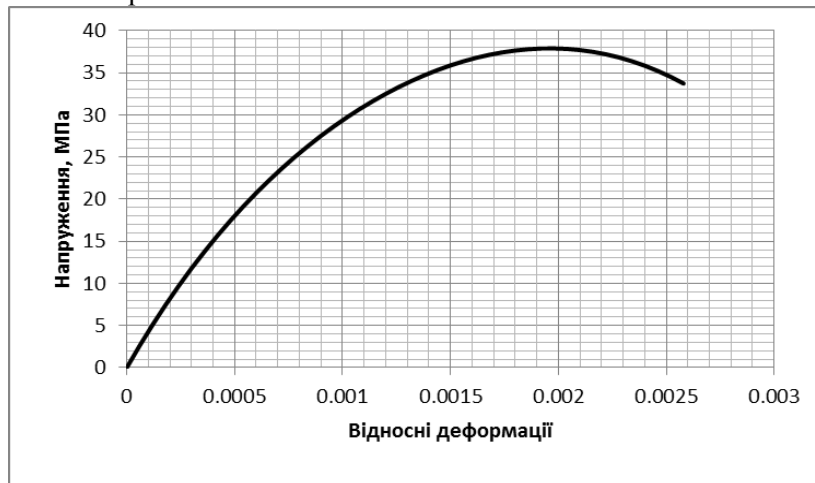


Рис. 2. Залежність напруження-деформація для бетону балки

За результатами моделювання під час навантаження балки спочатку проявляється текучість листової арматури, потім – текучість стрижневої арматури розтягнутої зони, і після цього – руйнування стиснутої зони бетону.

На рис. 3–5 подано графіки, побудовані за результатами теоретичних досліджень.

Максимальний момент на графіку залежності момент-кривизна (рис. 3) показує несучу здатність балки, яка дорівнює 101 кНм. На рис. 4 показано графіки залежності відносної деформації найбільше стиснутої грані балки від прикладеного згинального моменту, побудовані за результатами теоретичних та експериментальних досліджень. На рис. 5 показано отриманий у результаті розрахунку розподіл напружень у стиснутій зоні бетону за моменту 101 кНм.

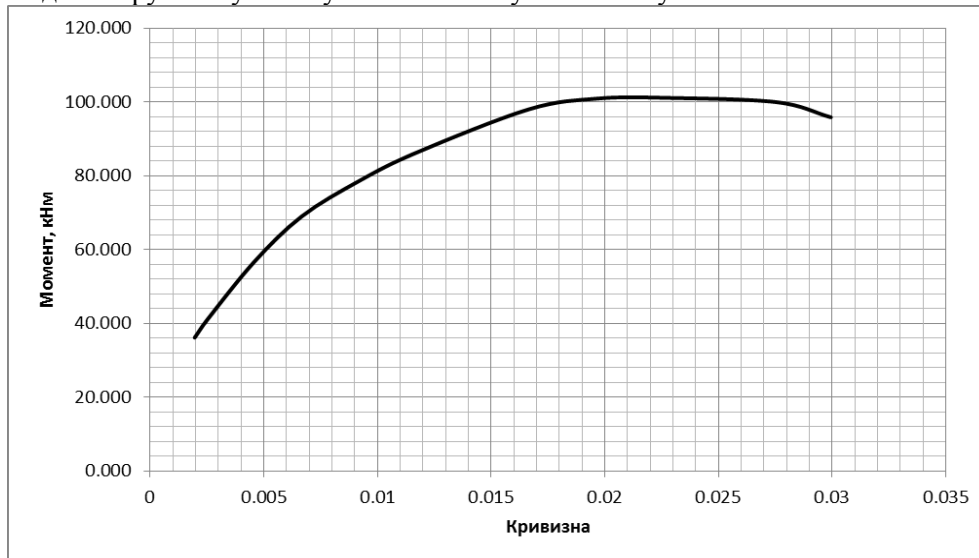


Рис. 3. Графік момент-кривизна

Висновки. Руйнування балки внаслідок руйнування бетону стиснутої зони відбувається за результатами розрахунків за моменту 101 кНм, а за результатами експерименту – 110 кНм. Різниця становить 8%.

Характер руйнування балки, деформації бетону та арматури в зоні чистого згину, отримані у результаті проведеного експерименту та моделювання з використанням деформаційної методики за прийнятих залежностей напруження-деформація матеріалів, узгоджуються задовільно.

Бібліографічний список

1. Клименко Ф. Є. Розробка, дослідження та застосування у будівництві сталебетонних конструкцій. – Львів, 2001.
2. Клименко Ф. Є. Міцність сталебетонних балок, армованих арматурою класу А-III, А-V в поєднанні з стрічковою, що працює без зчеплення з бетоном / Клименко Ф. Є., Ільницький Б. М., Бобало Т. В. // Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». – 2007. – № 602. – С. 100–104.

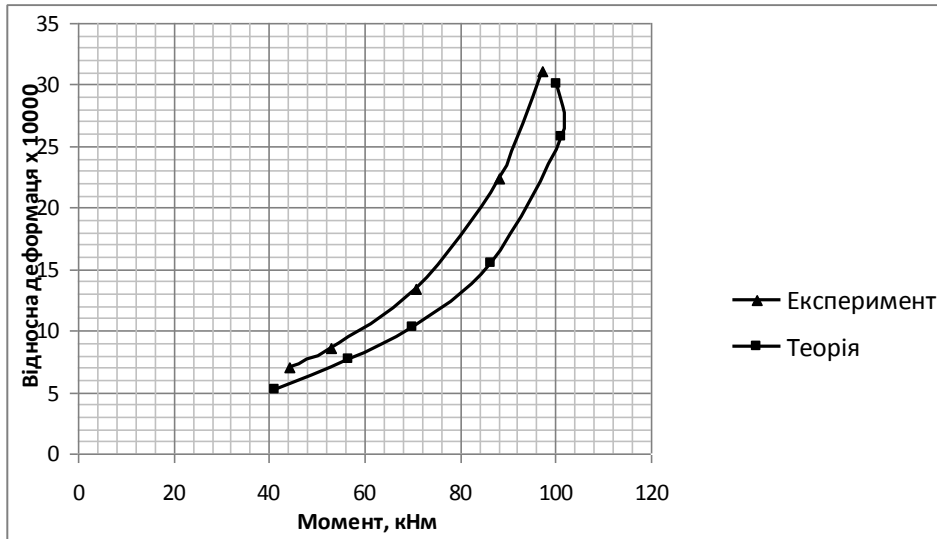


Рис. 4. Залежності момент – відносна деформація верхньої грані

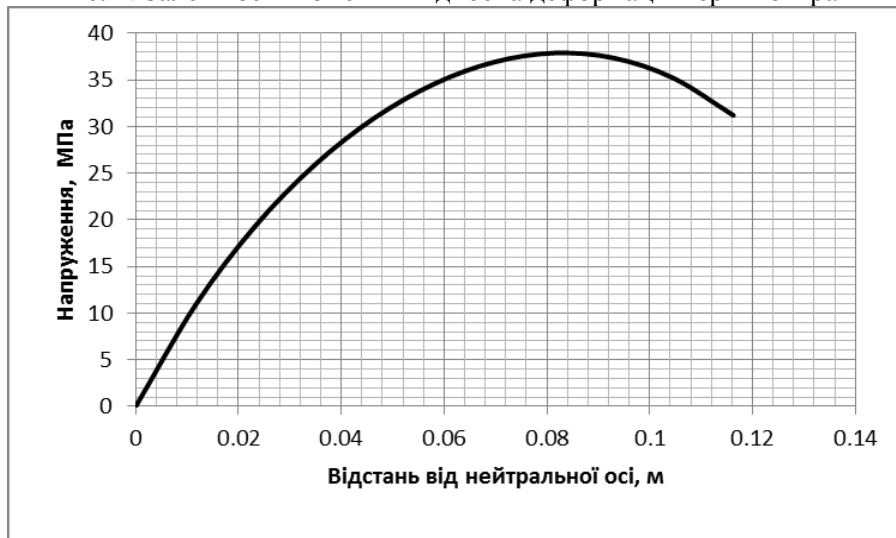


Рис. 5. Напруження у стиснутій зоні балки за граничного моменту

3. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011.
4. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011.
5. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. – Ч. 1-1. Загальні правила і правила для споруд. – К. : Мінрегіонбуд України, 2012.

Боднар Ю., Волинець М. Аналіз деформаційним методом нормальних перерізів сталобетонних балок із змішаним армуванням

Проведено порівняльний аналіз експериментальних досліджень сталобетонних балок із змішаним армуванням та моделювання їх зони чистого згину, виконаного в рамках деформаційного методу.

Ключові слова: сталобетонна балка, змішане армування, несуча здатність, деформації, напруження, деформаційний метод.

Bodnar Yu., Volynets M. Analysis by the deformation method of normal sections of reinforced concrete beams with mixed reinforcement

The comparative analysis of experimental researches of beams of steel and concrete with mixed reinforcement and simulation of their zone of pure bending performed in the framework of the deformation method is carried out.

Key words: beams of steel and concrete, mixed reinforcement, bearing ability, deformation, stress, deformation method.

Боднар Ю., Вольнец М. Анализ деформационным методом нормальных сечений сталобетонных балок со смешанным армированием

Проведен сравнительный анализ экспериментальных исследований сталобетонных балок со смешанным армированием и моделирование их зоны чистого изгиба, выполненного в рамках деформационного метода.

Ключевые слова: сталобетонная балка, смешанное армирование, несущая способность, деформации, напряжения, деформационный метод.

Стаття надійшла 29.08.2017.

УДК 539.3

КОНЦЕНТРАЦІЯ НАПРУЖЕНЬ ПІД ЧАС КРУЧЕННЯ

*Т. Бубняк, к. фіз.-мат. н., Ю. Фамуляк, к. т. н.
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Побудова елементів конструкцій продиктована їх граничними станами – йдеться про забезпечення оптимальної несучої здатності, жорсткості, надійності та довговічності споруди. Ефективність конструкцій визначається їхніми конструктивними формами, які ґрунтуються на низці принципів: застосування попередньо напружених конструкцій; створення конструкцій, що забезпечують найбільшу концентрацію матеріалу, тощо. Задаючи попереднє напруження, можна розв'язувати задачі, пов'язані з підвищенням несучої здатності конструкції, регулюванням внутрішніх зусиль для найвигіднішого перерозподілу напружень між елементами конструкцій.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Просторові задачі теорії пружності і пластичності посідають 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.

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].

Постановка завдання. Розглянуто трансверсально-ізотропне середовище, яке містить включення у формі стиснутого сфероїда. На межі розділу фаз вибрані умови неідеального механічного контакту, зовнішнє поле – лінійне.

Наше завдання – знаходження розподілу концентрації напружень в околі трансверсально-ізотропного включення під дією лінійного силового поля під час кручення за умов неідеального контакту (ковзання без відриву) між середовищем та включенням; побачити, як впливають розміри еліпсоїдального включення (відношення півосей) на концентрацію напружень.

Виклад основного матеріалу. Розв'язок рівнянь рівноваги за граничних умов на поверхні включення лінійного силового і температурного полів зводиться до розвинення шуканих потенціальних функцій у тригонометричні ряди за приєднаними функціями Лежандра першого і другого родів [2],

$$\Phi_j(x, y, z_j) = \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{m=0}^{n+1} \frac{n+m}{i(2n+1)} \left\{ \frac{P_{n+1}^{(m)}(p_j) Q_{n+1}^{(m)}(i\bar{q}_j)}{(n+m+1)(n+m)} - \frac{P_{n-1}^{(m)}(p_j) Q_{n-1}^{(m)}(i\bar{q}_j)}{(n-m+1)(n-m)} \right\} \cdot \{ a_{nm}^{(j)} \cos m\varphi + b_{nm}^{(j)} \sin m\varphi \}, \quad j = (1, 2, 3), \quad (1)$$

де $a_{nm}^{(j)}, b_{nm}^{(j)}$ – поки що невідомі постійні.

Для неідеального механічного контакту (ковзання включення за напрямками θ і φ , але на поверхні включення немає відшарування) на поверхні $\eta_j = \eta_{j0}$ ($j = 1, 2, 3$) потрібно задовольнити початкові умови

$$\begin{aligned} \sigma_{\eta}^{(1)} = \sigma_{\eta}^{(2)}; \quad u_{\eta}^{(1)} = u_{\eta}^{(2)}; \quad \tau_{\eta\theta}^{(1)} = 0; \quad \tau_{\eta\theta}^{(2)} = 0; \quad \tau_{\eta\varphi}^{(1)} = 0; \quad \tau_{\eta\varphi}^{(2)} = 0; \\ \sigma_{\eta}^{(2)} = \sigma_{\eta,q} + \sigma_{\eta,o}; \quad u_{\eta}^{(2)} = u_{\eta,q} + u_{\eta,o}; \quad \tau_{\eta\theta}^{(2)} = \tau_{\eta\theta,q} + \tau_{\eta\theta,o}; \quad \tau_{\eta\varphi}^{(2)} = \tau_{\eta\varphi,q} + \tau_{\eta\varphi,o}. \end{aligned} \quad (2)$$

Для знаходження загального розв'язку однорідних рівнянь використаємо представлення через три потенціальні функції [1]

$$u = \frac{\partial\Phi_1}{\partial x} + \frac{\partial\Phi_2}{\partial x} + \frac{\partial\Phi_3}{\partial y}; \quad v = \frac{\partial\Phi_1}{\partial y} + \frac{\partial\Phi_2}{\partial y} - \frac{\partial\Phi_3}{\partial x}; \quad w = k_1 \frac{\partial\Phi_1}{\partial z} + k_2 \frac{\partial\Phi_2}{\partial z}, \quad (3)$$

Для кожної з них введемо систему вироджених еліпсоїдальних координат

$$\begin{aligned} x &= a_j \operatorname{ch} \eta_j \sin \theta_j \cos \varphi; \\ y &= a_j \operatorname{ch} \eta_j \sin \theta_j \sin \varphi; \\ z &= \lambda_j z_j = \lambda_j a_j \operatorname{sh} \eta_j \cos \theta_j; \quad \lambda_j = \sqrt{v_j}; \\ (0 \leq \eta_j < \infty; \quad 0 \leq \theta_j \leq \pi; \quad 0 \leq \varphi < 2\pi; \quad (j = 1, 2, 3)). \end{aligned} \quad (4)$$

Причому кожна з функцій (1) є розв'язком рівняння [3]

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \nu_j \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \Phi_j = 0 \quad (j=1,2,3), \quad (5)$$

Частинний розв'язок неоднорідних рівнянь записується у вигляді:

$$u = \frac{\partial \Phi_4}{\partial x}; \quad v = \frac{\partial \Phi_4}{\partial y}; \quad w = k_4 \frac{\partial \Phi_4}{\partial z}. \quad (6)$$

Напружений стан у середовищі визначається суперпозицією основного і додаткового, спричиненого наявністю включення [4].

Чисельний аналіз напружено-деформівного стану трансверсально-ізотропного середовища з таким самим включенням в умовах неідеального механічного контакту виконаний для матеріалів із пружними характеристиками:

включення $-(10^{10} \text{Н/м}^2)$ $\tilde{c}_{11} = 16,1$; $\tilde{c}_{12} = 3,42$; $\tilde{c}_{33} = 5,01$; $\tilde{c}_{14} = 6,1$; $\tilde{c}_{44} = 3,83$;
середовище $-(10^{10} \text{Н/м}^2)$ $c_{11} = 16,8$; $c_{12} = 7,1$; $c_{33} = 18,9$; $c_{14} = 8,81$; $c_{44} = 5,46$.

Усі інші $c_{ij} = 0$, $\tilde{c}_{ij} = 0$ як для включення, так і для середовища.

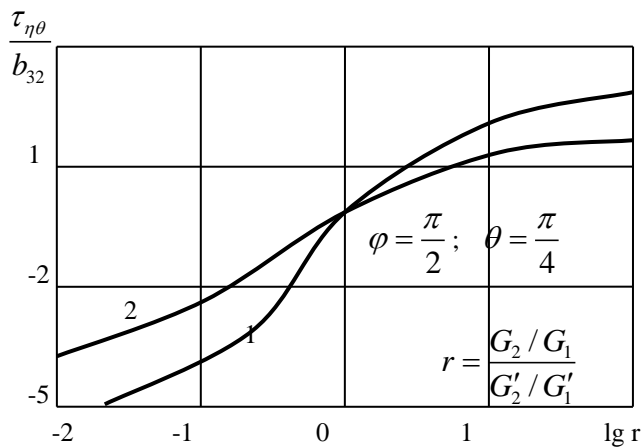


Рис. Ріст напружень залежно від модулів зсуву та геометрії включення

Висновки. Зміна концентрації напружень залежно від модулів зсуву середовища і включення для різної геометрії сфероїдів у вказаному розрізі

$\varphi = \frac{\pi}{2}$, $\theta = \frac{\pi}{4}$ показана на

рисунок. Крива (1) побудована для відношення осей $\frac{a}{b} = 2$, крива (2) – для

відношення $\frac{a}{b} = 1,5$. Аналіз

отриманих результатів показує, що зі збільшенням $\frac{G_2}{G_1}$

коефіцієнт концентрації

значно зростає. Однак із віддаленням від поверхні сфероїдального включення, наприклад, на відстані $2a$, вплив жорсткостей середовища та включення незначний.

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. Соколовский Я. И. Напряженное состояние трансверсально-изотропной среды со сфероидальным включением при неидеальном механическом контакте / Я. И. Соколовский, Т. І. Бубняк // Теоретическая и прикладная механика. – 1995. – Вып. 25. – С. 17–26.
3. Соколовський Я. І. Просторова задача трансверсально-ізо­тропного 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.

Бубняк Т., Фамуляк Ю. Концентрація напружень під час кручення

Показано динаміку напружень залежно від модулів зсуву середовища та включення, а також від її геометрії, в умовах ідеального та неідеального механічних контактів між середовищем і включенням.

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

Bubnyak T., Famulyak Yu. Stress concentration during twisting

The dynamics of stress based on the shear modulus protection and inclusion and on its geometry, in terms of ideal and non-ideal mechanical contact between the environment and inclusion.

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

Бубняк Т., Фамуляк Ю. Концентрация напряжений при кручении

Показано динамику напряжений зависимо от модулей смещения среды и включения, а также от ее геометрии, в условиях идеального и неидеального механических контактов между средой и включением.

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

Стаття надійшла 09.05.2017.

УДК 528.4

**ДОСЛІДЖЕННЯ ТОЧНОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ НОРМАЛЬНИХ
ПЕРЕВИЩЕНЬ МЕТОДОМ GNSS**

А. Віват

Львівський національний аграрний університет

Постановка проблеми. Визначення перевищень між точками земної поверхні є одним із основних завдань геодезії і використовується в наукових задачах для геодинамічних досліджень та інженерного моніторингу, а також за

топографічного знімання місцевості, під час будівництва та експлуатації промислових, соціально-культурних об'єктів тощо.

Методи нівелювання, такі як геометричне, тригонометричне, фізичне, стереофотограмметричне, механічне, є класичними та добре вивченими. Кожен із цих методів має свої переваги та недоліки.

Розвиток супутникових технологій, таких як GNSS, дав змогу визначити перевищення між точками земної поверхні за допомогою приймачів супутникових сигналів. Основною перевагою цього методу є простота та швидкість виконання, однак його точність потребує дослідження.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. У проведених дослідженнях [1] метою було дослідити вплив трьох факторів для визначення вертикальної складової GPS-вимірів: тривалості спостережень, довжини вектора та мінімальної висоти супутників над горизонтом. У роботі для досліджень сесії спостережень розділяли на сім інтервалів – від п'яти хвилин до десяти годин. За результатами досліджень виведено формулу середньої квадратичної похибки виміряних перевищень методом GPS та виконано оцінку точності отриманого виразу. Також автори стверджують, що за ліній довжиною до 10 км можна замінювати геометричне нівелювання III-го класу для визначення вертикальних зміщень.

У [2] автори детально дослідили нову технологію GNSS у RTK-режимі. Для дослідження точності визначення нормальних висот у RTK-режимі вимірювання виконували на 33 пунктах Бережанського полігону, нормальні висоти яких відомі з геометричного нівелювання. Автори встановили, що середня квадратична похибка визначення нормальної висоти GNSS у RTK-режимі дорівнює 28 мм. Середня квадратична похибка (с.к.п.) визначення перевищень несуттєво залежить від виду перевищення і дорівнює 30 і 28 мм відповідно для геодезичних і нормальних перевищень. У [3] автори на основі вимірів GNSS на десяти пунктах еталонного базису і геометричного нівелювання за програмою другого класу дослідили точність GNSS-нівелювання із застосуванням гравітаційних моделей EGM2008 і EGM96. Середня квадратична похибка визначення перевищення становила не більше ніж 5 мм із десяти годинних сесій спостережень. У [4] подано методику висотної прив'язки геодезичного пункту RP 12 до нівелірної мережі I класу. У [5] (с.к.п.) визначення нормального перевищення записується формулою:

$$m_h = \sqrt{(\eta \cdot \sqrt{L})^2 + (\sigma \cdot L)^2}, \quad (1)$$

де η – випадкова похибка; σ – систематична похибка; L – довжина ходу, км.

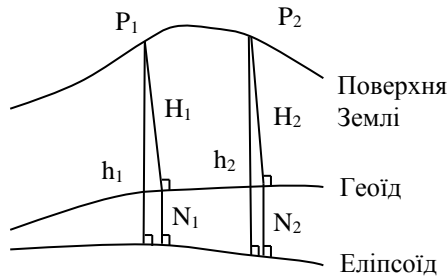
Так, для довжини ходу у 10 км для I, II, III та IV класів нівелювання с.к.п. m_h відповідно дорівнює 2,6 6,6 15,8 та 31,6 мм.

У [6] згадано про метод GPS, але тільки для планового визначення координат.

Постановка завдання. Наше завдання – дослідити точність визначення нормальних перевищень на локальній території.

Виклад основного матеріалу. Методом GNSS можна визначити геодезичні висоти – h (рис. 1), які відлічуються від поверхні еліпсоїда. У свою чергу нормальні

висоти H відлічуються від поверхні геоїда. Їх пов'язує величина N – ундуляція геоїда.



Запишемо рівність для двох точок:

$$H_1 = h_1 - N_1 \quad (2)$$

$$H_2 = h_2 - N_2 \quad (3)$$

$$H_2 - H_1 = h_2 - h_1 - (N_2 - N_1) \quad (4)$$

Рис. 1. Суть GNSS нівелювання

Із формули (4): за однакової ундуляції геоїда перевищення нормальні та геодезичні є рівними.

Об'єкт нашого дослідження, розташований на території м. Львова та м. Дублян, охоплює приблизно 5 км² (рис. 2).

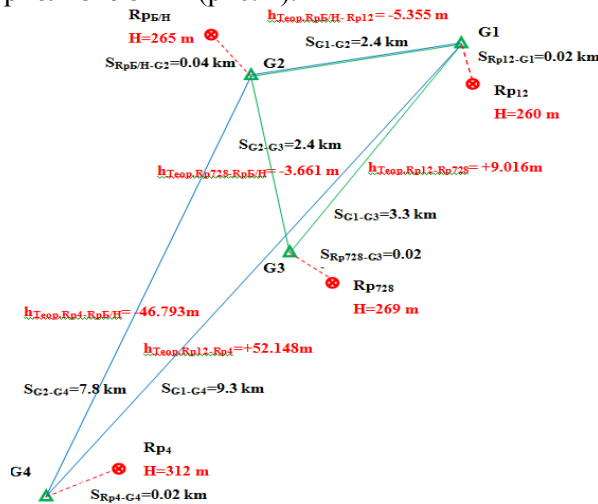


Рис. 2. Схема вихідних реперів та спостережних GNSS станцій

До об'єкта входить три пункти нівелірної мережі I класу та один пункт II класу. Мінімальна відстань між вихідними пунктами – 2,5 максимальна – 9,7 км. Мінімальне перевищення – 3,7 максимальне – 52,1 м. Загалом є п'ять еталонних (теоретичних) перевищень на різних довжинах. Практичні перевищення отримували як різницю висот, визначених за допомогою приймачів супутникових сигналів.

Для дослідження використано три приймачі: два Leica – GX1230 та один Spectra Precision – Epoch 35. Записували дані тригодинною сесією та п'ятисекундним інтервалом. У табл. 1–3 подано характеристики для трьох епох спостережень.

Дані опрацьовували у програмному забезпеченні Leica Geo Office та Topcon Tools, використовуючи точні ефемериди й таблиці калібрації антен (рис. 3–5).

Таблиця 1

Епоха спостережень 30.06.2016 р. ЗВ31/36

Пункт	Приймач	Антенa	Висота антени, м	Точка відліку	Тривалість, год.
G1	LeicaGX1202	LeicaAX1202	1,216	ARP	5
G2	Ashtech Promark200	Ashtech ASH111661	0,982	ARP	3
G3	Ashtech Promark200	Ashtech ASH111661	1,196	ARP	3

Таблиця 2

Епоха спостережень 06.07.2016 р. ЗВ31/36

Пункт	Приймач	Антенa	Висота антени, м	Точка відліку	Тривалість, год.
G1	LeicaGX1202	LeicaAX1202	1,386	ARP	5
G2	Ashtech Promark200	Ashtech ASH111661	1,148	ARP	3
G3	Ashtech Promark200	Ashtech ASH111661	1,383	ARP	3

Таблиця 3

Епоха спостережень 20.07.2016 р. ЗВ34

Пункт	Приймач	Антенa	Висота антени, м	Точка відліку	Тривалість, год.
G1	LeicaGX1202	LeicaAX1202	1,033	ARP	5
G2	Ashtech Promark200	Ashtech ASH111661	1,180	ARP	3
G4	SpectraPrecision EPOCH 35	EPOCH 35 Internal	1,138	ARP	3

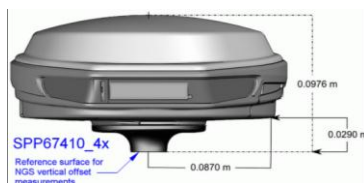
SPP67410_44 NONE EPOCH 35
Rover GPS/GLONASS, LED

Рис. 3. Приймач Epoch 35 та NGS-параметри його калібрації

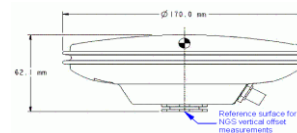
LEIAX1202GG NONE
External geodetic antenna

Рис. 4. Антена LEICA 1202GG та NGS

параметри її калібрації

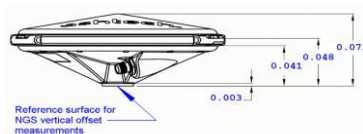
ASH111661 NONE L1/L2/L5 GNSS survey antenna,
base of RF NGS

Рис. 5. Антена ASH11166 та NGS-параметри її калібрації

Анени приймачів центрували над тимчасовими пунктами, вимірюючи висоту за спеціальною методикою. Перевищення із вихідних реперів на тимчасові пункти передавали за допомогою геометричного нівелювання II класу (рис. 6).

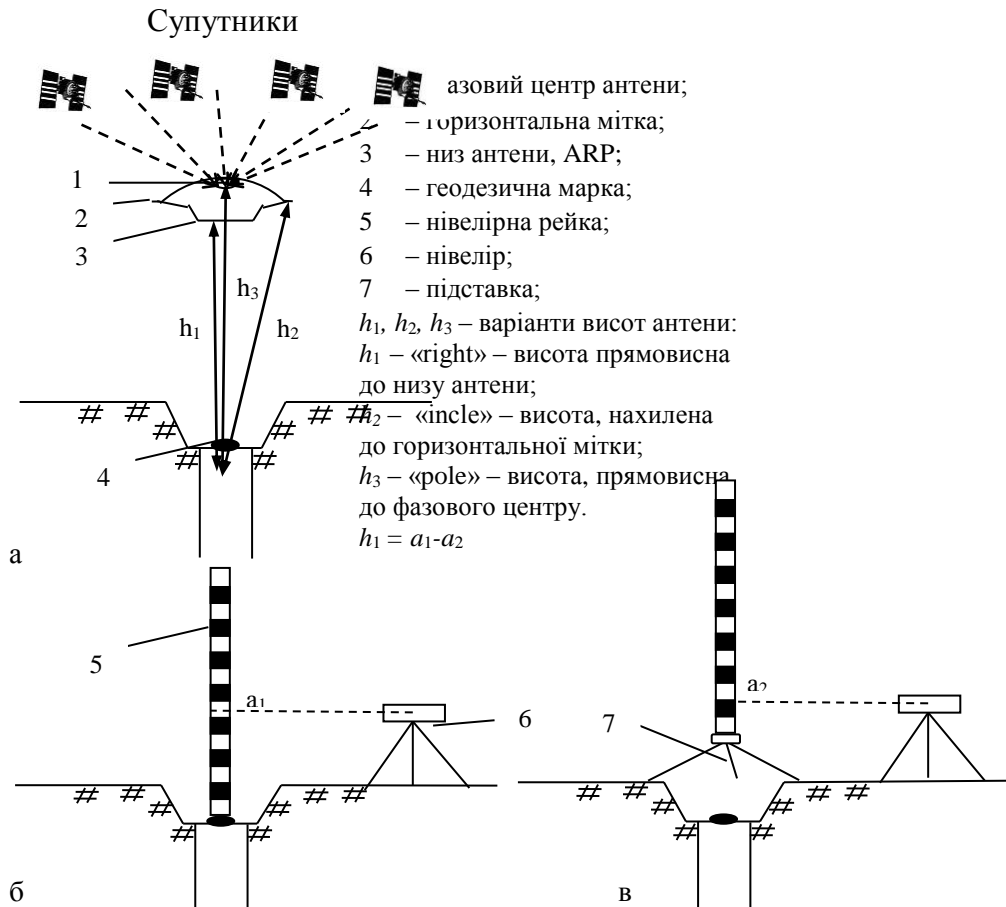


Рис. 6 (а, б, в). Методика виміру висоти антени

Результатом обчислень є 18 просторових координат точок X, Y, Z у системі координат ETRS89. Точність визначення координат – не більше ніж 3 мм. Для подальшого обчислення використовували координати, отримані з програми Topcon Tools.

Далі координати перетворювали в геодезичні B, L, H . До геодезичних висот додавали перевищення для приведення їх до стінних реперів. За різницею геодезичних висот обчислювали геодезичні перевищення.

Результати порівнянь теоретичних нормальних перевищень та нормальних, визначених нами GNSS-методом, подано у табл. 4–6.

Таблиця 4

Результат. Епоха спостережень 30.06.2016 р. ЗВ31/36

Назва перевищення	Теор., м	Пр., м	Різниця (Пр.-Теор.), мм	Відстань км	Нев'язка II класу $5_{mm}\sqrt{L_{km}}$
RpBN-Rp12	-5,355	-5,345	+10	2,4	8
Rp12-Rp728	9,016	9,002	-14	3,3	9
Rp728-RpBN	-3,661	-3,660	+1	2,4	8

Таблиця 5

Результат. Епоха спостережень 06.07.2016 р. ЗВ31/36

Назва перевищення	Теор., м	Пр., м	Різниця (Пр.-Теор.), мм	Відстань км	Нев'язка II класу $5_{mm}\sqrt{L_{km}}$
RpBN-Rp12	-5,355	-5,3519	+31	2,4	8
Rp12-Rp728	9,016	-9,0216	-6	3,3	9
Rp728-RpBN	-3,661	-3,699	-38	2,4	8

Таблиця 6

Результат. Епоха спостережень 20.07.2016 р. ЗВ34

Назва перевищення	Теор., м	Пр., м	Різниця (Пр.-Теор.), мм	Відстань км	Нев'язка II класу $5_{mm}\sqrt{L_{km}}$
RpBN-Rp12	-5,355	-5,3415	+13	2,4	8
RpBN-Rp4	-46,793	-46,8479	-54	7,8	13
Rp12-Rp4	-52,148	-52,2581	-110	9,3	15

За отриманими різницями теоретичних та практичних перевищень доходимо висновку про досягнення точності у передачі відмітки методом GNSS на рівні II класу, де нев'язка у ході дорівнює: $(f_h = 3 m_h = 5_{mm} \cdot \sqrt{L_{km}})$ геометричного нівелювання для відстані, що не перебільшує 2,5 км та перевищенні не більше ніж 5 м для першої та третьої епох спостережень. Для другої епохи різниця утриті гірша. На нашу думку, це зумовлено несприятливими умовами спостережень.

Для контролю якості даних ми встановили залежність між абсолютною точністю визначення висот у кожен момент часу. Що менша середня квадратична похибка визначення абсолютних висот, то якісніші дані (рис. 7, 8).

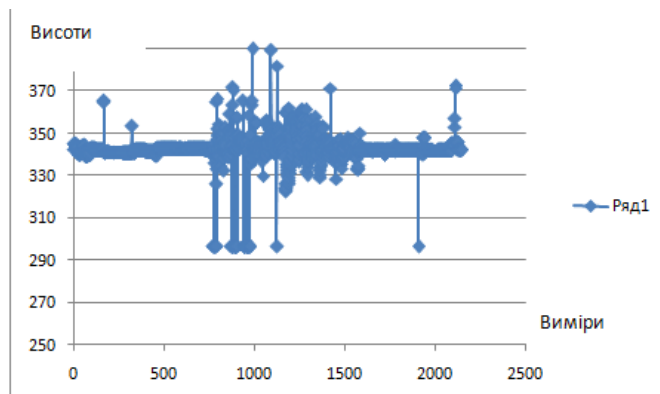


Рис. 7. Абсолютні висоти точки G_2 на кожну епоху спостережень

Time	X	Y	Z	Time	Satellite number	Elevation angle	Slot type
20.07.2016 9:27:15	3765309,6200	1677476,6391	4851220,8984	20.07.2016 9:27:40	GPS 2		L1CA
20.07.2016 9:27:20	3765309,6200	1677476,6391	4851220,8984	20.07.2016 9:27:40	GPS 2		L2P
20.07.2016 9:27:25	3765309,6200	1677476,6391	4851220,8984	20.07.2016 9:27:40	GPS 29		L1CA
20.07.2016 9:27:30	3765309,6200	1677476,6391	4851220,8984	20.07.2016 9:27:40	GPS 29		L2P
20.07.2016 9:27:35	3765309,6200	1677476,6391	4851220,8984	20.07.2016 9:27:40	GPS 24		L1CA
20.07.2016 9:27:40	3765309,6200	1677476,6391	4851220,8984	20.07.2016 9:27:40	GPS 24		L2P
20.07.2016 9:27:45	3765309,6200	1677476,6391	4851220,8984	20.07.2016 9:27:40	GPS 25		L1CA
20.07.2016 9:27:50	3765309,6200	1677476,6391	4851220,8984	20.07.2016 9:27:40	GPS 25		L2P
20.07.2016 9:27:55	3765309,6200	1677476,6391	4851220,8984	20.07.2016 9:27:40	GPS 12		L1CA
20.07.2016 9:28:00	3765309,6200	1677476,6391	4851220,8984	20.07.2016 9:27:40	GPS 12		L2P
20.07.2016 9:28:05	3765309,6200	1677476,6391	4851220,8984	20.07.2016 9:27:40	GLONASS 14		L1CA

Рис. 8. Вікно програми TopconTools для відключення неякісних спостережень

Різниця теоретичних та практичних перевищень для відстані 7,8 та 9,3 км й перевищення 47 та 52 м відповідно становила 54 та 110 мм, що гірше за нівелювання IV класу, де нев'язка у ході дорівнює: $f_h = 2m_h = 20_{mm} \cdot \sqrt{L_{km}}$.

Оскільки точність визначення перевищень методом GNSS для всіх епох практично однакова і становить 3 мм, то такі істотні різниці перевищень свідчать про нерівність геоїда на відстані приблизно 10 км та перевищення 50 м. Визначивши висоту геоїда з моделі EGM2008 (рис. 9) та ввівши її у перевищення, точність зростає до рівня II класу нівелювання.

Висновки. Виконано GNSS-спостереження на чотирьох пунктах нівелірної мережі I-II-го класів, які розташовані на території Львівської області на відстані 2-10 км. Визначено просторові координати пунктів у системі ETRS89, а відтак – геодезичні перевищення. Запропоновано точну методику визначення висот антен з використанням геометричного нівелювання. Встановлено рівність геодезичних і нормальних перевищень за однакової висоти геоїда на досліджуваній території. У першу епоху спостережень за лініями отримано нев'язку, яка відповідає точності II-го класу геометричного нівелювання. У другу епоху досягнута точність гірша, що можна пояснити грубими та випадковими похибками, яких можна уникнути за запропонованим нами алгоритмом. У третю епоху спостережень виявлено

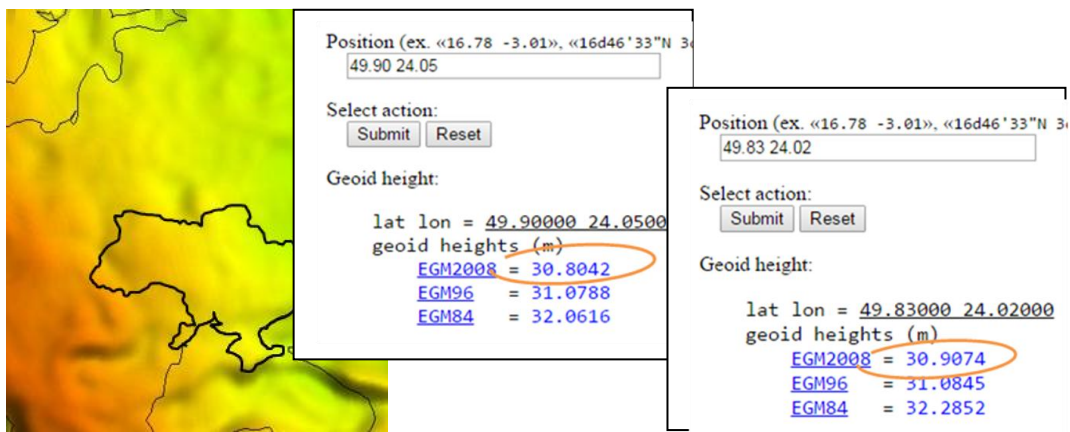


Рис. 9. Значення висоти геоїда для пунктів RP₄ та RP₁₂

систематичну похибку і встановлено, що вона виникає через нерівності геоїда. За однакових висот геоїда заданою методикою можна вимірювати нормальні перевищення з точністю II–III класів геометричного нівелювання. Таку методику можна використовувати для уточнення висот геоїда в локальних регіонах.

Бібліографічний список

1. Грицюк Т. Ю. До питання оцінки точності вимірювання перевищень методом GPS / Т. Ю. Грицюк, К. Р. Третяк // Геодезія, картографія і аерофотознімання. – 2007. – Вип. 69. – С. 78–82.
2. Дослідження точності визначення координат GNSS методом в режимі RTK / Віват А. Й., Літинський В. О., Колгунов В. М., Покотило І. Я. // Геодезія, картографія і аерофотознімання. – 2011. – Вип. 74. – С. 52–59.
3. Тревого І. Аналіз результатів нових експедицій на метрологічних об'єктах наукового геодезичного полігона / І. Тревого, І. Цюпак // Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва. – Львів, 2015. – С. 66–69.
4. Прив'язування геодезичного полігона аграрного університету м. Дубляни до нівелірної мережі I класу / В. Літинський, С. Перій, А. Віват, П. Колодій // Використання й охорона земельних ресурсів: актуальні питання науки та практики : Міжнар. наук.-практ. конф. мол. вчених : зб. тез. доп. – 2016. – С. 118–120.
5. Інструкція по нивелированию I, II, III и IV классов. – М. : Недра, 1990. – 167 с.
6. Інструкція з топографічного знімання у масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500. – К. : ГУГК, 1999. – 156 с.

Віват А. Дослідження точності визначення нормальних перевищень методом GNSS

Виконано GNSS-спостереження на чотирьох пунктах нівелірної мережі I–II-го класів, розташованих на території Львівської області на відстані 2–10 км. Визначено просторові координати пунктів у системі ETRS89, а також геодезичні перевищення. Запропоновано точну методику визначення висот антен завдяки геометричному нівелюванню. Встановлено рівність геодезичних і нормальних перевищень за однакової висоти геоїда на досліджуваній території.

Ключові слова: GNSS-нівелювання, визначення перевищень, опрацювання статичних GNSS-даних.

Vivat A. Research of accuracy normal elevations determination by GNSS method

GNSS observation is carried out on 4 points of the leveling network I–II class, which are located on the territory of the Lviv region at a distance of 2–10 km. The spatial coordinates of the points in the ETRS89 system are determined, followed by geodetic excesses. An accurate method for determining the antenna heights using geometric leveling is proposed. The equality of geodesic and normal excesses at the same geoid height at the investigated territory is established.

Key words: GNSS-leveling, leveling determination, static GNSS data processing.

Виват А. Исследование точности определения нормальных превышений методом GNSS

Выполнено GNSS-наблюдения на четырёх пунктах нивелирной сети I–II-го классов, которые расположены на территории Львовской области на расстоянии 2–10 км. Определены пространственные координаты пунктов в системе ETRS89, а также геодезические превышения. Предложена точная методика определения высот антенн с помощью геометрического нивелирования. Установлено равенство геодезических и нормальных превышений при одинаковой высоте геоида на исследуемой территории.

Ключевые слова: GNSS-нивелирования, определения превышений, обработки статических GNSS-данных.

Стаття надійшла 05.09.2017.

UDK 324.012.3.075.23

MODELING OF THE STRESSED-DEFORMED CONDITION OF REINFORCED CONCRETE BEAMS IN SIMULTANEOUS INFLUENCE OF AGGRESSIVE ENVIRONMENT AND LOADING

*R. Shmyh, Candidate of Technical Sciences
Lviv National Agrarian University*

The introduction. The reinforced concrete constructions of buildings and structures are often used in complex production conditions (under high positive or low negative temperatures, high humidity, under a complex aggressive environment, etc.).

The intense action of the aggressive environment contributes to the emergence and development of the process of corrosion of concrete and reinforcing steel reinforced concrete structures. And this, in turn, affects the reduction of the bearing capacity of the reinforced concrete structure, the increase of deflections, operational suitability.

Corrosive processes actively change the shape of the cross section of the reinforced concrete element, affect the physical and mechanical characteristics of the corrosive outer layers of the reinforced concrete element.

The development of a numerical computer model for calculating reinforced concrete beams subject to aggressive corrosion effects will provide sufficiently complete information on the stress-strain state of reinforced concrete beam construction at all stages of operation, from the beginning of the application of external load, the emergence and development of normal and inclined cracks, prior to the deteriorating state of the construction and on the very stage of building structure destruction.

Experiment and evaluation. At the basis of the proposed calculation model for determining the stress-strain state of reinforced concrete beams with corrosion damage lies the hypothesis of plane cross sections and a sequential approximation algorithm that allows taking into account the physical nonlinearity of concrete and reinforcement.

The reinforced concrete beam (Fig. 1–3) in the calculation model is presented in a discrete form. Concrete is described by rectangular flat elements, reinforcing rods by linear core elements. The beam is divided into sections by length and layers at a section height.

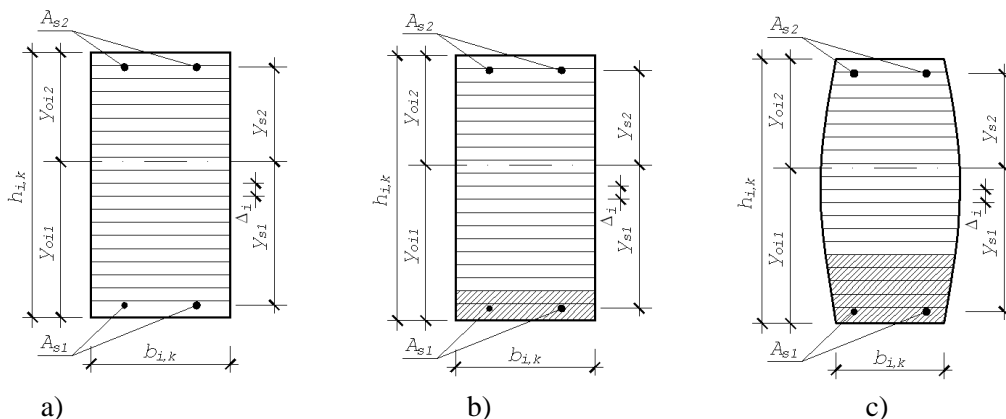


Fig. 1. The cross-section of reinforced concrete beams: a) before the appearance of normal cracks; b) after the occurrence of normal cracks; c) during intense corrosion of concrete

Thus, it has been previously stipulated that the stress-strain state formed in the elementary regions is the same. The number of elementary sections and elementary layers affects the accuracy of the calculation, but is always limited to the available RAM of the PC.

At considerable intensity of loading, and consequently high level of stresses on the side faces of the beam there is an increase in the intensity of corrosion of the concrete, which causes more intensive reduction in the size of the cross-section. Moreover, it has been experimentally discovered that the further we are from the neutral axis of the beam at the height of the cross section, the more this effect occurs. Numerous experimental

studies [1-4] have shown that the cross sections of the reinforced concrete beams took the oval shape.

The width b_{ij} and thickness h_{ij} of a plane elementary layer ij taking into account the intensity of corrosion, must be determined from the following conditions:

$$b_{ij} = b_{ij} - 2 \cdot \delta \cdot k_{cij}, \quad h_{ij} = h_{ij} - 2 \cdot \delta \cdot k_{cij}, \quad (1)$$

where k_{cij} – coefficient of intensity of corrosion of concrete, which depends on the magnitude of stress.

The coefficient of intensity of corrosion is proposed to be determined by the formula:

- at stresses not exceeding the limits of microcracking

$$k_{cij} = \left[1 - k \frac{\sigma_{bij}}{E_{bij} \cdot m} (1 - \nu_0) \right]^3. \quad (2)$$

- at stresses exceeding the boundary of microcracking:

$$k_{cij} = \gamma_b \left[1 + k \frac{\sigma_{bij}}{E_{bij} \cdot m} (1 - \nu_0 + \nu) \right]^3. \quad (3)$$

- in tension:

$$k_{cij} = \frac{1}{\gamma_b^c} \left[1 + \frac{\sigma_{bij}}{E_{bij} \cdot m} (1 - \nu_0) \right]^3. \quad (4)$$

where k – the correction factor, which takes into account that during compression there is a partial decrease in the size of concrete pores, through which access to the aggressive environment; σ_b – tension in concrete; m – porosity; E_b – module of deformation of concrete, which it is recommended to define on a diagram $\sigma_b - \varepsilon_b$ of concrete.

The depth of corrosion damages of concrete in the absence of stresses or at the level of the neutral axis of the cross section depending on the time factor are determined by the formula:

$$\delta = \sqrt{\frac{2 \cdot D \cdot c \cdot t}{m_0}}. \quad (5)$$

Linear rod elements are placed in height cross-section with their own protective layers.

The procedure for calculating the bearing capacity of a reinforced concrete beam with the simultaneous action of the external load and the action of the aggressive medium is as follows. Before the application of the external concentrated load, all elementary plane and linear elements are assigned with initial physical-mechanical characteristics. The given geometrical i characteristics of sections of reinforced concrete beams are

determined taking into account the concrete modules E_{bij} and concrete deformation modules E_{si} :

$$(EA)_i = \sum_{j=1}^{j=\max} E_{bij} A_{bij} + E_{si} A_{si}, \quad (ES)_i = \sum_{j=1}^{j=\max} E_{bij} A_{bij} y_{bij} + E_{si} A_{si} y_{si}, \quad (6)$$

$$y_{oi} = \frac{(ES)_i}{(EA)_i}, \quad (EI)_i = \sum_{j=1}^{j=\max} E_{bij} A_{bij} (y_{oi} - y_{bij})^2 + E_{si} A_{si} (y_{oi} - a_i)^2.$$

where E_{bij} , E_{si} – ordinary modules of deformations of concrete and rod valves, which before the application of external load are taken equal to the initial modules of deformations of the corresponding materials;

A_{bij} – The cross-sectional area of the elementary j - height of the section i - section of the layer along the length of the beam;

A_{si} – Cross-sectional area of the rod armature;

y_{bij} – Distance from the bottom edge of the beam to the center of gravity of the elemental concrete area;

a_i – Distance from the bottom edge of the beam to the center of the weight of the bar reinforcement.

We calculate the bending moments M_i in the i lengths of the beams.

Determination of deformation in concrete ε_{bij} and rod valves ε_{si} :

$$\varepsilon_{bij} = \frac{M_i}{(EI)_i} (y_{bij} - y_{oi}), \quad \varepsilon_{si} = \frac{M_i}{(EI)_i} (a_i - y_{oi}) \quad (7)$$

We check according to the corresponding diagrams $\sigma - \varepsilon$ the conditions of not exceeding the obtained deformations of limiting deformations in concrete ε_{bu} and reinforcement ε_{sy} :

$$\varepsilon_{btij} < \varepsilon_{bt\max}, \quad \varepsilon_{bij} < \varepsilon_{b\max}, \quad \varepsilon_{si} < \varepsilon_{sy} \quad (8)$$

In the case of a normal or inclined cracks, that is, if the strain of the tension ε_{bij} in any elementary layer is greater than the maximum permissible $\varepsilon_{bij} > \varepsilon_{bt,\max}$ in the concrete tension diagram, the elemental flat section of the concrete should be zeroed. And since the main characteristic of the planar elemental site is the slip modulus of deformation of the concrete E_{bij} , in this case it will be accepted as equal $E_{bij} = 0$.

If the excess of deformations of compression in concrete or tension in the reinforcement of the limiting ε_{bu} and ε_{sy} values is fixed, and it is accordingly assumed that in this section the strength of the normal sections has been exhausted. In this case, to specify the magnitude of the external destructive load, the load initially decreases to the

value of the previous value $F = F - \Delta F$, followed by its increase under $\Delta F = \frac{\Delta F}{2}$. The calculations continue to provide the necessary precision for determining the destructive load ΔF_{\min} .

If the deformations in concrete and reinforcement do not exceed the maximum permissible values ε_{bu} and ε_{sy} , the refinement and correction of the deformation modules of concrete and reinforcement deformations are performed.

$$E_{bij} = \frac{\sigma_{bij}}{\varepsilon_{bij}}, \quad E_{si} = \frac{\sigma_{si}}{\varepsilon_{si}} \quad (10)$$

According to the specified values of the deformation modules, new geometric characteristics of the beam cross sections are calculated: $(EA)_i$, $(ES)_i$, $(EI)_i$, y_{0i} .

Under the corrected geometrical characteristics of the beam cross-sections, we specify the values of the deformations of the concrete ε_{bij} and the rod fittings ε_{si} . If their values are close to the predetermined accuracy of the calculations (the discrepancy not more than 1% gives satisfactory results of calculations $\Delta\varepsilon_b \leq 0,01\varepsilon_b$, it is considered that at this stage of the load the parameters of the stress-strain state of the cross sections of the reinforced concrete are set and proceed to the definition of deflections):

$$f = \int_0^L \frac{\overline{M}_i \cdot M_i}{(EI)_i} dl, \quad (11)$$

Where \overline{M}_i – the bending moment in the section i from the action of the unit force applied in the direction of movement in the section i for which the movement was determined.

In order to determine the maximum value of the deflections, the unit force is applied in the middle of the reinforced concrete beam.

On this, the first external cycle of calculation on the magnitude of the external concentrated load is completed. The value of external force is increased by ΔF :

$$F = F + \Delta F \quad (12)$$

and the calculation starts from the beginning.

It is assumed that from this moment in addition to the external concentrated load and aggressive environment (corrosion) begins to influence on the beam.

Corrosive influences continue in time, and therefore we take the point in the days of simultaneous action of external loading and aggressive environment as the first day.

We calculate the depth of corrosion damage of reinforced concrete beam according to the formulas () taking into account the coefficients of intensity of corrosion k_{cij} , which was calculated by the formulas () depending on the value of stresses in concrete σ_{bij} :

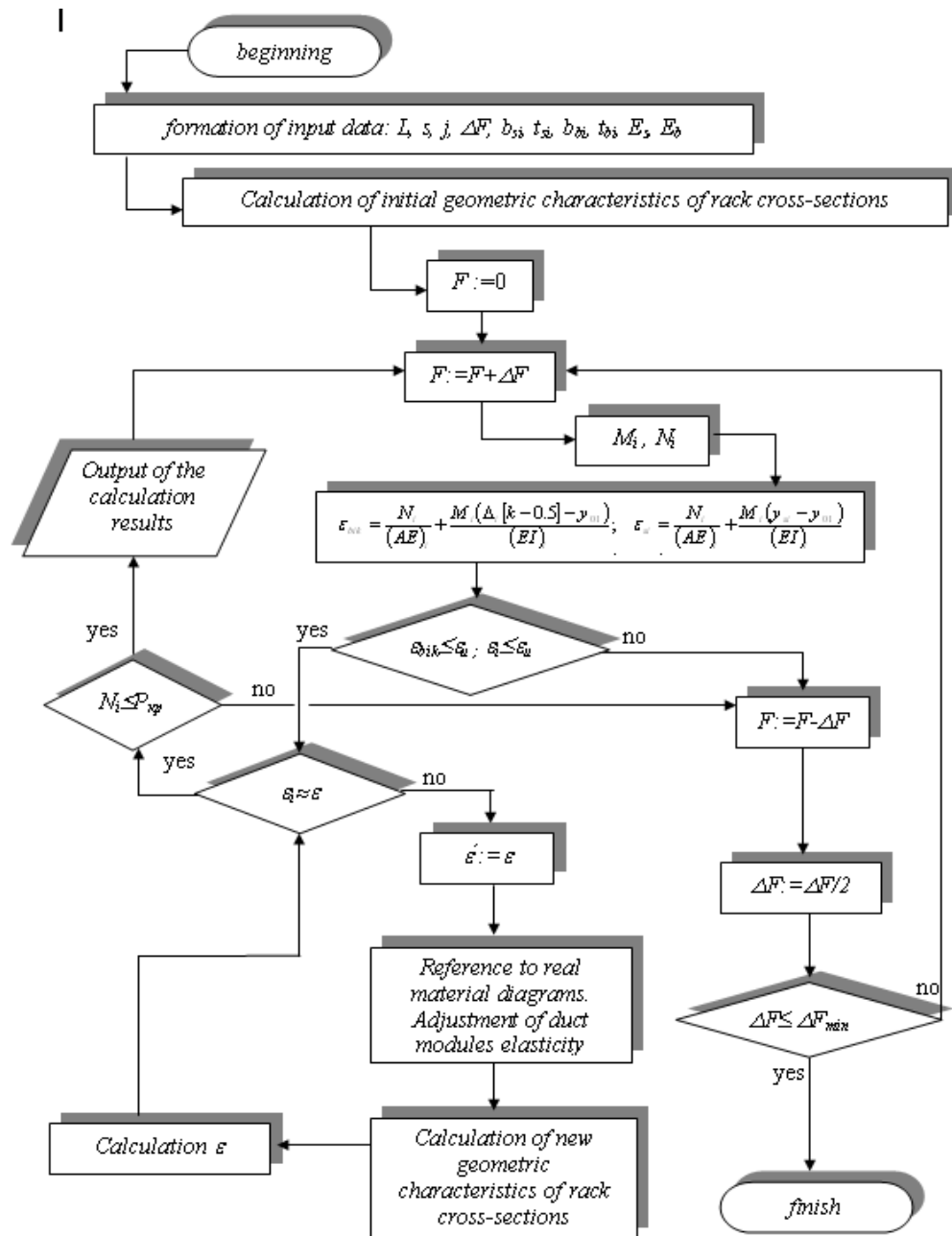


Fig.2. Block diagram of the determination of the reinforced concrete beams stress-strain state.

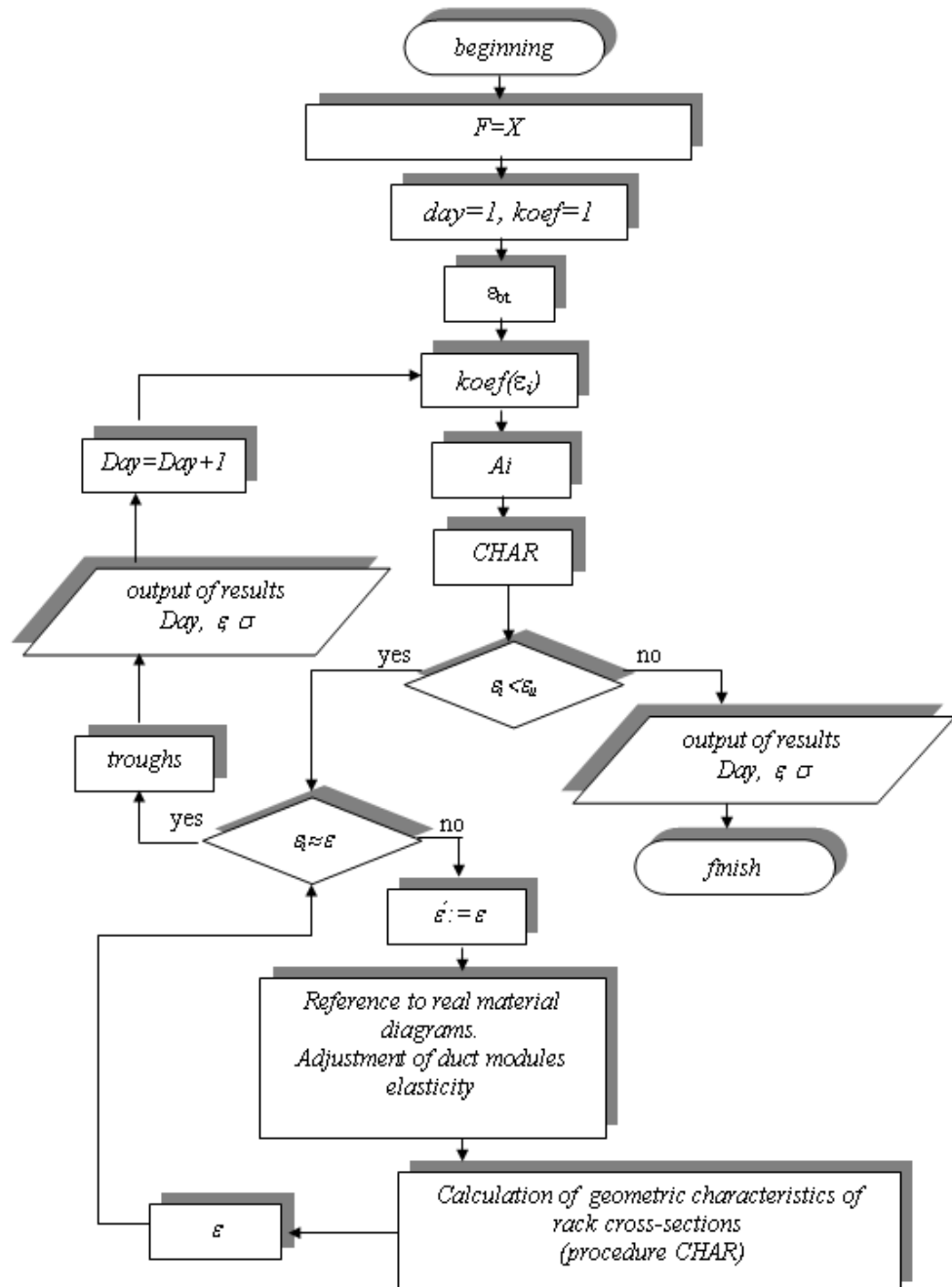


Fig. 3. Block diagram of the determination of the reinforced concrete beams stress-strain state (due to intense corrosion of concrete).

In the light of the depth of corrosion damage, we determine the width of each elementary layer at the height of the section b_{ij} , the thickness of the extreme (contour) layers t_{i1} and t_{imax} , calculate new geometric characteristics of the sections $(EA)_i$, $(ES)_i$, $(EI)_i$, y_{0i} . Determine the deformation of creep ε_{crij} and shrinkage ε_{shij} . Determine the total deformation in the concrete $\varepsilon_{bij} = \varepsilon_{bij} + \varepsilon_{crij} + \varepsilon_{shij}$ by taking into account corrosion damage and real concrete concrete modules and fittings.

We check according to the corresponding diagrams the $\sigma - \varepsilon$ conditions of not exceeding the obtained deformations of the limiting deformations in concrete ε_{bu} and reinforcement ε_{sy} (8).

In the case of a normal or inclined cracks, the elemental flat section of the concrete is reset. If the excess of deformations of compression in concrete or tension in the reinforcement of the limiting values ε_{bu} and ε_{sy} is fixed, and it is accordingly assumed that in this section the strength of the normal sections has been exhausted. The calculation is completed.

If deformations in concrete and fittings do not exceed the maximum permissible values ε_{bu} , ε_{sy} the refinement and correction of the deformation modules of concrete and reinforcement deformations (10) are performed.

Under the specified values of the deformation modules, new geometric characteristics of the beam cross sections $(EA)_i$, $(ES)_i$, $(EI)_i$, y_{0i} are calculated.

According to the corrected geometrical characteristics of the beam cross-sections, we specify the values of the deformations of the concrete ε_{bij} and the rod fittings ε_{si} . If their values are close to the predetermined accuracy of the calculations, it is assumed that at this stage of the load the parameters of the stress-strain state of the cross-section of the reinforced concrete are set and proceed to the definition of deflections (11).

On this, the second external counting cycle after the countdown is completed. The magnitude of the day is increased by one day:

$$Day = Day + 1 \quad (12)$$

and calculation of the second external cycle repeats.

Conclusions. According to the proposed method for determining the stress-strain state of reinforced concrete beams at the time of the external load and aggressive effects of the environment, the work of the prototypes was simulated at all stages of loading, including destruction. As a result, the distribution of deformations, strains, determining the bearing capacity and deformability of the prototype samples, the day of possible destruction of the structures are established.

References

1. Бліхарський З. Я. Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій в агресивному середовищі при дії навантаження : дис... докт. техн. наук: 05.23.01. – Львів, 2005. – 348 с.

2. Фабрика Ю. М. Міцність і деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій / Ю. М. Фабрика, Ф. Є. Клименко, Р. А. Шмиг. – Львів : Априорі, 2007. – 136 с.
3. Шевчук С. Г. Несуча здатність та деформативність сталебетонних перекриттів / С. Г. Шевчук, В. В. Білозір, Р. А. Шмиг. – Львів : Ліга-Прес, 2007. – 117 с.
4. Kholod P. F. Simulation of the stress-strain state of concrete columns with pre-compress high-strength reinforcement / P. F. Kholod, R. A. Shmyh // Теорія і практика будівництва : Вісник НУ «Львівська політехніка». – 2014. – № 781. – 67–71 с.

Shmyh R. Modeling of the stressed-deformed condition of reinforced concrete beams in simultaneous influence of aggressive environment and loading

In this paper, the method of determining the stress-strain state of reinforced concrete beams at the simultaneous action of the aggressive medium and the load on the basis of the discrete representation of the of concrete and reinforcements- σ beam structures using the diagrams with the help of a computer is considered. The proposed methodology allowed to simulate the work of reinforced concrete beams at all stages of loading, including destruction. At the same time, at each stage of loading, deformations and stresses in concrete and reinforcements are obtained along the entire height of the section and along the length of the beam. The method also allows to take into account the previous tension in the valve, which takes place in the manufacturing stage. In addition, it enables to simulate the formation and development of normal and inclined cracks, the beginning of the destruction of reinforced concrete beams, determine their bearing capacity and bends. Performed with the help of the proposed methodology, calculations of experimental models of reinforced concrete beams demonstrated a good coincidence of results.

Key words: reinforced concrete beam, stress-deformed state, hypothesis of plane sections, aggressive environment, corrosion.

Шмиг Р. Моделювання напружено-деформованого стану залізобетонних балок за одночасної дії агресивного середовища та навантаження

Розглянуто методику визначення напружено-деформованого стану залізобетонних балок за одночасної дії агресивного середовища та навантаження на базі дискретного представлення балкової конструкції з використанням діаграм σ - ε бетону та арматури за допомогою ЕОМ. Запропонована методика дала змогу промоделювати роботу залізобетонних балок на всіх стадіях завантаження включно до руйнування. При цьому на кожній стадії завантаження отримуються деформації та напруження в бетоні й арматурі за всією висотою перерізу та за довжиною балки. Методика дає змогу також врахувати попереднє напруження в арматурі, які мають місце на стадії виготовлення. Крім того, вона допомагає промоделювати утворення та розвиток нормальних і похилих тріщин, початок руйнування залізобетонних балок, визначити їх несучу здатність та прогини. Виконані за допомогою запропонованої методики розрахунки експериментальних взірців залізобетонних балок показали достатньо добру збіжність результатів.

Ключові слова: залізобетонна балка, напружено-деформований стан, гіпотеза плоских перерізів, агресивне середовище, корозія.

Стаття надійшла 28.08.2017.

УДК 663.52

МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ПРОДУКТИВНОСТІ БІОГАЗОВОЇ УСТАНОВКИ ЯК АЛЬТЕРНАТИВНОГО ДЖЕРЕЛА ЕНЕРГІЇ

*В. Дмитрів, д. т. н., Г. Дмитрів, старший викладач
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Успішне функціонування тваринницького підприємства залежить від утилізації відходів. Це актуально для тваринницьких ферм з високою продуктивністю і з малими площами території, що зумовлює нагромадження органічних відходів і створює проблему їх утилізації та зберігання. За відсутності достатньої площі для екскрементів тварин істотно зростають енерговитрати на переробку й вивезення гною. Одним із перспективних напрямів утилізації гною в умовах екологічних обмежень є анаеробне зброджування в біореакторах – метантенках, оскільки це вирішує питання енерго- і ресурсозбереження, охорони навколишнього середовища. Тому розроблення аналітичних моделей параметрів технологічного процесу виробництва біогазу є актуальними.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. На сьогодні біогазові установки з об'ємом метантенка понад 100 м³ і дотриманням технології забезпечують позитивний енергетичний ефект. Тому є низка технологічних рішень компонування обладнання, що забезпечує максимальне дотримання технології метанового бродіння [1; 2]. У результаті бродіння біомаси, крім метану, отримують якісні добрива без втрат азоту, фосфору і калію [3; 4].

Особливості та характеристики біогазових технологій широко розглянуті у працях [1; 2; 5–10], однак, серед них недостатньо інформації для загальноприйнятого математичного опису процесу, що дало б змогу розрахувати процес у різних варіантах роботи. Математичний опис анаеробного бродіння і його розрахунок повинен ґрунтуватися на адекватній кінетичній моделі [11–15].

Найчастіше приводять два рівняння, які ґрунтуються на залежностях Моно і Михаеліса-Ментена, які використовують для описування мікробіологічних процесів:

$$\frac{dS}{dt} = \frac{K_m \cdot S \cdot x}{K_s + S}, \quad (1)$$

$$\frac{dx}{dt} = \gamma \cdot \left(-\frac{dS}{dt} \right) - b_0 \cdot x. \quad (2)$$

Підставивши рівняння (1) у рівняння (2) та розділивши на x , отримаємо залежність:

$$\frac{dx}{d\mu} / x = \mu = \frac{\gamma \cdot K_m \cdot S}{K_s + S} - b_0 \cdot x \quad (3)$$

Ці залежності не описують стадій процесу бродіння і належать до кінетичних моделей, якими можна описати вхід-вихід за біомасою та субстратом без врахування виходу біогазу.

Для оцінки лужної реакції середовища Ендрюс ввів коефіцієнт інгібування K_i , і тоді питому швидкість росту біомаси зброджуваного субстрату описують залежністю:

$$\mu = \mu_m \cdot \frac{1}{1 + K_s/S + S/K_i} \quad (4)$$

У залежностях (1-4) змінні характеризують: S – концентрація зброджуваного субстрату, кг/т; μ – питома швидкість росту біомаси зброджуваного субстрату, дб⁻¹; K_m – максимальна константа швидкості росту популяції, 1/добу; K_s – константа Михаеліса, дорівнює концентрації субстрату, за якої швидкість реакції становить половину від максимальної; x – концентрація анаеробних молекул у субстраті; γ – коефіцієнт виходу клітинної маси бактерій за розпаду одиниці субстрату, г/г; K_i – коефіцієнт інгібування.

Процес стимулювання росту анаеробних бактерій впливає на вихід біогазу. Як показав аналіз, на продуктивність анаеробного бродіння впливає концентрація анаеробних молекул у субстраті.

Постановка завдання. Завдання дослідження – розробити модель швидкості виходу біогазу зі середовища субстрату.

Виклад основного матеріалу. За розкладання біомаси в метантенку виділяється біогаз у вигляді окремих бульбашок, які піднімаються вгору, одночасно взаємодіючи з твердими частинками, і спонтанно перемішують зароджуваний субстрат. Перемішувати субстрат можна і за безпосередньої подачі метану в середовище зароджуваної біомаси. Це дасть змогу забезпечити рівномірний контакт метаноутворювальних бактерій зі субстратом, оновити граничні поверхні летючих речовин.

Використання газу для перемішування субстрату унеможливує розрив оболонки метаноутворювальних бактерій. У метантенку на початку анаеробного розкладання з молекули органічної речовини субстрату виділяється насичений розчин і змішується з водою субстрату. За досягнення їх насичення формується газова бульбашка, яка, спливаючи, зумовлює місцеве збурення субстрату.

Розглянемо сили, які будуть діяти на бульбашку (див. рис.), з урахуванням, що бульбашка – одинична кулька, поверхня якої стійка в довільний момент часу [16; 17].

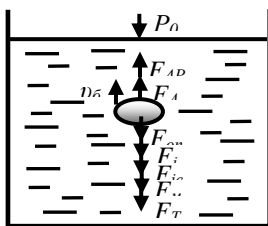


Рис. Схема дії сил на газову бульбашку за спливання: $F_{оп}$ – сила опору субстрату; F_i – сила інерції газової бульбашки; F_{ic} – сила інерції приєднаної маси субстрату; F_M – реактивна сила Мещерського; F_A – сила Архімеда; F_{AP} – сила від різниці тисків; F_T – сила тертя; P_0 – тиск на вільній поверхні

Рівняння дії сил на бульбашку біогазу, яка спливає в субстраті (див. рис.), має вигляд:

$$\bar{F}_{\Delta P} + \bar{F}_A - \bar{F}_{on} - \bar{F}_i - \bar{F}_{ic} - \bar{F}_M - \bar{F}_T = 0. \quad (5)$$

Підставимо в рівняння (5) вирази сил і одержимо таку залежність (6) дії сил на бульбашку біогазу:

$$(\rho_C \cdot g \cdot h - P_0) \cdot S_{mid} + g \cdot V_{\delta} \cdot (\rho_C - \rho_{\delta}) - \xi_{on} \cdot \rho_{\delta} \cdot \frac{v_{\delta}^2}{2} \cdot S_{mid} - \\ - \rho_{\delta} \cdot V_{\delta} \cdot \frac{dv_{\delta}}{dt} - K_{3K} \cdot \rho_C \cdot V_{\delta} \cdot \frac{dv_C}{dt} - K_P \cdot v_{\delta} \cdot \frac{dM}{dt} - F_T = 0 \quad (6)$$

де ρ_C – густина субстрату біомаси в метантенку, кг/м^3 ; ρ_{δ} – густина бульбашки біогазу, кг/м^3 ; h – висота розташування бульбашки в субстраті, м; g – прискорення вільного падіння, м/с^2 ; S_{mid} – площа міделевого перерізу бульбашки біогазу, м^2 ; V_{δ} – об'єм бульбашки біогазу, м^3 ; ξ_{on} – коефіцієнт лобового опору; v_{δ} – швидкість спливання бульбашки біогазу, м/с ; dv_{δ}/dt – абсолютне прискорення бульбашки біогазу, м/с^2 ; K_{3K} – коефіцієнт захоплення рідкого компонента бульбашкою біогазу; dv_C/dt – абсолютне прискорення субстрату в зоні спливання бульбашки, м/с^2 ; K_P – коефіцієнт реактивності, зумовлений характером зміни маси бульбашки по її поверхні; M – маса бульбашки біогазу, кг.

Проведемо заміну в диференціальному рівнянні (6), виділивши константи:

$$A_2 = (\rho_C \cdot g \cdot h - P_0) \cdot S_{mid} + g \cdot V_{\delta} \cdot (\rho_C - \rho_{\delta}) - K_{3K} \cdot \rho_C \cdot V_{\delta} \cdot \frac{dv_C}{dt} - F_T,$$

$$B = \rho_{\delta} \cdot V_{\delta}, A_1 = \xi_{on} \cdot \frac{\rho_{\delta}}{2} \cdot S_{mid}, A_3 = K_P \cdot \frac{dM}{dt}.$$

Диференціальне рівняння (6) набуде вигляду:

$$-A_1 \cdot v_{\delta}^2 + A_2 - A_3 \cdot v_{\delta} - B \cdot \frac{dv_{\delta}}{dt} = 0. \quad (7)$$

Рівняння (7) підпадає під диференціальне рівняння виду

$$f_1(t) \cdot g_1(v_{\delta}) \cdot v'_{\delta} = f_2(t) \cdot g_2(v_{\delta}). \quad (8)$$

У диференціальному рівнянні: $g_1(v_{\delta}) = 1$; $g_2(v_{\delta}) = -A_1 \cdot v_{\delta}^2(t) - A_3 \cdot v_{\delta}(t) + A_2$; $f_1(t) = 1$; $f_2(t) = 1/B$.

Приведемо диференціальне рівняння (7) до вигляду $\frac{g_1(v_{\delta})}{g_2(v_{\delta})} \cdot v'_{\delta} = \frac{f_2(t)}{f_1(t)}$,

розділивши обидві частини рівняння (7) на $g_2(v_{\delta})$, помножимо на dt , й отримаємо:

$$-\frac{dv_{\delta}(t)}{A_1 \cdot v_{\delta}^2(t) + A_3 \cdot v_{\delta}(t) - A_2} = \frac{dt}{B}. \quad (9)$$

Проінтегруємо диференціальне рівняння (9)

$$\int -\frac{1}{A_1 \cdot v_{\delta}^2 + A_3 \cdot v_{\delta} - A_2} \cdot dv_{\delta} = \int \frac{1}{B} \cdot dt. \quad (10)$$

$$\begin{aligned}
& -\sqrt{\frac{1}{4A_1A_2+A_3^2}} \log \left(v_{\bar{o}} + \frac{1}{2A_1} \left(-4A_1A_2\sqrt{\frac{1}{4A_1A_2+A_3^2}} - A_3^2\sqrt{\frac{1}{4A_1A_2+A_3^2}} + A_3 \right) \right) + \\
& + \sqrt{\frac{1}{4A_1A_2+A_3^2}} \log \left(v_{\bar{o}} + \frac{1}{2A_1} \left(4A_1A_2\sqrt{\frac{1}{4A_1A_2+A_3^2}} + A_3^2\sqrt{\frac{1}{4A_1A_2+A_3^2}} + A_3 \right) \right) = C + \frac{t}{D}
\end{aligned} \quad (11)$$

де C – постійна інтегрування.

$$\begin{aligned}
v_{\bar{o}1} = \frac{1}{2A_1} & \left(\frac{A_3}{e^{\frac{C-t}{B}\sqrt{4A_1A_2+A_3^2}} - 1} - \frac{A_3 e^{\frac{C}{B}\sqrt{4A_1A_2+A_3^2}}}{e^{\frac{C}{B}\sqrt{4A_1A_2+A_3^2}} - e^{\frac{t}{B}\sqrt{4A_1A_2+A_3^2}}} - \right. \\
& \left. - \frac{\sqrt{4A_1A_2+A_3^2}}{e^{\frac{C-t}{B}\sqrt{4A_1A_2+A_3^2}} - 1} - \frac{\sqrt{4A_1A_2+A_3^2} e^{\frac{C}{B}\sqrt{4A_1A_2+A_3^2}}}{e^{\frac{C}{B}\sqrt{4A_1A_2+A_3^2}} - e^{\frac{t}{B}\sqrt{4A_1A_2+A_3^2}}} \right). \quad (12)
\end{aligned}$$

Постійну інтегрування C визначаємо з умови, що за $t = 0$, $v_{\bar{o}1} = 0$, $C = 0$. Рівняння для визначення швидкості спливання бульбашки біогазу буде мати вигляд:

$$v_{\bar{o}} = \frac{e^{\frac{t\sqrt{2A_1A_2+A_3^2}}{B}} \left(2A_3 - \sqrt{2A_1A_2+A_3^2} \right) - A_3 - \sqrt{2A_1A_2+A_3^2}}{2A_1 \left(1 - e^{\frac{t\sqrt{2A_1A_2+A_3^2}}{B}} \right)}. \quad (13)$$

Розподіл швидкостей бульбашок біогазу в субстраті нерівномірний. Спливання бульбашок зумовлює зсув (ковзання) шарів суспензії, що обумовлює виникнення дотичних напружень.

Вихід біогазу визначаємо так:

$$V_{\Gamma} = v_{\bar{o}} \cdot S_{mid} \cdot n_{\bar{o}} \cdot t, \quad (14)$$

де $n_{\bar{o}}$ – кількість бульбашок біогазу, що утворюється за секунду, шт./с

Висновки. Можна прийняти, що інтенсивність вільного перемішування пропорційно виходу біогазу – що більше газовиділення, то активнішим буде процес спонтанного перемішування в метантенку.

За спливання у в'язкому субстраті газові бульбашки натрапляють на опір, який створює збурення в субстраті. Тому максимальна швидкість збуреного потоку буде спостерігатися на поверхні газової бульбашки і зменшується з віддаленням її одна від одної.

Із зменшенням об'єму метантенка збільшується ймовірність використання максимальної швидкості спливання бульбашки за умови зменшення висоти шару збродженого субстрату в метантенку.

Бібліографічний список

1. Дмитрів В. Т. Основи теорії машиновикористання у тваринництві / В.Т. Дмитрів. – Львів : Афіша, 2008. – 260 с.
2. Машиновикористання у тваринництві: лабор. практикум / за ред. В. Т. Дмитріва. – Львів : Магнолія плюс, 2004. – 252 с.

3. Огляд відновлюваних джерел енергії в сільському та лісовому господарстві України / Г. Г. Гелетуха, Т. А. Железна, Г. М. Голубовська-Онисімова, А. Є. Коненченков. – К. : Ін-тут екон. досліджень та політ. консультацій, 2006. – 58 с. [Електронний ресурс]. – Режим доступу : http://www.ier.com.ua/files//Konsult_Work_Ukr/AgPP%2006_Ukr.pdf.
4. Шевченко І. А. Шляхи використання органічних відходів тваринництва / І. А. Шевченко, В. М. Павліченко, О. О. Ляшенко // *Механізація, екологізація та конвертація біосировини у тваринництві* : зб. наук. пр. Інституту механізації тваринництва УААН. – 2009. – Вип. 1 (3–4). – Запоріжжя : ІМТ УААН, 2009. – С. 3–16.
5. Ковалев А. А. Перспективы применения анаэробного сбраживания для переработки навоза / А. А. Ковалев, П. И. Гриднев // *Механизация и электрификация сел. хоз-ва.* – 1985. – № 8. – С. 38–39.
6. Ясенецкий В. А. Оборудование для получения биогаза из навоза / В. А. Ясенецкий, В. С. Таргоня // *Механизация и электрификация сельского хозяйства.* – 1990. – № 6. – С. 23–25.
7. Семененко И. В. Проектирование биогазовых установок / И. В. Семененко. – Сумы : ПФ «МакДен», ИПП «Мрия-1»ЛТД, 1996. – 347 с.
8. Сербін В. А. Нетрадиційні та поновлювані джерела енергії в системах ТГП / В. А. Сербін. – Макіївка : ДонДАБА, 2003. – 153 с.
9. Новітні технології біоенергоконверсії : монографія / Я. Б. Блюм, Г. Г. Гелетуха, та ін. – К. : Аграр Медіа Груп, 2010. – 326 с.
10. Дмитрів Г. Структурно-функціональна модель технологічного процесу виробництва біогазу / Г. Дмитрів, В. Дмитрів // *Вісник Львівського національного аграрного університету : агроінженерні дослідження.* – 2013. – № 17. – С. 93–98.
11. Пляцук Л. Д. Математическое моделирование процесса обезвреживания осадков сточных вод в биосульфидогенных условиях / Л. Д. Пляцук, Е. Ю. Черныш // *Вісник Національного технічного університету «Харківський політехнічний інститут».* – 2013. – № 37. – С. 148–160.
12. Абаев Г. Н. Обобщение данных по кинетике метаногенеза отходов очистных сооружений / Г. Н. Абаев, Р. А. Андреева, Л. П. Шевченко // *Вестник Полоцкого государственного университета.* – 2012. – № 11. – С. 109–116.
13. Michaelis L. Die kinetik der invertinwirkung / L. Michaelis, M. L. Menten // *Biochem. Z.*, 1913. – Т. 49. – С. 34. – [Electronic resource]. – Mode of access : http://path.upmc.edu/divisions/chp/PDF/Michaelis-Menten_Kinetik.pdf.
14. Королев С. А. Исследование стационарных решений и оптимизация параметров математической модели метаногенеза / С. А. Королев, Д. В. Майков, И. Г. Русяк // *Вестник Томского государственного университета.* – 2012. – № 3(19). – С. 15–21.
15. Васильев Ф. А. Технология анаэробной переработки навоза крупного рогатого скота в накопительном режиме : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.20.01 / Ф. А. Васильев. – Улан-Удэ, 2011. – 23 с.
16. Дмитрів В. Т. До питання моделювання зрідженого потоку компонентів комбікорму / В. Т. Дмитрів, Р. В. Городняк // *Вісник Харківського нац. техн. університету с. г. ім. Петра Василенка.* – 2009. – Вип. 79. Технічні системи і технології тваринництва. – Харків : ХНТУСГ, 2009. – С. 224–229.
17. Дмитрів В. До питання теорії руху молоко-повітряної суміші в доїльному апараті / В. Дмитрів // *Вісник Львівського державного аграрного університету : агроінженерні дослідження.* – 2007. – № 11. – С. 124–130.

Дмитрів В., Дмитрів Г. Математична модель продуктивності біогазової установки як альтернативного джерела енергії

Розглянуто процес анаеробного бродіння біомаси в метантенку – як виділення біогазу у вигляді окремих бульбашок, які піднімаються вгору, одночасно взаємодіючи з твердими частинками, спонтанно перемішують зароджуваний субстрат. Приведено сили, що діють на бульбашку, та виведено математичну залежність спливання бульбашки біогазу. Продуктивність виходу біогазу визначається швидкістю спливання бульбашки і їх концентрацією.

Ключові слова: метантенк, метан, швидкість бульбашки, математична модель, молекула анаеробна, біомаса.

Dmytriv V., Dmytriv G. Mathematical model of productivity biogas installation – as an alternative energy source

The process of anaerobic fermentation of biomass in the digester – a selection of biogas in separate bubbles that rise up while interacting with the solid particles, mixed accidentally emerging substrate. Powered forces acting on the bubble and derived mathematical dependence floating bubbles biogas. Performance biogas output is determined by the speed floating bubbles and their concentration.

Key words: digester, methane, speed bubbles, mathematical model, molecule anaerobic, biomass.

Дмитрив В., Дмитрив Г. Математическая модель производительности биогазовой установки как альтернативного источника энергии

Рассмотрен процесс анаэробного брожения биомассы в метантенке – как выделение биогаза в виде отдельных пузырьков, которые поднимаются вверх, одновременно взаимодействуя с твердыми частицами, спонтанно перемешивая зарождающийся субстрат. Приведены силы, действующие на пузырек, выведена математическая зависимость всплытия пузырька биогаза. Производительность выхода биогаза определяется скоростью всплытия пузырька и их концентрацией.

Ключевые слова: метантенк, метан, скорость пузырька, математическая модель, молекула анаэробна, биомасса.

Стаття надійшла 24.04.2017.

РОЗДІЛ 2

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ ТА ДІАГНОСТИКА РОБОТИ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ І КОНСТРУКЦІЙ

УДК 614.841.3

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ МІНЕРАЛІЗУВАЛЬНИХ ДОДАТКІВ НА ВЛАСТИВОСТІ СИЛІЦІЙОРГАНІЧНИХ КОМПОЗИЦІЙ

В. Артеменко, к. т. н.

Львівський національний аграрний університет,

Р. Яковчук, к. т. н.

Львівський державний університет безпеки життєдіяльності,

Х. Демчина, к. т. н.

Національний університет «Львівська політехніка»

Постановка проблеми. Враховуючи недостатню довговічність бетону та виробів на його основі, пов'язану з деструктивними процесами в поверхневих шарах за експлуатації та дії вогню, доцільний захист їх поверхні від впливу агресивних факторів нанесенням покриттів. Покриття на основі силікатних матеріалів доцільно використовувати для захисту конструкційних матеріалів різної хімічної природи від високотемпературної корозії [1].

Підбір раціонального складу вихідних композицій для вогнезахисних покриттів та можливість регулювання їх структури і фазового складу дають змогу підвищити ефективність їх захисту за значних термічних навантажень, і є актуальним науковим дослідженням [2].

Використання відомих складів покриттів неефективне через велику різницю температурного коефіцієнта лінійного розширення (ТКЛР). Відповідно, вогнезахисне покриття має мати такий склад, який забезпечив би значення ТКЛР, близьке до ТКЛР-бетону. Отже, технологічно найприйнятнішою кристалічною фазою у складі таких покриттів може бути кордієрит [3].

Враховуючи те, що покриття для захисту бетонних конструкцій повинно мати низьке значення ТКЛР, його фазовий склад практично має бути кордієритовим. Синтезувати в матеріалі покриття кордієритову фазу можна використовуючи як вихідні компоненти магній, алюміній та силіцію оксиди [4].

Дослідження композицій з участю MgO, який забезпечував би утворення кордієриту у складах покриттів, практично відсутні, тому актуальним є питання вивчення особливостей взаємодії в системі MgO – Al₂O₃ – SiO₂ за участю силіційорганічної складової.

Постановка завдання. Надійність тривалої експлуатації вогнезахисних покриттів значною мірою залежить від взаємодії покриття з підкладом, яка характеризується силою адгезійного зчеплення. Під час формування покриття

відбуваються такі процеси: змочування і розтікання суспензії; утворення площі контакту між двома фазами; утворення адгезійного зв'язку. На межі розділу покриття і підкладу можуть відбуватися фізико-хімічні процеси, які впливають на величину адгезійної міцності.

Для підвищення адгезійної міцності можна проводити модифікацію (зміну хімічного складу) покриття або підкладу, внаслідок чого з'являтимуться функціональні групи, здатні до інтенсивнішої взаємодії. Крім того, фізико-хімічні процеси ініціюються з підвищенням температури і залежать від часу контакту покриття з поверхнею підкладу [5].

Виклад основного матеріалу. Для дослідження впливу мінералізувальних додатків на властивості силіційорганічних композицій готували композиції вогнезахисної речовини з мінералізувальними додатками за технологією, описаною у [3]. Як мінералізувальні добавки використовували B_2O_3 , Cr_2O_3 , TiO_2 , MnO_2 , ZrO_2 .

Для визначення лінійних характеристик матеріалу композиції в процесі нагрівання були підготовлені зразки у формі паралелепіпеда з розмірами $65 \times 30 \times 10$ мм. Відформовані зразки випалювали за температури 473 К. У зв'язку з тим, що матеріал композиції до цієї температури перебував у пастоподібному стані, була необхідна попередня термообробка.

Лінійне зсідання зразків композицій визначали за формулою:

$$L = [(l_0 - l_1) / l_0] \cdot 100\%,$$

де l_0 – відстань між мітками перед термообробкою, мм; l_1 – відстань між мітками після термообробки, мм.

За результатами вимірювань і розрахунків була побудована крива лінійного зсідання дослідних композицій за нагрівання (рис. 1).

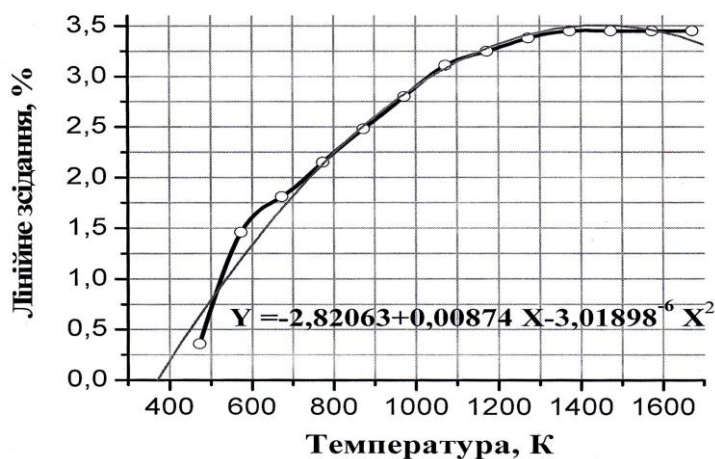


Рис. 1. Крива лінійного зсідання дослідних композицій за нагрівання

Під час нагрівання наповнених силіційорганічних композицій понад 573 К відбуваються процеси термоокисної деструкції полімеру, які супроводжуються зсіданням матеріалу, і найбільші значення лінійного зсідання фіксуються в інтервалі температур 573–1073 К (див. рис. 1).

Призупинення процесів лінійного зсідання зразків композиції в інтервалі температур 1273–1623 К свідчить про завершення процесів спікання в матеріалі (див. рис. 1). Лінійне зсідання композицій у цьому температурному інтервалі характеризується стабільністю та невисокими цифровими значеннями.

Як видно з графічної залежності лінійного зсідання від температури, для обраного складу значення становить не більше ніж 4 %, що дає змогу матеріал назвати малозсідальним, оскільки він має стабільні лінійні характеристики у процесі випалювання. Відповідно, використовуючи ці композиції, можна створити покриття для захисту бетонних виробів, які будуть експлуатуватися в широкому інтервалі температур.

Переважаючим фактором, що визначає стійкість кераміки до термоудару, є ТКЛР, і що нижчі його показники, то менша ймовірність виникнення термічних напружень за різких перепадів температур. ТКЛР кераміки залежить від її фазового складу, виду і кількості цементувальної склоподібної фази.

Температурні залежності відносного видовження зразків композицій вимірювали у повітряному середовищі на автоматичному кварцовому дилатометрі ДКВ-5А в інтервалі температур 293–1098 К. Стандартна довжина зразків з матеріалу композицій, попередньо термооброблених за 1623 К, становила 50 мм за поперечного перерізу 5×5 мм.

Після проведення вимірювання температурних залежностей відносного видовження зразків було побудовано дилатометричні криві розширення дослідних композицій (рис. 2).

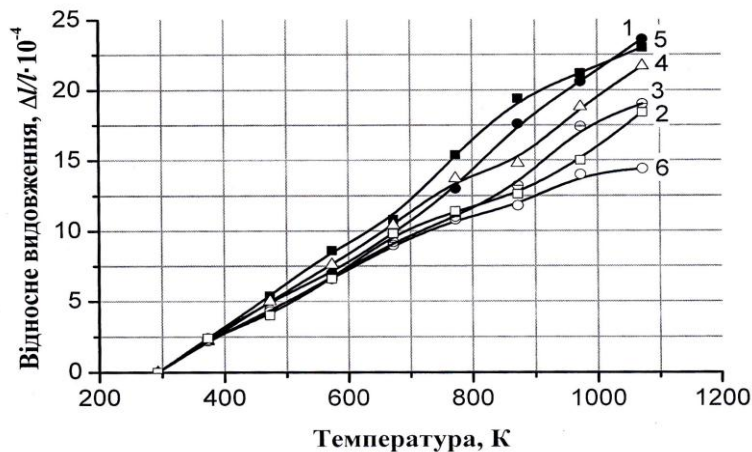


Рис. 2. Криві дилатометричного розширення дослідних композицій після випалювання за 1623 К: 1 – композиція складу 3; 2 – склад 3 з дод. TiO_2 ; 3 – склад 3 з дод. MnO_2 ; 4 – склад 3 з дод. ZrO_2 ; 5 – склад 3 з дод. Cr_2O_3 ; 6 – склад 3 з дод. V_2O_3

На основі дилатометричних кривих розширення були розраховані значення температурного коефіцієнта лінійного розширення композицій в інтервалах температур за формулою:

$$\alpha_{t_1-t_2} = [(n_2 - n_1)] / (t_2 - t_1) \cdot l_1 + \alpha_{t_2-t_1}^{кв},$$

де n_1, n_2 – видовження зразка за температури t_1 і t_2 ; l_1 – довжина зразка за температури t_1 , мм; $\alpha_{t_2-t_1}^{кв}$ – температурний коефіцієнт лінійного розширення кварцового скла в температурному інтервалі $t_1 - t_2$.

Результати розрахунків температурного коефіцієнта лінійного розширення композицій в інтервалах температур наведені в таблиці.

Із отриманих розрахункових даних видно (див. табл.), що значення температурного коефіцієнта лінійного розширення композицій з мінералізувальними додатками є меншими ніж для композиції без додатків.

Таблиця

ТКЛР дослідних композицій

№ з/п	Склад композиції	ТКЛР $\alpha_{293-873}$ $10^6 \cdot K^{-1}$
1	KO-08-MgO-Al ₂ O ₃ -SiO ₂	3,37
2	KO-08-MgO-Al ₂ O ₃ -SiO ₂ -TiO ₂	2,29
3	KO-08-MgO-Al ₂ O ₃ -SiO ₂ -MnO ₂	2,19
4	KO-08-MgO-Al ₂ O ₃ -SiO ₂ -ZrO ₂	2,57
5	KO-08-MgO-Al ₂ O ₃ -SiO ₂ -Cr ₂ O ₃	3,06
6	KO-08-MgO-Al ₂ O ₃ -SiO ₂ -B ₂ O ₃	2,05

Отже, регулювання фазового складу введенням мінералізувальних додатків призводить до створення матеріалів з прогнозованим значенням температурного коефіцієнта лінійного розширення.

Покращання властивостей конструкційних матеріалів потребує вирішення складних завдань антикорозійного захисту в широкому інтервалі температур. Ефективність захисної дії покриттів визначається процесами фазоутворення під час нагрівання і хімічною стійкістю їх до хімічно активних реагентів [5].

Під хімічною стійкістю керамічного матеріалу розуміють його спроможність протистояти руйнівній дії агресивних середовищ. Хімічна стійкість керамічних матеріалів визначається природою основної кристалічної фази і захисною дією плівки, що утворилася на кристалічній і склоподібній фазах.

Пористі матеріали швидше піддаються руйнуванню під дією напружень, які виникають. Останні пов'язані з утворенням і кристалізацією нових сполук у порях виробу, які, розширюючись в об'ємі у процесі кристалізації, руйнують їх.

Лугостійкість визначали за формулою: $L = (m_1 / m_0) \cdot 100 \%$ де m_0, m_1 – маса приросту до і після дослідження.

На основі проведених розрахунків були побудовані графічні залежності лугостійкості матеріалу композицій від температури (рис. 3).

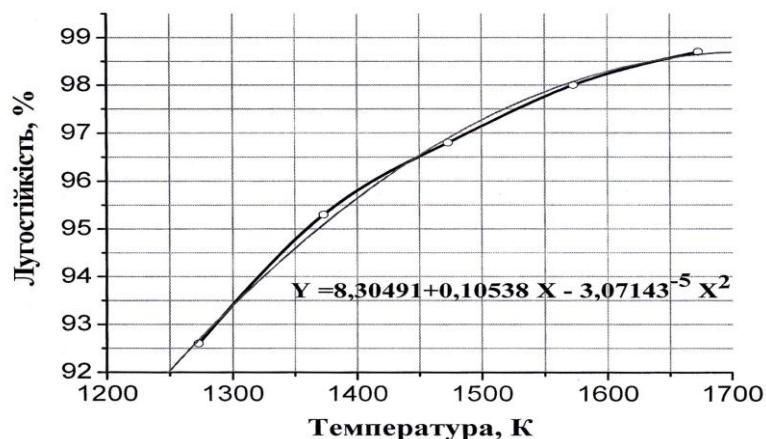


Рис. 3. Вплив температури випалювання на лугостійкість дослідних композицій

Як видно з рис. 3, збільшення температури випалювання супроводжується значним зростанням лугостійкості в інтервалі температур 1473–1673 К, що можна пояснити процесами кристалізації кордієритової фази, яка характеризується високою лугостійкістю. Інтервалу температур інтенсивного утворення високо-температурних кристалічних фаз відповідає зростання кривої лугостійкості (див. рис. 3). Вказаний характер лугостійкості композицій слугує основою для встановлення граничної температури закріплення покриттів на підкладах, яка, як видно з графіка, повинна бути не нижчою за 1573 К. З позиції впливу мінералізувальних додатків на значення лугостійкості виявлено, що всі вони забезпечують підвищення цього показника. Суттєвої різниці в характері графічних залежностей лугостійкості композицій із вмістом мінералізувальних додатків помічено не було, тому ця залежність подана однією кривою з довільним інтервалом значень.

Висновки. Мінералізувальні добавки MnO_2 , V_2O_5 , TiO_2 сприяють утворенню максимального вмісту кордієритової α -фази в матеріалі композиції, яка має низькі значення ТКЛР. Регулювання фазового складу введенням мінералізувальних додатків призводить до створення вогнезахисного матеріалу з прогнозованим значенням температурного коефіцієнта лінійного розширення, адгезійної міцності та термостійкості вогнезахисної композиції. Встановлено, що введення додатків забезпечує підвищення адгезійної міцності, найвищі показники якої зафіксовано для складів із вмістом V_2O_5 та TiO_2 . При цьому відбувається зміщення процесу термоокиснювальної деструкції поліметилфенілсилоксану у сферу вищих температур.

Бібліографічний список

1. Гивлюд М. М. Високотемпературні захисні покриття поверхонь металів на основі наповнених поліалюмосилоксанів / М. М. Гивлюд, В. В. Артеменко // Пожежна безпека : зб. наук. пр. – Львів, 2009. – № 15. – С. 46-50.
2. Підвищення межі вогнестійкості металевих конструкцій вогнезахисними речовинами / В. В. Артеменко, Р. С. Яковчук, А. І. Харчук, О. В. Міллер // Науковий вісник

Національного лісотехнічного університету України : зб. наук.-техн. пр. – Львів : РВВ НЛТУ України. – 2015. – Вип. 25.5. – С. 178–183.

3. Яковчук Р. С. Кордієритові вогнетривкі захисні покриття для бетонних конструкцій / Р. С. Яковчук, Р. В. Пархоменко, Я. Й. Коцій // Пожежна безпека : зб. наук. пр. – Львів : ЛДУ БЖД, УкрНДІПБ МНС України, 2012. – № 21. – С. 195–200.

4. Гивлюд М. М. Керамічні кордієритвмісні високотемпературні захисні покриття / М. М. Гивлюд, О. М. Вахула, Н. І. Топилко // Хімія, технологія речовин та їх застосування : Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – 2005. – № 536. – С. 234–236.

5. Дослідження впливу мінералізуючих компонентів на температурну залежність адгезійної міцності вогнезахисного покриття / Р. С. Яковчук, Р. Б. Веселівський, А. П. Половко, О. О. Василенко // Пожежна безпека : зб. наук. пр. – Львів : ЛДУ БЖД, УрНДІПБ ДСНС України, 2014. – № 25. – С. 109–114.

Артеменко В., Яковчук Р., Демчина Х. Дослідження впливу мінералізуювальних додатків на властивості силіційорганічних композицій

Розглянуто питання формування вогнезахисного покриття на бетонній поверхні та основні фізико-хімічні процеси утворення адгезійної міцності на межі покриття – підклад. Досліджено вплив мінералізуювальних додатків на властивості розроблених силіційорганічних композицій. Як мінералізуювальні добавки використано V_2O_5 , Cr_2O_3 , TiO_2 , MnO_2 , ZrO_2 .

Визначено лінійні характеристики матеріалу композиції у процесі нагрівання, а також за результатами вимірювань і розрахунків побудовано криву лінійного зсідання дослідних композицій у разі нагрівання. На основі дилатометричних кривих розширення були розраховані значення температурного коефіцієнта лінійного розширення композицій у заданих інтервалах температур.

Встановлено, що значення температурного коефіцієнта лінійного розширення композицій з мінералізуювальними додатками менші ніж для композиції без додатків. Введення додатків забезпечує підвищення адгезійної міцності, найвищі показники якої зафіксовано для складів із вмістом V_2O_5 та TiO_2 .

Ключові слова: вогнезахист, вогнезахисна речовина, захисний шар, температурний коефіцієнт лінійного розширення, адгезійна міцність, мінералізуювальні добавки, силіційорганічні композиції.

Artemenko V., Yakovchuk R., Demchina Kh. Research on the impact of mineralizing additives on the properties of siliciorganic compositions

The issue of formation of fire protection on the concrete surface and the basic physical and chemical processes of the formation of adhesive strength on the boundary of the coating – lining is considered. The influence of mineralization applications on the properties of siliconorganic compositions developed is investigated. V_2O_5 , Cr_2O_3 , TiO_2 , MnO_2 , ZrO_2 are used as mineralizing additives.

The linear characteristics of the composition of the material in the process of heating were determined, as well as the results of measurements and calculations, the curve of linear composition of the experimental compositions during heating was constructed. On the basis of dilatometric expansion curves, the values of the temperature

coefficient of linear expansion of compositions in the given temperature intervals were calculated.

It has been established that the value of the temperature coefficient of linear expansion of compositions with mineralization applications is less than for a composition without additives. The introduction of applications provides an increase in adhesion strength, the highest values of which are recorded for formulations containing B_2O_3 and TiO_2 .

Key words: flame retardant, flame retardant, protective layer. Temperature coefficient of linear expansion, adhesion strength, mineralizing additives, silicone organic compositions.

Артеменко В., Яковчук Р., Демчина Х. Исследование влияния минерализующих добавок на свойства силицийорганических композиций

Рассмотрены вопросы формирования огнезащитного покрытия на бетонной поверхности и основные физико-химические процессы образования адгезионной прочности на грани покрытия – подклад. Исследовано влияние минерализующих добавок на свойства разработанных силицийорганических композиций. В качестве минерализующих приложений использовано B_2O_3 , Cr_2O_3 , TiO_2 , MnO_2 , ZrO_2 .

Определены линейные характеристики материала композиции в процессе нагрева, а также по результатам измерений и расчетов построено кривую линейного свертывания исследовательских композиций при нагревании. На основе dilatометрических кривых расширения были рассчитаны значения температурного коэффициента линейного расширения композиций в заданных интервалах температур.

Установлено, что значение температурного коэффициента линейного расширения композиций с минерализующими приложениями является меньше, чем для композиции без приложений. Введение приложений обеспечивает повышение адгезионной прочности, высокие показатели которой зафиксировано для складов с содержанием B_2O_3 и TiO_2 .

Ключевые слова: огнезащита, огнезащитное вещество, защитный слой, температурный коэффициент линейного расширения, адгезионная прочность, минерализующие добавки, силицийорганические композиции.

Стаття надійшла 26.06.2017.

УДК 624. 012

УТВОРЕННЯ І РОЗКРИТТЯ ПОХИЛИХ ТРІЩИН КОМБІНОВАНО АРМОВАНИХ СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

В. Білозір, к. т. н.

Львівський національний аграрний університет

Постановка проблеми. Експериментально-теоретичні дослідження [1] показали, що фіброве армування позитивно впливає на тріщиностійкість похилих

перерізів балок. Поява фібрової арматури українського виробництва з кінцевими анкерами потребує додаткових досліджень утворення і розкриття похилих перерізів згинальних комбіновано армованих елементів.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Експериментально-теоретичні дослідження тріщиностійкості похилих перерізів комбіновано армованих сталевібробетонних елементів на профільованій фібрі з дроту проводили Г. К. Хайдуков, І. В. Волков, Б. А. Прієв [1–3], а на фібрі з анкерами –Л. Ванделваль [4]. Даних експериментально-теоретичних досліджень утворення і розкриття тріщин у похилих перерізах комбіновано армованих елементів із фіброю українського виробництва поки що немає. Тому їх проведення необхідне для подальшого використання за розробки сталевібробетонних конструкцій.

Постановка завдання. Наше завдання – виконання експериментальних досліджень роботи під навантаженням зазначених елементів і розробка методики розрахунку утворення та розкриття похилих тріщин.

Виклад основного матеріалу. Програмою випробувань передбачено виготовлення та випробування зразків, армованих арматурою $\text{Ø}5\text{Bp-1}$ та фіброю українського виробництва (рис. 1), за схемою однопролітної балки, завантаженої зосередженими силами у прогоні, який дорівнював 900 мм (рис. 2).

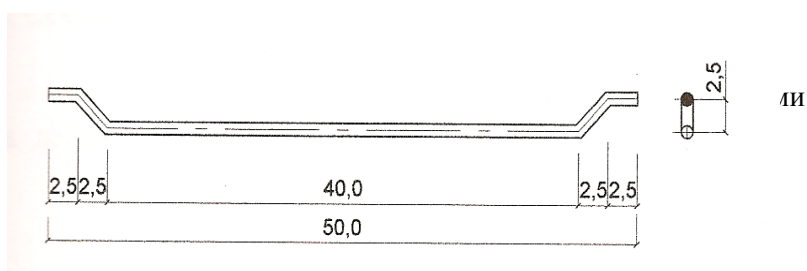


Рис. 1. Геометричні розміри фібри з кінцевими анкерами

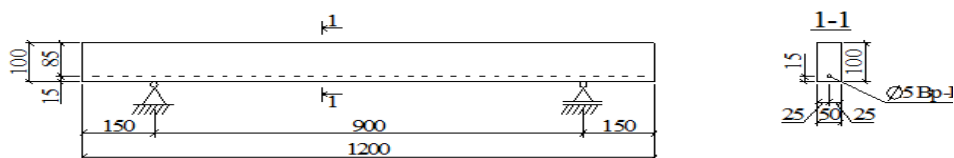


Рис 2. Конструкція дослідного зразка

Відношення довжини до діаметра фібри – 50, міцність фібри: мінімальна – 900, максимальна – 1100 МПа.

Відстань від крайніх розтягнутих волокон до центру ваги стрижня – 15 мм. Контрольованими параметрами під час випробувань були прогини, деформації бетону, ширини розкриття похилих тріщин.

Дослідні зразки (табл. 1) відрізнялися вмістом фібри, причому зразки Б 1.1, F 2.1, F 3.1, F 4.1 випробовували за прогону зрізу 110 мм, а зразки Б 1.2, F 2.2, F 3.2,

F 4.2 – за прогону зрізу 220 мм (рис. 3). Одночасно з виготовленням балок виготовляли три куби 150 x 150 x 150 мм з дрібнозернистого бетону. У результаті випробувань визначили, що їх міцність відповідно дорівнювала 22,1, 23,4 та 21,4 МПа. Середнє значення міцності кубів – 22,3 МПа, що може приблизно відповідати бетонові класу С 16/20.

Таблиця 1

Параметри експериментальних зрізів						
Розміри зразків	Клас бетону	Прогін зрізу a , мм	Відсоток фібрового армування μ_{fv} , %			
			0	0,7	1,25	1,8
1200x100x50	С 16/20	110	Б 1.1	F 2.1	F 3.1	F 4.1
		220	Б 1.2	F2.2	F 3.2	F 4.2



Рис. 3. Дослідний зразок під час випробувань

Міцність бетону на центровий розтяг визначили за формулою Фере:

$$f_{ct} = 0,27 f_c^{\frac{2}{3}}, \quad (1)$$

де f – кубова міцність бетону.

Середнє значення міцності f_{ct} дорівнює 2,14 МПа.

За емпіричною формулою, запропонованою НИИЖБ, визначили, що середнє значення призмової міцності бетону f_c дорівнює 17,84 МПа. Опір сталеві фібробетону на розтяг f_{ct} і стиск f_{fc} визначали за формулами норм [3; 5].

Дані, подані в табл. 2, отримані на основі експериментів та емпіричних формул і використані надалі для аналізу напружено-деформованого стану.

Похилі тріщини у залізобетонних балках утворювалися за відношення поперечної сили, яка викликала тріщиноутворення, до граничної поперечної сили

$V_{cr}/V_u = 0,92$ за прогону зрізу $a = 1,1d$ і $V_{cr}/V_u = 0,96$ за $a = 2,2d$.

За прогону зрізу $a = 1,1d$ у сталевібробетонних комбіновано армованих балках тріщини з'явилися за $V_{cr}/V_u = 0,32-0,37$, а за прогону зрізу $a = 2,2d$ – за $V_{cr}/V_u = 0,59-0,70$ залежно від ρ_{fv} .

Похилі тріщини утворювалися в усіх балках близько до центру ваги перерізу посередині прогону зрізу. У залізобетонних балках тріщини утворювалися за обох прогонів зрізу практично одночасно на приопорних ділянках. У сталевібробетонних балках іноді похила тріщина біля однієї з опор утворювалася раніше від іншої.

Таблиця 2

Характеристики міцності матеріалів дослідних взірців*

Марка взірця	ρ_{fv} , %	$f_{c,cube}$, МПа	$f_c (f_{fc})$, МПа	$f_{ct} (f_{fct})$ МПа	a/d
Б1.1 Б1.2	0	22,3	17,84	2,14	1,1 2,2
Ф2.1 Ф2.2	0,7		18,60	2,53	1,1 2,2
Ф3.1 Ф3.2	1,25		19,36	3,12	1,1 2,2
Ф4.1 Ф4.2	1,8		20,42	3,81	1,1 2,2

* a/d – відносний прогін зрізу.

Характерним було те, що тріщини в залізобетонних балках з'явилися за відносних деформацій бетону (заміри проводилися перпендикулярно до лінії, яка умовно з'єднує опору з точкою прикладання зовнішнього навантаження на рівні центру ваги перерізу) $\varepsilon_{ct} = 14 \cdot 10^{-5}$ для Б1.1 і $\varepsilon_{ct} = 16 \cdot 10^{-5}$ для Б1.2. У взірцях, які містили фібру, відносні деформації в момент появи похилих тріщин були більшими ($\varepsilon_{fct} = 30-52 \cdot 10^{-5}$).

Утворення похилих тріщин розраховували за формулою СНиП 2.03.04*:

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{c4} f_{ct}, \quad (2)$$

$$\text{де } \sigma_{mt(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}. \quad (3)$$

Оскільки напруження σ_x та σ_y близькі до 0, то $\sigma_{mt} \approx \tau_{xy}$.

Звідси отримуємо:

$$V_{cr} = \frac{f_{ct} b l}{S} = 0,67 f_{ct} b h \quad (4)$$

Дані про експериментальні результати щодо зусиль утворення похилих тріщин подані в табл. 3.

Таблиця 3

Дані про утворення похилих тріщин у балках

Марка взірця	ρ_{fv} , %	a/d	$V_{cr}^{(4)}$, кН	$\varepsilon_{ct,cr}$ ($\varepsilon_{fct,cr}$)	V_{cr}^{exp} , кН	$\frac{V_{cr}^{(4)}}{V_{cr}^{exp}}$
Б1.1	0	1,1	8,13	$14 \cdot 10^{-5}$	8,31	1,02
Б1.2		2,2		$16 \cdot 10^{-5}$	8,99	1,08
F2.1	0,7	1,1		$30 \cdot 10^{-5}$	12,61	0,84
F2.2		2,2		$33 \cdot 10^{-5}$	13,10	0,82
F3.1	1,25	1,1		$39 \cdot 10^{-5}$	13,86	0,77
F3.2		2,2		$40 \cdot 10^{-5}$	14,11	0,76
F4.1	1,8	1,1		$50 \cdot 10^{-5}$	14,66	0,73
F4.2		2,2		$47 \cdot 10^{-5}$	14,90	0,72

Як видно з табл. 3, експериментально отримані значення зусиль утворення видимих у мікроскоп МПБ-2 з ціною поділки 0605 мм похилих тріщин сталевібробетонних елементів суттєво більші від розрахованих за формулою (4). У зв'язку з цим доцільно коефіцієнт γ_{c4} у формулі (2) уточнити деяким коефіцієнтом $k_{f,cr}$, який, очевидно, залежатиме від ρ_{fv} (рис. 4). Отже:

$$k_{f,cr} = V_{cr}^{exp} / V_{cr}^{(4)}. \quad (5)$$

Із табл. 3 та рис. 4 отримуємо лінійну залежність:

$$k_{f,cr} = 20\rho_{fv} + 1,19. \quad (6)$$

Відтак отримуємо умову утворення похилих тріщин:

$$\sigma_{mt} \leq k_{f,cr} \gamma_{c4} f_{ct}. \quad (7)$$

Після утворення похилі тріщини розвивалися від опори до точки прикладання зовнішнього навантаження по прямій лінії.

У балках без фібрової арматури розвивалося по одній тріщині. У балках, які містили фібру, розвивалося по декілька похилих тріщин, однак усі вони, крім критичної, мали малу ширину розкриття – 0,02 – 0,04 мм.

Заміряні ширини розкриття похилих тріщин залежали від кількості фібрової арматури і величини прогону зрізу. Експериментально виявлено, що зі збільшенням прогону зрізу ширина розкриття похилих тріщин збільшилася у середньому майже вдвічі.

На стадії, близькій до вичерпання несучої здатності, найбільша ширина розкриття похилих тріщин на рівні центра ваги поперечного перерізу була від 0,02 до 1,1 мм і 0,1–0,2 мм – на протилежних кінцях тріщини.

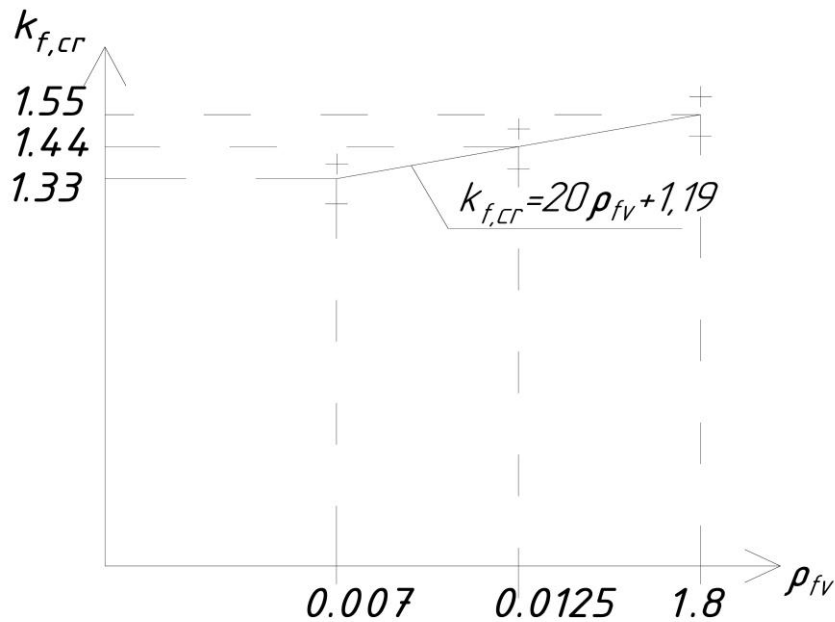


Рис. 4. До визначення коефіцієнта $k_{f,cr}$

Розвиток похилих тріщин зі збільшенням зовнішнього навантаження показано на рис. 5.

Характерним було те, що за прогону зрізу $a = 2,2d$ тріщини розвивалися досить інтенсивно, оскільки за даними наших експериментів зусилля тріщиноутворення були не суттєво меншими за руйнівні.

За прогону зрізу $a = 1,1d$ тріщини розвивалися менш інтенсивно порівняно з балками, в яких прогін зрізу дорівнював $a = 2,2d$.

Ширину розкриття похилих тріщин оцінювали за формулою, поданою у [2; 3; 5], і скоректованою Б.А. Прієвим [1] :

$$w = \varphi_e \left(\frac{0,25\alpha}{\rho_{fv}} \right)^{\frac{1}{2}} k_1 (h_w + 30d_f) \frac{\eta_{f1}}{\mu_{fv}} \frac{k_2^2}{E_f^2}, \quad (8)$$

де φ_e – коефіцієнт, який враховує тривалість дії навантаження; k_1 – коефіцієнт, який враховує вид сталеві фібри;

$$\eta_{f1} = \frac{0,5}{0,5 + m}; \quad (9)$$

$$m = \frac{1}{\frac{200d_f (\rho_{fv} + \mu_s)}{\mu_{fv}^2 A} + 1}; \quad (10)$$

$$\alpha = \frac{M}{Qd}; \quad (11)$$

k_2 – коефіцієнт, який враховує інтенсивність напружень від перерізувальних зусиль.

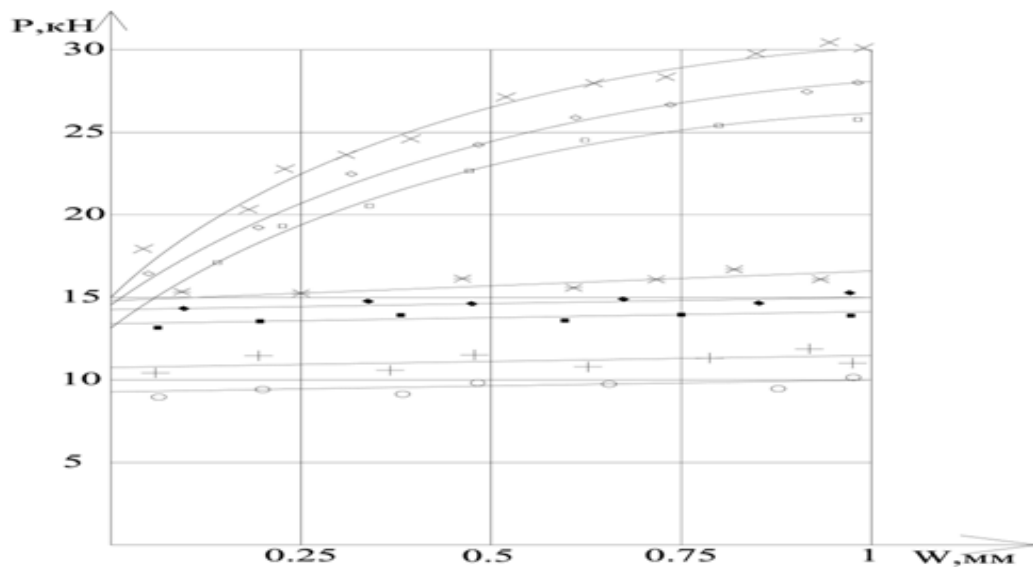


Рис. 5. Розвиток похилих тріщин у дослідних збірках +Б1.1; оБ1.2; □F2.1; ■F2.2; ◇F3.1; ◆F3.2; XF4.1; *F4.2

Аналіз показав, що коефіцієнт k_1 для фібри українського виробництва доцільно прийняти таким:

$$k_1 = 10^3(15 - 1200\rho_{fv}); \quad (12)$$

У такому разі в діапазоні можливих експлуатаційних навантажень $w/w_{\text{exp}} = 0,96 - 0,98$, що для практики проектування є достатньо точним.

Висновки. Проведені експериментально-теоретичні дослідження особливості роботи комбіновано армованих балок на фібри українського виробництва в зоні дії поперечних сил дають підстави для висновків:

- фібра позитивно впливає на тріщиностійкість похилих перерізів балок;
- утворення похилих тріщин доцільно перевіряти за формулою СНиП2.03.01-84* з урахуванням коефіцієнта $k_{f,cr}$, визначеного нами (формула 6);
- ширину розкриття тріщини доцільно визначати за формулою (8) з урахуванням уточненого нами коефіцієнта k_1 (формула 12);
- теоретичні параметри тріщиностійкості, визначені нами, на 1–4% менші, ніж отримані експериментально, що для практики проектування є прийнятним.

Бібліографічний список

1. Приев Б. А. Прочность и трещиностойкость сталефибробетонных тонкостенных изгибаемых элементов по наклонным сечениям : автореф. дисс. на соискание научн. степени канд. техн. наук / Б. А. Приев. – М., 1989. – 20 с.
2. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций. – М. : НИИЖБ, 1987. – 148 с.
3. Сталефибробетонные конструкции: СП 52-104-2006: Введ. в действие 01.09.2006. – М. : ФГУП НИЦ «Строительство», 2007. – 73 с.
4. Vandewalle L. Recommendations of RILEM TC162- TDF: Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete: bending test (final recommendation) / L. Vandewalle // Materials and Structures. – 2002. – V. 35. –P. 579 – P. 582.
5. Конструкції будинків і споруд. Настанова з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій: ДСТУ-Н Б В.2.6-78: 2009. – Введ. в дію 01.01.2010. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с.

Білозір В. Утворення і розкриття похилих тріщин комбіновано армованих сталефібробетонних згинальних елементів

Подані результати експериментально-теоретичних досліджень впливу кількості фібри на утворення і розкриття похилих тріщин балок та рекомендації щодо розрахунку.

Ключові слова: згинальний елемент, сталева фібра, похилий переріз, утворення тріщин, розкриття тріщин.

Bilozir V. Formation and opening of tilted cracks in combined fiber reinforced concrete bend elements

The results of experimental and theoretical researches of the influence of number of fibers on the formation and opening of tilted cracks in beams and recommendations for calculation are presented.

Key words: bend elements, steel fiber, tilted cross section, cracks formation, crack opening.

Билозир В. Образование и раскрытие наклонных трещин комбинированно армированных сталефибробетонных изгибаемых элементов

Представлены результаты экспериментально-теоретических исследований влияния количества фибры на образование и раскрытие наклонных трещин балок и рекомендации по расчету.

Ключевые слова: изгибаемый элемент, стальная фибра, наклонное сечение, образование трещин, раскрытие трещин.

Стаття надійшла 23.05.2017.

УДК 624.012.3

ОГЛЯД СУЧАСНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕБЕТОННИХ ТА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

С. Бурчєня, к. т. н.

Львівський національний аграрний університет

Постановка проблеми. Сучасне будівництво передбачає підвищення ступеня індустріальності, зниження витрат конструкційних матеріалів та трудомісткості, вимагає швидких темпів зведення будівель і споруд, а також забезпечення необхідної несучої здатності, надійності і довговічності не лише будівель загалом, а й окремих їх конструктивних елементів. Такими конструктивними елементами є сталобетонні та сталезалізобетонні конструкції, які не лише відповідають зазначеним вимогам, а й надійні у роботі і достатньо ефективні в умовах реконструкції наявних громадських і виробничих будівель.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Під час спорудження артилерійського містечка у Батумі військовий інженер Д. Жарінцев 1855 року звів бетонну стінку, яка була армована прокатним металом.

У 1957 році Р. В. Воронков у плитах з профільованим настилом зумів сумістити функції металевого листа як ізоляції і несучої арматури [1]. Експериментально-теоретичним шляхом було встановлено, що плити з листовою арматурою за несучою здатністю мало чим різняться та дуже близькі до плит, армованих арматурними стрижнями. Відтоді дедалі більше уваги як в закордонній, так і у вітчизняній практиці, приділяють дослідженню залізобетонних конструкцій, що містять листову «арматуру-опалубку».

Інженер А. Біргером (Бельгія) ще на початку 70-х років експериментально дослідив сталобетонні балки системи «УІЛІСТРЕС», які армувалися комплексно високоміцними сталевими попередньо напруженими пучками та металевими листами, розташовуваними у розтягнутій і стиснутій зонах, та впровадженими у реальному будівництві.

Сталобетонні балки, зовнішнє армування яких виконано зі сталевих листів, мають властивості біологічного захисту від різноманітних радіоактивних випромінювань, і їх можна використовувати для споруд АЕС. Прикладом використання таких балкових конструкцій була Німеччина, за будівництва АЕС «Норд-2» у місті Грайсвальді. Терміни будівництва, за використання таких сталобетонних конструкцій, скоротилися на 20%. Такі конструкції одночасно виконували захист як біо-, так і гідроізоляції, окрім того, для їх виготовлення не потрібно було використовувати опалубки.

У великих містах світу в будівництві різноманітних будівель і споруд використовували комплексні сталобетонні конструкції, основними конструктивними елементами в яких є бетон і сталевий лист. Варто зазначити висотні будівлі: «Уілліс-Тауер», (108 поверхів, висота 443 м, м. Чикаго, США), у будівництві якого використовували сталобетонні плити, армовані профнастилом, що дало змогу знизити вагу перекриття близько на 45-50%; Тайбей 101, острів Тайвань (чотири

пари надзвичайно міцних колон розміром 2,4 x 3 м у поперечному перерізі, по одній на кожній стороні будівлі, і серцевина з 16 колон втримують цю будівлю у вертикальному положенні. Між 25-м і 77-м поверхами ці бетонні колони підсилені сталевим корпусом, що і є своєрідним доказом використання так званих сталезалізобетонних конструкцій.

В Україні є низка наукових шкіл, які досконало вивчають такі конструкції (у Полтаві, Києві та Донецьку, у Львові та Харкові).

Із 1967 року кафедра будівельних конструкцій НУ «Львівська політехніка» та згодом і кафедра будівельних конструкцій ЛНАУ під керівництвом професора, доктора технічних наук Ф. Є. Клименка [5], проводила дослідження сталобетонних плит і балок із звичайною і високоміцною напруженою полосовою арматурою. У дослідженнях брали участь Барабаш В. М., Барабаш В. М., Бліхарський З.Я., Боднарчук Т. Б., Бобало Т. В., Гайдаш М.Л., Гавриляк А.І., Добрянський І.М., Демчина Б.Г., Кінаш Р.І., Крамарчук П.П., Крочак О.В., Крамарчук А.П., Коваль П.М., Мельник І.В., Мазурак А.В., Холод П.Ф., Шмиг Р.А., Фамуляк Ю.Є., Фабрика Ю.М., Шевчук С.Г., Шеховцов Ф.Я., Ільницький Б.М. та інші.

Крім того, розробку й дослідження сталобетонних та сталезалізобетонних конструкцій вивчали колективи, очолювані видатними вченими і науковцями України: О. Б. Голишевим, В. І. Єфименком, Л. І. Стороженком [9], О. В. Семком [8], Е. Чихладзе [11], О. Л. Шагіним та ін.

Постановка завдання. Наше завдання – аналіз проведених сучасних досліджень стосовно сталобетонних та сталезалізобетонних конструкцій.

Виклад основного матеріалу. До сталобетонних конструкцій із зовнішнім армуванням належать: плити, армовані сталевим профнастилом; конструкції, облицьовані сталевими листами, які включені в сумісну роботу з бетоном у спеціальних залізобетонних спорудах (наземні й підземні резервуари і ємкості, технологічні і транспортні тунелі, насосні станції, фундаменти під обладнання, опускні колодязі, захисні оболонки атомних електростанцій); лінійні сталобетонні балкові елементи, армовані звичайною і високоміцною попередньо напруженою зовнішньою арматурою; колони, виготовлені з брускових елементів з використанням зовнішнього армування у вигляді чотирьох кутників; сталобетонні ферми з гнутих профілів, сталобетонні ригелі та інші види конструкцій [5].

До сталезалізобетонних конструкцій належать: сталезалізобетон із зовнішнім суцільним армуванням, у тому числі трубобетонні елементи з різними формами перерізу; сталезалізобетон із зовнішнім наскрізним армуванням, насамперед брускові елементи, а також елементи, що виникають під час обетонування порожнин сталевих наскрізних колон; сталобетон у вигляді залізобетону з внутрішньою жорсткою арматурою; сталезалізобетон у вигляді сталевих конструкцій із прибетонованими до їх стиснутих елементів залізобетонними частинами, сумісна робота яких забезпечується анкерами, упорами, приклеюванням тощо; сталезалізобетон у наскрізних складених конструкціях тощо [8].

Дослідження міцності та деформативності сталезалізобетонних балкових конструкцій здійснено у праці [12]. Автор провів експериментальні випробування різних типів зв'язків-анкерів залізобетонної плити-полички з верхньою поличкою

сталевого двотавра, вивчав вплив ширини залізобетонної полицки на несучу здатність і деформативність сталезалізобетонної конструкції загалом; запропонував інженерний метод розрахунку сталезалізобетонних балкових конструкцій, що працюють на згин.

У праці [13] досліджено несучу здатність та деформативність сталебетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування із хвилястих настилів. Проведені експериментальні дослідження показали, що використання анкерів зі смуг, вирізаних із хвилястого листа, дало змогу повністю ліквідувати зсув бетону відносно хвилястого листа. Автор запропонував розрахунковий апарат для визначення прогинів і несучої здатності багатопрогінних балкових плит із зовнішнім армуванням хвилястими листами, у тому числі з додатковим армуванням стрижневою арматурою шару бетону. Автор впровадив низку результатів наукових досліджень на реальних будівельних об'єктах України.

Міцність та деформативність сталебетонних балок, які армувалися високоміцною арматурою в поєднанні зі стрічковою, проведено у праці [2]. У результаті експериментально-теоретичних досліджень отримано результати щодо відсотка армування високоміцною стрижневою арматурою у поєднанні зі стрічковою сталлю марки С275, на міцнісні та деформівні характеристики таких конструкцій.

Міцність і деформативність згинальних елементів із тонкостінних труб квадратного перетину, заповнених бетоном, подано у праці [10]. У результаті проведених експериментальних досліджень автор дослідила напружено-деформований стан сталезалізобетонних балок із зовнішнім армуванням квадратними трубчастими профілями з різних класів бетону; розробила методику розрахунку міцності згинальних елементів за нормальними та похилими перетинами та оцінила напружено-деформований стан згинальних елементів з використанням деформативної моделі.

Напружено-деформований стан збірно-монолітних сталезалізо-бетонних балок з урахуванням фізичної нелінійності подано у праці [3]. У результаті експериментально-теоретичних досліджень отримано нові форми сталезалізобетонних балок; розроблено пропозиції до методів розрахунку та конструювання збірно-монолітних сталезалізобетонних балок і вибору їх оптимальних геометричних розмірів та армування.

Унаслідок проведених експериментальних досліджень у праці [6] отримано результати напружено-деформованого стану наскрізних залізобетонних конструкцій зі зовнішнім листовим армуванням та встановлено характер їх руйнування.

Нові конструктивні рішення вузлів з'єднання залізобетонного монолітного безбалкового безкапітельного перекриття зі сталезалізобетонними колонами зі швелерів, заповнених бетоном, розроблено у праці Т. А. Дмитренка. Автор отримав нові теоретичні та експериментальні дані щодо несучої здатності та напружено-деформованого стану запропонованих вузлових з'єднань за дії статичного навантаження та подав методику розрахунку таких з'єднань.

У праці [7] досліджені напружено-деформований стан та міцність закладних деталей вузлів сталезалізобетонних рам. На підставі проведених

експериментально-теоретичних досліджень автор розробив низку типових рішень закладних деталей для вузлів сталезалізобетонних рам.

Окрім зазначених робіт, чимало науковців досліджують балкові конструкції та стійки, які армуються просічно-витяжним листом, що свідчить про перспективність такого виду армування. Варто зазначити, що такі роботи виконували під керівництвом д.т.н., професора Добрянського І.М. у ЛНАУ (м. Дубляни) на кафедрі будівельних конструкцій та д.т.н. професором Шмуклера В.С. у м. Харкові.

Висновки. На основі поданого матеріалу можна дійти висновку, що застосування сталобетонних та сталезалізобетонних конструкцій за спорудження будівель та споруд дає змогу отримати значну економію основних будівельних матеріалів порівняно з традиційними залізобетонними, та потребує подальшого ґрунтового дослідження таких конструкцій.

Бібліографічний список

1. Воронков Р. В. Железобетонные конструкции с листовым армированием / Р. В. Воронков. – Л. : Стройиздат, 1975. – 144 с.
2. Бобало Т. В. Міцність та деформативність сталобетонних балок, армованих високоміцною стержневою арматурою в поєднанні з стрічковою : автореф. дис ... канд. техн. наук / Т. В. Бобало. – Львів, 2013. – 21 с.
3. Бібік Д. В. Напружено-деформований стан збірно-монолітних сталезалізобетонних балок з урахуванням фізичної нелінійності: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук / Д. В. Бібік. – Полтава, 2011. – 19 с.
4. Кушнір Ю. О. Розрахунок міцності нормального перерізу попередньо напружених сталезалізобетонних балок з бетонною верхньою полицею без елементів зчеплення / Ю. О. Кушнір // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури. – 2013. – Вип. 3. – С. 107-113.
5. Клименко Ф. Е. Сталобетонные конструкции с внешним полосовым армированием / Ф. Е. Клименко. – К. : Будівельник, 1984. – 88 с.
6. Магас Н. М. Наскрізнi залізобетонні конструкції з зовнішнім листовим армуванням : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук / Н. М. Магас. – Полтава, 2013. – 20 с.
7. Малюшицький О. В. Напружено-деформований стан та міцність закладних деталей вузлів сталезалізобетонних рам : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук / О. В. Малюшицький. – Полтава, 2012. – 20 с.
8. Високоєфективні технології та комплексні конструкції в будівництві : монографія / [Онищенко О. Г., Пічугін С. Ф., Онищенко В.О. та ін.]. – Полтава : ПФ «Форміка», 2009. – 305 с.
9. Стороженко Л. І. Труобетон : монографія / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, О. І. Лапенко. – Полтава : АСНІ, 2010. – 305 с.
10. Стовба Л. М. Експериментальні дослідження несучої здатності згинальних труобетонних елементів квадратного перерізу / Л. М. Стовба // Галузеве машинобудування, будівництво : зб. Полтавського нац. техн. ун-ту ім. Ю. Кондратюка. – 2009. – Вип. 2. – С. 95-102.
11. Чихладзе Е. Д. Удосконалення методів розрахунку і проектування сталобетонних і сталевих конструкцій промислових будівель і споруд / Е. Д. Чихладзе. – Харків, 2002. – 126 с.
12. Фабрика Ю. М. Міцність і деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій / Ю. М. Фабрика, Ф. Є. Клименко, Р. А. Шмиг. – Львів : Априорі, 2007. – 136 с.

13. Шевчук С. Г. Несуча здатність та деформативність сталобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування із хвилястих настилів : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня кан. техн. наук / С. Г. Шевчук. – Львів, 2010. – 21 с.

Бурченя С. Огляд сучасних досліджень сталобетонних та сталезалізобетонних конструкцій

Подано класифікацію сталобетонних та сталезалізобетонних конструкцій, їх основне застосування, а також аналіз сучасних досліджень таких конструкцій, та описано загальну роботу під навантаженням.

Ключові слова: сталобетон, сталезалізобетон, зовнішнє армування, листова арматура, стрічкове армування.

Burchenya S. Overview of current research of steel-concrete and composite steel and concrete constructions

The article classification steel-concrete and composite steel and concrete constructions, their primary use and analysis of current research structures and describes the basic operation under load.

Key words: steel-concrete, composite steel and concrete, outer reiforseing, sheet armature, band reiforsing.

Бурченя С. Обзор современных исследований сталобетонных и стале-железобетонных конструкций

Представлена классификация сталобетонных и сталежелезобетонных конструкций, их основное применение, а также анализ современных исследований таких конструкций, и описана общая работа под нагрузкой.

Ключевые слова: сталобетон, сталежелезобетон, внешние армирование, листовая сталь, ленточное армирование.

Стаття надійшла 24.05.2017.

УДК 624.154.546.012.45

**ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ МЕТОДИК ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ
ЗДАТНОСТІ БУРОНАБИВНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МІКРОПАЛЬ**

*О. Гнатюк, к. т. н., М. Лапчук, старший викладач
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Вартість фундаментів і підготовки основ залежно від виду будівництва і від умов проведення будівельних робіт коливається в широких межах: від 5 до 25% загальної вартості робіт. Величезні затрати на влаштування основ і фундаментів визначають високий економічний ефект від зусиль, спрямованих на вдосконалення методів проектування і способів виконання робіт у цій галузі будівництва.

Поряд із подальшим розвитком сучасних методів спорудження фундаментів, впровадженням новітніх способів виконання робіт і удосконаленням конструкцій фундаментів потрібно розвивати наукову базу фундаментобудування, зокрема методи визначення несучої здатності мікропаль, що дасть змогу максимально ефективно використати їх несучу здатність.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Згідно з чинними нормами ДБН В.2.1-10-2009 «Основи і фундаменти будівель і споруд» [1] несучу здатність паль за властивостями ґрунтової основи належить визначати розрахунковими методами та за даними польових випробувань. Розрахункові методи виконують із використанням формул та табличних значень розрахункового опору ґрунту згідно з [1] або із застосуванням математичного моделювання роботи палі сумісно з ґрунтовою основою. Визначення несучої здатності буронабивних паль за властивостями ґрунтової основи за даними польових випробувань виконують: випробуванням натурних паль статичними навантаженнями та встановленням значення граничного опору паль за даними статичного зондування ґрунтів.

Норми СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты» [2] рекомендують розрахунок осідання паль у білінійній постановці. Кафедра будівельних конструкцій ЛНАУ розробила математичну модель роботи палі під навантаженням у багатошаровій ґрунтовій основі [3].

Сьогодні для проектування пальових фундаментів розроблено багато вирахувальних комплексів, серед яких найчастіше використовують «Plaxis 2D Foundation», «Scad», «Base», «RSoil», «Мономах».

Постановка завдання. Завдання наукового дослідження – експериментально-теоретичне вивчення та порівняння роботи натурних зразків буронабивних залізобетонних мікропаль та оцінки їх несучої здатності за різними методиками.

Виклад основного матеріалу. Для дослідження та оцінки несучої здатності буронабивних залізобетонних мікропаль було вибрано чотири варіанти: з різними геометричними характеристиками зі змінною довжиною та наявністю поширення.

Усі буронабивні залізобетонні мікропалі були виготовлені за технологією «БКФ «Основа» [4]. Буронабивні мікропалі виготовляли у попередньо пробурених методом шнекового буріння свердловинах діаметром 175 мм з розширенням 350 мм. Бетонували палі литим бетоном класу С12/15 з використанням бетонолітної труби після встановлення в них окремих стрижнів $\varnothing 12$ класу А400С на повну довжину палі за ДСТУ 3760:2006. Буронабивні мікропалі МП-1 та МП-2 виготовляли без розширення довжиною $l = 3$ м; МП-3 – з розширенням довжиною $l = 3$ м; МП-4 – з розширенням довжиною $l = 4$ м; МП-5 – з розширенням довжиною $l = 5$ м.

Експериментальні дослідження виконували за схемою статичного вдавлювання. Випробовували палю монотонним способом ступінчасто-зростальним навантаженням відповідно до вимог [5]. Згідно з критерієм (п.8.2.4 [5]) несуча здатність дослідних натурних зразків мікропаль становила 95 і 105 кН (середня – 100 кН) для МП-1 і МП-2; 158,33 кН для МП-3; 170,83 кН для МП-4 та 195,83 кН для МП-5.

Для теоретичних розрахунків було прийнято: методику розрахунку несучої здатності буронабивних залізобетонних мікропалі згідно з [1] та з використанням програмного комплексу «Base», розрахунок осідання палі в білінійній постановці за [2], математичну модель для визначення осідання палі залежно від навантаження та зміни її геометричних параметрів [3]. Для останніх двох методик несучу здатність приймали аналогічно як для польових випробувань за досягнення граничного осідання $s_{\text{г}} = 40$ мм. Результати порівняння дослідних та теоретичних значень несучої здатності подані у таблиці.

Таблиця
Порівняння теоретичних і експериментальних значень несучої здатності мікропалі

Дослідні зразки	Показник	Теоретичні значення N_d				Експериментальні значення N_e
		За ДБН В.2.1-10-2009	Програма «Base»	За СП 24.13330.2011	Розрахунки за моделлю	
МП-1,2 ($\ell = 3$ м) (без поширення)	Несуча здатність $F_d, (F_d/F_e)$ кН(%)	31,86 (32%)	35,76 (36%)	30,51 (31%)	112 (112%)	100 (100%)
	Допустиме н-ня $N_d (N_d/N_e)$, кН(%)	22,75 (27%)	25,54 (31%)	21,79 (26%)	80 (96%)	83,33 (100%)
МП-3 ($\ell = 3$ м) (з поширенням)	Несуча здатність $F_d, (F_d/F_e)$ кН(%)	55,2 (29%)	71,84 (38%)	65,35 (34%)	197 (104%)	190 (100%)
	Допустиме н-ня $N_d (N_d/N_e)$, кН(%)	39,43 (25%)	51,31 (32%)	46,68 (29%)	140,7 (89%)	158,33 (100%)
МП-4 ($\ell = 4$ м) (з поширенням)	Несуча здатність $F_d, (F_d/F_e)$ кН(%)	71,65 (35%)	89,43 (44%)	76,25 (37%)	228 (111%)	205 (100%)
	Допустиме н-ня $N_d (N_d/N_e)$, кН(%)	51,18 (30%)	63,9 (37%)	54,46 (32%)	162,85 (95%)	170,83 (100%)
МП-5 ($\ell = 5$ м) (з поширенням)	Несуча здатність $F_d, (F_d/F_e)$ кН(%)	89,78 (38%)	112,32 (48%)	99,55 (42%)	265 (113%)	235 (100%)
	Допустиме н-ня $N_d (N_d/N_e)$, кН(%)	64,13 (33%)	80,23 (41%)	71,11 (36%)	189,28 (97%)	195,83 (100%)

У результаті інженерно-геологічних досліджень на випробувальному полігоні кафедри будівельних конструкцій ЛНАУ було виявлено такі нашарування ґрунтів основи:

- насипний ґрунт з об'ємною вагою $\gamma_{\text{II}} = 16$ кН/м³ товщиною 0,3 м;
- ущільнений ґрунт, характеристики якого відповідають суглинку тугопластичному з такими характеристиками: $\gamma_{\text{II}} = 16,6$ кН/м³, коефіцієнт пористості $e = 0,93$, кут внутрішнього тертя $\varphi = 17^\circ$, питоме зчеплення $c = 15$ кПа, модуль пружності $E = 8,5$ МПа – від глибини 0,3 до 1,2 м;
- супісок пластичний: $\gamma_{\text{II}} = 18,0$ кН/м³, $e = 0,7$, $\varphi = 25,5^\circ$, $c = 14$ кПа, $E = 21$ МПа – нижче.

Грунтових вод у межах розвіданої товщини нашарувань основи не виявлено.

Висновки

1. Проведені експериментальні та теоретичні дослідження роботи буронабивних залізобетонних мікропалів на дію вертикальних навантажень та виконано порівняльний аналіз їх результатів.

2. Порівняльний аналіз результатів визначення несучої здатності дослідних зразків мікропалів за різними методиками показав, що:

- розрахунок за нормами ДБН В.2.1-10-2009 забезпечує в середньому 30% несучої здатності та 30% допустимого навантаження відносно даних, отриманих за результатами експериментальних випробувань;

- розрахунок за допомогою програми «Base» – 42 та 36 %;

- розрахунок за нормами СП 24.13330.2011 – 36,5 та 31 %;

- розрахунок із застосуванням математичної моделі – 107,5 та 93 %.

Отже, найдостовірніші дані у визначенні несучої здатності та допустимого навантаження забезпечує математична модель, причому в усіх випадках значення несучої здатності завищені, інші методи розрахунку забезпечують занижені значення, причому зі збільшенням довжини палів достовірність результатів зростає.

Бібліографічний список

1. ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування» зі зміною 1,2. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 96 с.

2. СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты» (Актуализированная редакция. СНиП 2.02.03-85.). – М., 2011. – 90 с.

3. Стрембіцький Б. Я. Дослідження несучої здатності буронабивних мікропалів з розширеною п'ятою у ґрунтах різного типу [Текст]: дипломна робота на здобуття ступеня магістра будівництва. – Львів : Львівський НАУ, 2016. – 100 с.

4. ПП БКФ Основа [Електронний ресурс]. – Режим доступу: URL : <http://pposnova.lviv.ua/buronabuvni.html>.

5. ДСТУ Б В.2.1-27:2010 Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань / Державний комітет України у справах містобудування і архітектури. – К. : Укрархбудінформ, 2011. – 14 с.

Гнатюк О., Лапчук М. Порівняльний аналіз методик визначення несучої здатності буронабивних залізобетонних мікропалів

Проведено експериментально-теоретичні дослідження несучої здатності буронабивних залізобетонних мікропалів за різними методиками та здійснено порівняльний аналіз отриманих результатів.

Ключові слова: буронабивні залізобетонні мікропалі з поширеною п'ятою, несуча здатність, порівняння, аналіз, різні методики, інженерно-геологічні умови.

Hnatiuk O., Lapchuk M. Comparative analysis of methods determining bearing capacity of drill-impact micropiles

Experimental and theoretical research of the bearing capacity of drill-impact micropiles different methods and comparative analysis of the results were conducted.

Key words: drill-impact micropiles with enlarged toe, carrying capacity, comparison, analysis, different methods, geotechnical conditions.

Гнатюк А., Лапчук М. Сравнительный анализ методик определения несущей способности буронабивных железобетонных микросвай

Проведены экспериментально-теоретические исследования несущей способности буронабивных железобетонных микросвай с помощью разных методик и сравнительный анализ полученных результатов.

Ключевые слова: буронабивные железобетонные микросваи с уширенной пятой, несущая способность, сравнение, анализ, разные методики, инженерно-геологические условия.

Стаття надійшла 04.09.2017.

УДК 539.3

РОЗРАХУНКОВА МОДЕЛЬ ІЗОТРОПНОЇ ПЛИТИ, ЗМІЦНЕНОЇ ПРОСТОРОВОЮ ФЕРМОЮ

М. Делявський, д. т. н.

Технологічно-природничий університет в Бидгощі, Польща,

Д. Буханец, інженер

Вища господарська школа в Бидгощі, Польща

Постановка проблеми. Розглянуто певний тип мостової конструкції, складеної з ізотропної прямокутної плити (помосту), вільно спертої на поперечних краях, і просторової ферми, яка утворена з двох плоских ферм, жорстко з'єднаних по верху за допомогою окремих стрижнів (рис. 1).

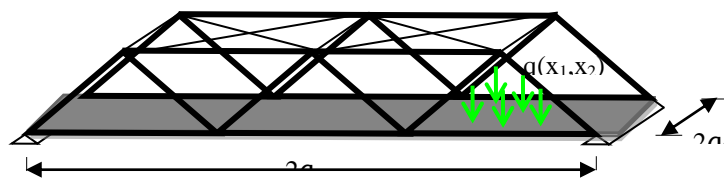


Рис. 1. Схема мостової конструкції

Ферми, на рівні нижнього поясу, жорстко з'єднані в окремих вузлах з поздовжніми краями плити. Таке з'єднання не дає змоги тим вузлам вільно обертатися навколо поздовжньої осі поясу. Не з'єднані частини краю плити можуть обертатися вільно [1].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Останнім часом загальноприйнятим і найпоширенішим методом вирішення інженерних проблем є метод скінчених елементів, який має практично необмежені можливості розрахунку конструкції. Суттєвим недоліком методу є недостатньо висока точність розрахунку. Тому актуальними залишаються питання створення нових аналітичних

і аналітико-чисельних методів розрахунку конструкцій. Один з таких методів розроблений у нашому дослідженні.

Постановка завдання. Наше завдання – розглянути модель мостової конструкції, яка складається з плити і двох з'єднаних між собою плоских ферм. У моделі конструкцію умовно поділяємо на окремі частини: плиту і плоску ферму, які називаємо макроелементами.

Нехай ферма завантажена лише невідомими силами взаємодії T_s , прикладеними у вузлах нижнього поясу. Плита віднесена до декартової системи координат з початком у її геометричному центрі. Осі $0x_1$ і $0x_2$ розміщені в серединній площині плити, а вісь $0x_3$ спрямована донизу, утворюючи праву систему координат (рис. 2).

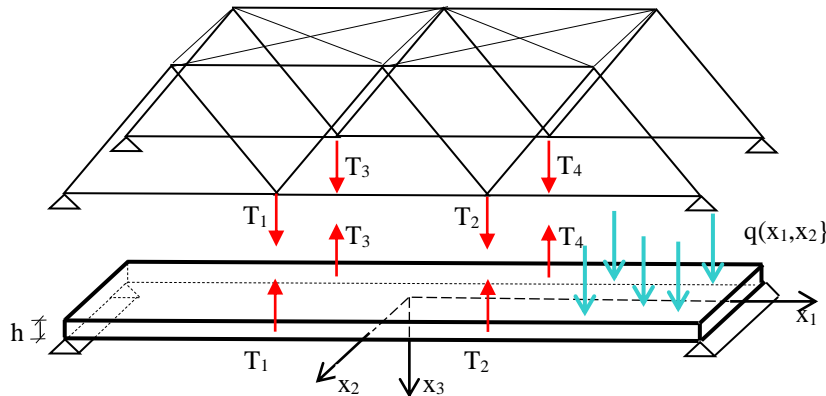


Рис. 2. Розрахункова схема конструкції

Плита завантажена на верхній стороні поперечним навантаженням $q(x_1, x_2)$ і невідомими зусиллями, прикладеними до спільних з фермою вузлів [2-4].

Посаднанням окремих макроелементів будується модель мостової конструкції.

Виклад основного матеріалу. Основне рівняння згину тонкої ізотропної плити має вигляд:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x_1^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x_1^2 \partial x_2^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial x_2^4} = \frac{q}{D}, \quad (1)$$

де w – функція прогину плити; D – її циліндрична жорсткість.

Розв'язок рівняння (1) запишемо у вигляді [5]:

$$w(x_1, x_2) = \sum_{k=1}^{\infty} \sum_{v=1}^4 \sum_{j=1}^2 \left\{ R_{(v)2k}^{[j]} W_{(v)2k}^{[j]}(x_1, x_2) + R_{(v)1k}^{[j]} W_{(v)1k}^{[j]}(x_1, x_2) \right\} + \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} W_{mn}^*(x_1, x_2) \quad (2)$$

Вирази за невідомими параметрів $R_{(v)2k}^{[j]}$ названо координатними функціями, а величини зі знаком «*» – функціями навантаження прогину плити. Вираз (2) запишемо у матричній формі [6]

$$w(x_1, x_2) = \llbracket W \rrbracket \{\{R\}\} + W^*, \quad (3)$$

де $\llbracket W \rrbracket$ є координатною матрицею прогину плити. Подібним чином запишемо вирази на дотичні переміщення, моменти, поперечні сили і узагальнені поперечні сили у плиті:

$$u_1 = \llbracket U \rrbracket \{\{R\}\} + U^*, \quad u_2 = \llbracket V \rrbracket \{\{R\}\} + V^*, \quad (4)$$

$$M_{11} = \llbracket X \rrbracket \{\{R\}\} + X^*, \quad M_{22} = \llbracket Y \rrbracket \{\{R\}\} + Y^*, \quad (5)$$

$$Q_2 = \llbracket G \rrbracket \{\{R\}\} + G^*; \quad V_2 = \llbracket L \rrbracket \{\{R\}\} + L^* \quad (6)$$

Якщо на конструкцію діє лише навантаження, перпендикулярне до серединної площини плити, як у розглядуваному випадку, то поздовжніми силами в такій конструкції можна знехтувати.

Тоді розрахунок ферми зводиться до визначення вертикальних переміщень окремих її вузлів, спільних з плитою.

Оскільки конструкція симетрична, то для визначення тих переміщень можна обмежитися лише однією плоскою фермою (рис. 3).

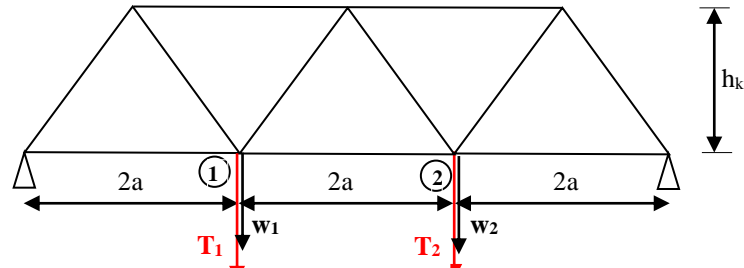


Рис. 3. Частина просторової ферми

Застосовуючи принцип віртуальної роботи, визначаємо переміщення вузлів 1 і 2, спричинених невідомими силами T_1 і T_2 :

$$w_1 = \frac{1}{9h_k^2 EA} \left[T_1 (12b^3 + 68a^3) + T_2 (6b^3 + 58a^3) \right],$$

$$w_2 = \frac{1}{9h_k^2 EA} \left[T_1 (6b^3 + 58a^3) + T_2 (12b^3 + 68a^3) \right], \quad (7)$$

де $b = \sqrt{h_k^2 + a^2}$. Переміщення протилежної частини ферми такі самі:

$$w_1 = w_3, \quad w_2 = w_4. \quad T_s \quad (s = 1 \div 4).$$

Модель мостової конструкції будуюмо з'єднанням окремих макроелементів. Для цього поздовжній край плити K_p подаємо як суму двох множин: дискретної частини K_w , спільної з фермою, і неперервної вільної частини K_s краю плити:

$$K_p = K_w + K_s. \quad (8)$$

Далі неперервну частину краю дискретизуємо, подаючи множину K_p як n -елементну множину, що містить m вільних вузлів і $s = n - m$ спільних вузлів.

У вільних вузлах записуємо краєві умови для згинального моменту і узагальненої поперечної сили:

$$\begin{aligned} M_{22}(x_{1s} \pm a_2) &= \llbracket Y(x_{1s} \pm a_2) \rrbracket \{\{R\}\} + Y^*(x_{1s} \pm a_2) = 0, \\ V_2(x_{1s} \pm a_2) &= \llbracket L(x_{1s} \pm a_2) \rrbracket \{\{R\}\} + L^*(x_{1s} \pm a_2) = 0. \end{aligned} \quad (9)$$

До спільних вузлів плити і ферми прикладаємо невідомі сили взаємодії $T(x_{1s}) = T_s$ і записуємо умову:

$$Q_2(x_{1s} \pm a_2) = \llbracket G(x_{1s} \pm a_2) \rrbracket \{\{R\}\} + G^*(x_{1s} \pm a_2) = T_s. \quad (10)$$

У результаті з'єднання по верху плоских ферм їх дотичні переміщення u_2 будуть нульовими

$$u_2(x_{1s} \pm a_2) = \llbracket V(x_{1s} \pm a_2) \rrbracket \{\{R\}\} + V^*(x_{1s} \pm a_2) = 0 \quad (11)$$

Відповідно, нульовими будуть повороти спільних вузлів нижнього поясу ферми і краю плити навколо своєї осі.

На поперечних краях плити мають бути виконані кінематичні і статичні умови:

$$\begin{aligned} w(\pm a_1, x_2) &= \llbracket W(\pm a_1, x_2) \rrbracket \{\{R\}\} + W^*(\pm a_1, x_2) = 0, \\ M_{11}(\pm a_1, x_2) &= \llbracket X(\pm a_1, x_2) \rrbracket \{\{R\}\} + X^*(\pm a_1, x_2) = 0. \end{aligned} \quad (12)$$

Збудована модель містить $4K$ довільних сталих, які визначаються з краєвих умов, записаних у вибраних точках на краю плити.

Щоб визначити невідомі сили взаємодії, накладаємо додаткові обмеження, що вертикальні переміщення спільних вузлів плити і ферми мусять бути однакові.

$$w_p(x_{1s}, a_2) = w_k(x_{1s}) \quad (13)$$

Щоб записати цю умову, подібно до (12), вираз (7) на прогин плити подаємо в матричній формі [6]:

$$w_k(x_{1s} \pm a_2) = [k] \{T\} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{1s} \\ k_{21} & k_{22} & k_{2s} \\ k_{s1} & k_{s2} & k_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \\ T_s \end{Bmatrix} \quad (14)$$

Враховуючи залежності (3) і (14), умову (13) зводимо до матричного вигляду:

$$w(x_{1s}, a_2) = \llbracket W \rrbracket \left\{ \begin{Bmatrix} R \\ T \end{Bmatrix} \right\} + W^*(x_{1s}) = [k] \{T\} \quad (15)$$

або

$$\llbracket W \rrbracket \left\{ \begin{Bmatrix} R \\ T \end{Bmatrix} \right\} + W^* - [k] \{T\} = 0 \quad (16)$$

Записуючи вираз (15) у матричній формі:

$$w(x_{1s}, \pm a_2) = \llbracket W(x_{1s}, \pm a_2) \rrbracket - [k(x_{1s})] \left\{ \begin{Bmatrix} R \\ T \end{Bmatrix} \right\} + W^*(x_{1s}, \pm a_2) = 0, \quad (17)$$

отримуємо краєву умову, подібну до умови (12). Різниця полягає в тому, що тут введені розширена краєва матриця і розширений вектор невідомих. Так само запишемо інші краєві умови:

$$\begin{aligned} u_2(x_{1s}, \pm a_2) &= \llbracket V(x_{1s}, \pm a_2) \rrbracket - [O] \left\{ \begin{Bmatrix} R \\ T \end{Bmatrix} \right\} + V^*(x_{1s}, \pm a_2) = 0 \\ Q_2(x_{1s}, \pm a_2) &= \llbracket G(x_{1s}, \pm a_2) \rrbracket - [I] \left\{ \begin{Bmatrix} R \\ T \end{Bmatrix} \right\} + G^*(x_{1s}, \pm a_2) = 0 \\ M_{22}(x_{1m}, \pm a_2) &= \llbracket Y(x_{1m}, \pm a_2) \rrbracket - [O] \left\{ \begin{Bmatrix} R \\ T \end{Bmatrix} \right\} + Y^*(x_{1m}, \pm a_2) = 0, \\ V_2(x_{1m}, \pm a_2) &= \llbracket L(x_{1m}, \pm a_2) \rrbracket - [O] \left\{ \begin{Bmatrix} R \\ T \end{Bmatrix} \right\} + L^*(x_{1m}, \pm a_2) = 0 \\ w(\pm a_1, x_{2s}) &= \llbracket W(\pm a_1, x_{2s}) \rrbracket - [O] \left\{ \begin{Bmatrix} R \\ T \end{Bmatrix} \right\} + W^*(\pm a_1, x_{2s}) = 0 \end{aligned} \quad (18)$$

$$M_{11}(\pm a_1, x_{2k}) = \llbracket X(\pm a_1, x_{2k}) \rrbracket - [O] \left\{ \begin{Bmatrix} R \\ T \end{Bmatrix} \right\} + X^*(\pm a_1, x_{2k}) = 0 \quad (19)$$

Отриману систему матричних рівнянь запишемо у вигляді узагальненого матричного рівняння:

$$\llbracket M \rrbracket \left\{ \begin{Bmatrix} R \\ T \end{Bmatrix} \right\} + \{P\} = 0 \quad (20)$$

На відміну від методу скінчених елементів, це рівняння є рівнянням нерозривності переміщень, моментів і поперечних сил в окремих вузлах на краю плити.

Під час обчислень прийнято спрощену модель мостової конструкції, згідно з якою множина K_s є пустою, а K_w – повною, тобто ферма неперервно з'єднана з краєм плити.

Наведемо приклад розрахунку. Навантаження на плиту сталє і дорівнює: $q = 10$ кН/м². До розрахунку вибрано такі параметри плити: модуль Юнга $E = 27000$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$, товщина плити $h = 0,3$ м, довжина – $2a_1 = 20$ м, ширина – $2a_2 = 10$ м. Висота ферми вибрана $h = 5$ м; модуль Юнга матеріалу

стрижнів $E = 205000$ МПа, площа поперечного перерізу стрижня $A = 20$ см². Умови неперервності прогинів спільної частини плити і ферми виконано в десяти точках, рівномірно розміщених уздовж нижнього поясу ферми.

Надалі розглянемо два типи ферм: статично визначена і статично невизначена.

Табл. 1 ілюструє точність задоволення умов неперервності прогинів плити і статично визначеної ферми у вільних (не спільних) точках.

Таблиця 1

Задоволення умов неперервності прогинів плити і статично визначеної ферми

x_1	(0,5)	(1,5)	(2,5)	(3,5)	(4,5)	(5,5)	(6,5)	(7,5)	(8,5)	(9,5)
Ферма, см	2,4103	2,1879	1,9100	1,6932	1,4432	1,2067	0,9633	0,7234	0,4821	0,2406
Плита, см	2,4103	2,1693	1,9282	1,6872	1,4462	1,2051	0,9641	0,7231	0,4820	0,2410
Різниця, %	0,000	0,860	0,945	0,356	0,204	0,133	0,087	0,044	0,017	0,154

Табл. 2 містить значення прогинів краю плити ($x_2 = 5$), зміцненої фермою (верхній рядок), і вільної плити (нижній рядок). Прогин плити без ферми майже у 15 разів більший, аніж плити, зміцненої фермою.

Верхній рядок таблиці поділено на три рядки: перший містить результати, отримані розробленим методом; другий рядок отримано методом скінчених елементів у програмі «Robot Milenium», а третій рядок становить відносну різницю результатів, отриману такими методами. Найбільше відхилення результатів (близько 7%) спостерігаємо в середині краю плити. Із наближенням до вершини плити та різниця зменшується до нуля.

Таблиця 2

Значення прогинів краю плити

$x_1 =$	0,0	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
Плита з фермою, см	1,906	1,730	1,510	1,339	1,141	0,955	0,761	0,572	0,381	0,191	0,000
	2,103	1,819	1,600	1,420	1,220	1,139	0,795	0,591	0,390	0,205	0,000
	10,5 %	6,9%	6,6%	6,0%	5,7%	4,8%	4,4%	3,9%	2,9%	0,4%	0,000
Плита без ферми, см	27,31	26,98	26,01	24,40	22,20	19,45	16,21	12,55	8,569	4,346	0,000

Прогин у середині плити дорівнює $w(0;0) = 2,03737$ см.

У табл. 3 заміщені значення прогинів окремих точок центрального поперечного перерізу ($x_1 = 0$) плити. Перший рядок таблиці поділено на три рядки, сенс яких такий самий, як у попередній таблиці.

На рис. 4 подано графіки зміни прогину плити в її центральному перерізі ($x_1 = 0$) і на краю ($x_2 = a_2$) (рис. 5). Верхні графіки належать до плити, зміцненої фермою, а нижні відповідають плиті без ферми. Як бачимо, ефект зміцнення досить суттєвий. Зміцнення плити зменшує її прогин майже у 15 разів.

Таблиця 3

Значення прогинів центрального поперечного перерізу плити ($x_1 = 0$)

$x_2 =$	0,5	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,1	0,05	0,0
Плита з фермою, см	1,906	1,889	1,877	1,882	1,903	1,932	1,964	1,993	2,017	2,032	2,037
	2,091	2,003	2,039	1,990	2,033	2,021	2,038	2,069	2,080	2,090	2,010
	10,5 %	6,2%	6,0%	5,4%	5,3%	4,8%	4,0%	3,4%	3,0%	3,0%	3,0%
Плита без ферми, см	27,32	27,77	28,16	28,50	28,79	29,02	29,22	29,36	29,47	29,53	29,55

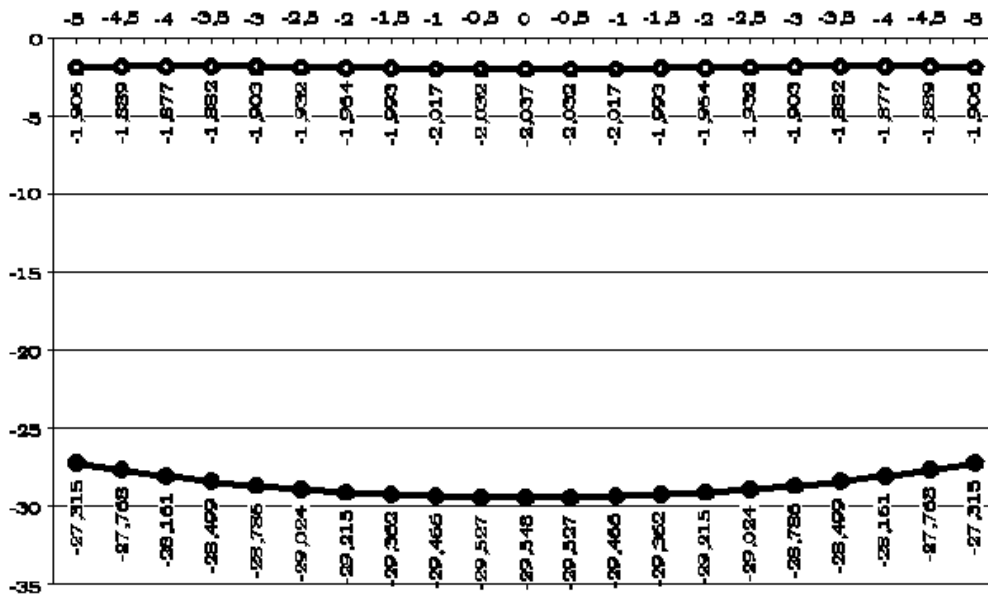


Рис. 4. Значення прогинів центрального перерізу плити ($x_1 = 0$)

Далі розглянемо плиту, один раз зміцнену статично невизначеною фермою з додатковою опорою в центрі.

У табл. 4 подані значення прогинів в окремих спільних точках плити і ферми.

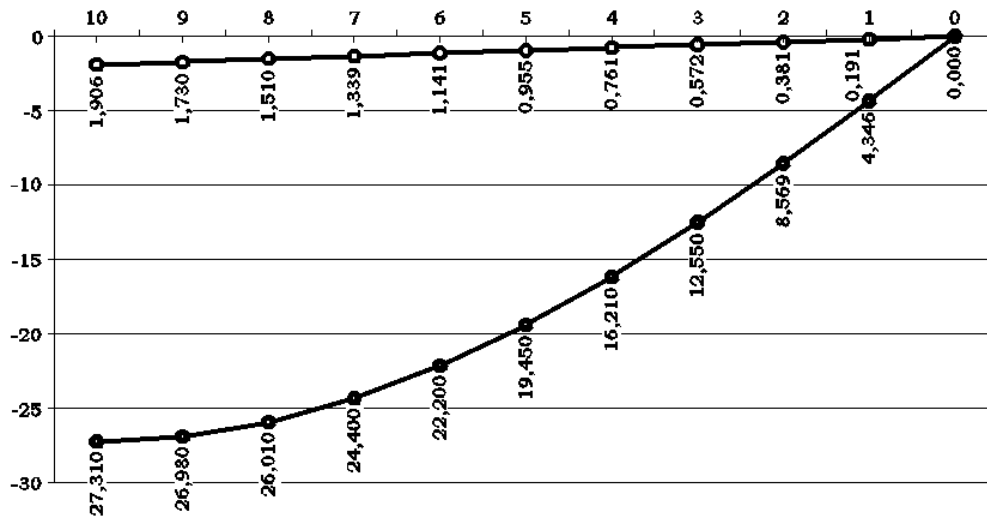


Рис. 5. Значення прогинів краю плити ($x_2 = 5$)

Таблиця 4

Значення прогинів спільної частини плити і ферми

Показник	(0,0;5)	(-0,5;5)	(-1,0;5)	(-1,5;5)	(-2,0;5)	(-2,5;5)	(-3,0;5)	(-3,5;5)
Ферма, см	0,0000	0,2471	0,4942	0,7413	0,9884	1,2355	1,4826	1,7297
Плита, см	0,0000	0,2550	0,4942	0,7937	0,9884	1,1924	1,4826	1,7750
Різниця, %	0,000	4,100	0,000	-6,607	0,000	3,614	0,000	-2,554
Показник	(-4,0;5)	(-4,5;5)	(-5,0;5)	(-5,5;5)	(-6,0;5)	(-6,5;5)	(-7,0;5)	(-7,5;5)
Ферма, см	1,9768	2,2239	2,4710	2,7181	2,9652	2,5946	2,2239	1,8533
Плита, см	1,9768	2,1635	2,4710	2,8309	2,9652	2,7091	2,2239	1,7917
Різниця, %	0,000	2,794	0,000	-3,984	0,000	-4,228	0,000	3,435
Показник	(-8,0;5)	(-8,5;5)	(-9,0;5)	(-9,5;5)				
Ферма, см	1,4826	1,1119	0,7413	0,3322				
Плита, см	1,4826	1,1567	0,7413	0,3326				
Різниця, %	0,000	-3,869	0,000	-0,000				

Максимальне відхилення прогинів плити і ферми, точка $(-6,0;5)$, дорівнює 2,9652 см, що приблизно становить 7 %. Графіки зміни прогину спільного краю плити і ферми подано на рис. 6.

Висновки

1. Запропоновано метод розрахунку ізотропної плити, зміцненої просторовою фермою.
2. Показано, що прогини плити і ферми неперервні на всій довжині нижнього поясу ферми.
3. Виявлено суттєвий вплив зміцнення на значення прогинів плити.
4. Встановлено, що поєднання плити і ферми майже у 15 разів зменшує прогин плити порівняно з плитою без ферми.

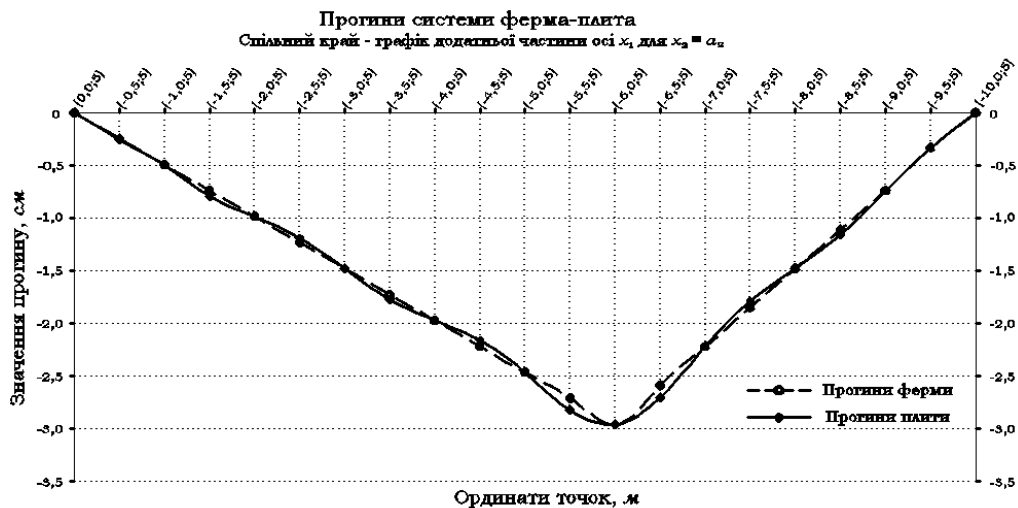


Рис. 6. Значення прогинів спільної частини плити і статично невизначеної ферми

Бібліографічний список

1. Delyavskyy M. Computational model of orthotropic slab reinforced with space truss, Bridges. Tradition and Future / M. Delyavskyy, M. Olejniczak, N. Zdobicka // University of Technology and Life Sciences in Bydgoszcz. – 2011. – С. 57–68.
2. Kamiński R. Analiza wpływu wzmocnienia konstrukcji mostowej na jej stan graniczny / R. Kamiński, K. Sychalska, M. Delyavskyy // SCIENTARIUM POLONORUM ACTA, Architektura, 8, 3-4. – 2009. – С. 33–47.
3. Метод розрахунку напруженого стану мостової конструкції / М. Делявський, Л. Онишко, Я. Нітка та ін. // Машинознавство. – 2004. – № 8. – С. 7–11.
4. Delyavskyy M. Metoda rozwiązywania układów płytowo kratowych. / M. Delyavskyy, A. Podhorecki, J. Nitka // Zeszyty Naukowe Katedry Mechaniki Stosowanej, 23, Gliwice. 2004. – С. 105–110.
5. Здобіцька Н. Моделювання напружено-деформованого стану плит на пружних основах методом конструкційних елементів / Н. Здобіцька, М. Делявський // Наукові нотатки : Міжвузівський збірник (за галузями знань «Машинобудування та металообробка», «Інженерна механіка», «Металургія та матеріалознавство»). – 2010. – № 27. – Луцьк. – С. 105–109.
6. Здобіцька Н. Матричний метод розрахунку плит на пружній основі Вінклера : сільськогосподарські машини / Н. Здобіцька, М. Делявський. – 2009. – № 19. – Луцьк. – С. 63–71.

Делявський М., Буханец Д. Розрахункова модель ізотропної плити, зміцненої просторовою фермою

Розглянуто спрощену модель мостової конструкції. Згідно з моделлю конструкція складається з двох частин: прямокутної вільноспертої ізотропної плити і просторової ферми, які названо макроелементами конструкції.

Розрахунок кожної частини проведено окремо в рамках відповідних математичних моделей. Плита завантажена активним зовнішнім навантаженням, пасивним навантаженням у вигляді опорних реакцій і невідомих зусиль взаємодії.

Ферма завантажена тільки силами взаємодії. Об'єднання (агрегація) окремих частин конструкції в цілісність полягає в задоволенні умов неперервності прогинів і сил взаємодії плити і ферми. Жорстке з'єднання плоских ферм по верху моделюється нульовими поворотами краю плити у спільних вузлах.

Проведено числові розрахунки, які підтверджують точність і ефективність запропонованого методу.

Ключові слова: мостова конструкція, плита помосту, просторова ферма, макроелементи, чисельні розрахунки.

Delyavskyy M., Byhanec D. Calculating model of isotropic plate connected with space truss

The article considers a simplified model of bridge construction. According to the model, the design consists of two parts: a rectangular free-hardened isotropic plate and a spatial farm, which are called macro-structural elements.

The calculation of each part is carried out separately in the ranges of the corresponding mathematical models. The plate is loaded with an active external load, a passive load in the form of reference reactions and unknown interaction efforts. The farm is loaded only by interaction. Integration (aggregation) of separate parts of the design into integrity consists in satisfaction of the conditions of continuity of deflections and forces of interaction of the plate and the farm. The rigid connection of flat trusses at the top is modeled by zero turns of the edge of the plate in the joint nodes. Numerical calculations are carried out confirming the accuracy and efficiency of the proposed method.

Key words: bridged construction, bridge plate, space truss, macroelements, numerical calculation.

Делявский М., Буханец Д. Расчетная модель изотропной плиты, усиленной пространственной фермой

Рассматривается упрощенная модель мостовой конструкции. Согласно модели конструкция состоит из двух частей: прямоугольной свободнолежащей изотропной плиты и пространственной фермы, которые названы макроэлементами конструкции.

Расчет каждой части выполнен отдельно в рамках соответствующих математических моделей. Плита загружена активной внешней нагрузкой, пассивной нагрузкой в виде опорных реакций и неизвестных усилий взаимодействия. Ферма загружена только силами взаимодействия. Объединение (агрегация) отдельных частей конструкции в целостность заключается в удовлетворении условий непрерывности прогибов и сил взаимодействия плиты и фермы. Жесткое соединение плоских ферм по верху моделируется нулевыми поворотами края плиты в общих узлах.

Проведены численные расчеты, подтверждающие точность и эффективность предложенного метода.

Ключевые слова: мостовая конструкция, плита помоста, пространственная ферма, макроэлементы, численные расчеты.

Стаття надійшла 30.06.2017.

УДК 624.154.546.012.45

РОЗВ'ЯЗОК МОДЕЛІ ПЕРЕМІЩЕННЯ ПАЛІ НА ПРИКЛАДІ ДВОШАРОВОГО ЗВ'ЯЗНОГО ПИЛУВАТО-ГЛИНИСТОГО ҐРУНТУ

*І. Добрянський, д. т. н., О. Гнатюк, к. т. н., М. Лапчук, старший викладач,
М. Івчук, асистент*

Львівський національний аграрний університет

Постановка проблеми. Для розв'язання задач механіки ґрунтів звичайно обмежуються вивченням лише механічних явищ і нехтують фізико-хімічними та іншими процесами, які відбуваються у ґрунтах. Отже, механіка ґрунтів має справу не з реальними гірськими породами як із природно-історичними тілами, а з їх певними механічними моделями – тілами зі значно спрощеними властивостями порівняно з фактичними ґрунтами. Істотне розходження між дійсними властивостями реальних ґрунтів та їх модельним відображенням привело до побудови складніших багатоелементних моделей із великою (але кінцевою) кількістю пружних і зв'язаних елементів. Автори статті запропонували розв'язати переміщення палі на прикладі одного з поширених геологічних елементів у заданій місцевості та описати взаємозалежності різних геометричних характеристик палі від фізико-механічних [2; 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 мікропалів із поширеною п'ятою та проведені експериментальні дослідження їх несучої здатності [1].

Постановка завдання. Закордонні норми проектування основ, хоч і не базуються на принципах граничних станів, але, починаючи з формули К. Терцагі з уточненнями Мейєргофа, Како-Керізеля, Хансена та інших, містять вирази, до складу яких входять емпіричні коефіцієнти i , λ , d , N , що залежать від кута внутрішнього тертя φ . Тож актуальним стає завдання спрощення розрахунку моделі переміщень (осідань) [4].

Виклад основного матеріалу. Розглянемо бетонну палю 1 густиною ρ та діаметром D , яка міститься у тришаровому ґрунті. Висоту нульового шару ґрунту позначимо l_0 , першого шару – l_1 (рис. 1). На палю на верхній основі діє сила P , під впливом якої паля заглиблюється на величину h . Цю величину h потрібно визначити. Вважається, що розмір палі біля нижньої основи більший, ніж біля верхньої.

Внаслідок взаємодії палі з ґрунтом на її поверхні виникають сили тертя $F_{\text{тр}1}$ у першому шарі ґрунту та $F_{\text{тр}2}$ у другому, які діють не в усьому другому шарі, а тільки на глибині l_2 – l_3 . На нижній основі палі виникає сила опору R .

Вважатимемо, що паля є абсолютно твердим тілом порівняно з ґрунтом, тобто її деформацією знехтуємо. Ґрунт вважаємо пружним суцільним середовищем, для якого модулі пружності, коефіцієнти Пуассона та кути тертя відповідно E_1 , ν_1 , φ_1 для першого шару та E_2 , ν_2 , φ_2 – для другого.

Введемо декартову систему координат з початком O на поверхні ґрунту, вісь Oz направимо вздовж палі донизу, а осі Ox та Oy розмістимо у горизонтальній

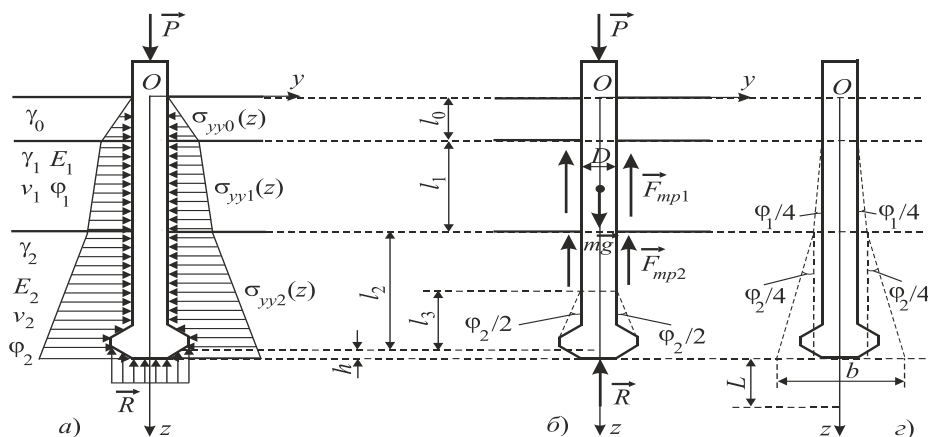


Рис. 1. Схема навантажень та епюри напружень роботи палі у ґрунті

площині на поверхні ґрунту. Оскільки ґрунт під дією власної ваги тисне на бокові стінки палі по лінійному закону, то стискальні напруження у початковому (нульовому), першому та другому шарі визначають за формулами:

$$\begin{aligned}\sigma_{yy0}(z) &= \gamma_0 z, \quad 0 \leq z \leq l_0, \\ \sigma_{yy1}(z) &= \gamma_0 l_0 + \gamma_1 (z - l_0), \quad l_0 \leq z \leq l_0 + l_1, \\ \sigma_{yy2}(z) &= \gamma_0 l_0 + \gamma_1 l_1 + \gamma_2 (z - l_1 - l_0), \quad l_0 + l_1 \leq z \leq l_0 + l_1 + l_2 + h,\end{aligned}\quad (1)$$

де $\gamma_0, \gamma_1, \gamma_2$ – питома вага нульового, першого та другого шарів ґрунту; l_0 – висота нульового шару ґрунту.

Сили тиску на бокові поверхні палі у першому та другому шарі визначимо за формулами:

$$\begin{aligned}N_1 &= 2\pi R \int_{l_0}^{l_0+l_1} \sigma_{yy1}(z) dz, \\ N_2 &= 2\pi R \int_{l_0+l_1}^{l_0+l_1+l_2-l_3+h} \sigma_{yy2}(z) dz.\end{aligned}\quad (2)$$

Коефіцієнт тертя між палею та першим шаром ґрунту позначимо через f_1 , між палею та другим шаром ґрунту – через f_2 . Ці коефіцієнти визначаються за формулами:

$$f_1 = \frac{\nu_1}{1-\nu_1} \operatorname{tg} \varphi_1, \quad f_2 = \frac{\nu_2}{1-\nu_2} \operatorname{tg} \varphi_2 \quad (3)$$

Тоді сили тертя між палею та першим і другим шарами ґрунту, з урахуванням формул (2)-(3), визначаються:

$$F_{mp1} = f_1 N_1 = 2\pi R \frac{v_1}{1-v_1} \operatorname{tg} \varphi_1 \int_{l_0}^{l_0+l_1} \sigma_{yy1}(z) dz,$$

$$F_{mp2} = f_2 N_2 = 2\pi R \frac{v_2}{1-v_2} \operatorname{tg} \varphi_2 \int_{l_0+l_1}^{l_0+l_1+l_2-l_3+h} \sigma_{yy2}(z) dz. \quad (4)$$

Розглянемо силу опору R . Оскільки ґрунт ми моделюємо як пружне суцільне середовище, тоді величина сили опору, згідно зі законом Гука, визначається за формулою:

$$R = k \Delta l, \quad (5)$$

де k – коефіцієнт пружності (пропорційності, жорсткості) ґрунту; Δl – величина осідання палі, яка для нашого випадку $\Delta l = h$.

Коефіцієнт пружності ґрунту визначимо за формулою

$$k = \frac{E_2 F}{L}, \quad (6)$$

де F – площа основи палі; L – висота пружної частини ґрунту під палею, яку згідно з рис. 1 визначають за формулою

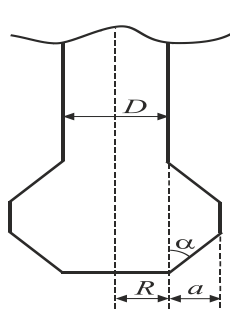


Рис. 2 Нижня основа палі

$$L = 0.4b = 0.4 \left(2R + 2l_1 \operatorname{tg} \frac{\varphi_1}{4} + 2l_2 \operatorname{tg} \frac{\varphi_2}{4} \right). \quad (7)$$

Визначимо площу основи палі F . Оскільки основа палі складається з круга та зрізаного конуса, тоді

$$F = F_1 + F_2, \quad (8)$$

де $F_1 = \pi R^2$ – площа круга,

$$F_2 = \frac{\pi}{\sin \alpha} \left((R+a)^2 - R^2 \right) - \text{площа бічної поверхні зрізаного конуса; } R - \text{радіус верхньої основи палі, } a \text{ і } \alpha - \text{геометричні параметри нижньої основи палі, показані на рис. 2.}$$

Тоді

$$F = \pi R^2 + \frac{\pi}{\sin \alpha} \left((R+a)^2 - R^2 \right). \quad (9)$$

Підставивши (6) у (5), отримаємо

$$R = \frac{E_2 F}{L} h, \quad (10)$$

де F і L визначаються за формулами (7) і (9) відповідно.

Запишемо векторне рівняння рівноваги палі:

$$\vec{P} + m\vec{g} + \vec{R} + \vec{F}_{mp1} + \vec{F}_{mp2} = \vec{0}, \quad (11)$$

де $m = \rho V = \rho \pi R^2 (l_0 + l_1 + l_2)$ – маса палі; V – об’єм палі, $g = 9.81 \text{ H / м}^2$ – прискорення вільного падіння біля поверхні Землі.

Спроекуємо це векторне рівняння на вісь Oz

$$P + mg - R - F_{mp1} - F_{mp2} = 0 \quad (12)$$

Підставимо у попереднє рівняння формули (10) та (9)

$$P + \rho \pi R^2 (l_0 + l_1 + l_2) g - \frac{E_2 F}{L} h - 2\pi R \frac{v_1}{1-v_1} \text{tg} \varphi_1 \int_{l_0}^{l_0+l_1} \sigma_{yy1}(z) dz - \\ - 2\pi R \frac{v_2}{1-v_2} \text{tg} \varphi_2 \int_{l_0+l_1}^{l_0+l_1+l_2-l_3+h} \sigma_{yy2}(z) dz = 0 \quad (13)$$

Висновки. Розроблену математичну модель роботи мікропаль сумісно з ґрунтовим середовищем можна використовувати для визначення несучої здатності та осідання мікропаль за зміни їх геометричних характеристик (діаметра палі, діаметра поширення, глибини залягання, форми розширення нижньої частини тощо), та фізико-механічних властивостей ґрунтового середовища (кута внутрішнього тертя, питомого зчеплення, модуля деформацій тощо).

Бібліографічний список

1. Деклараційний патент на винахід № 2003109615. Україна. Бурунабивна мікроपालа з поширеною п’ятою / Гнатюк О. Т., Мазепа О. М., Ониськів Б. М. (Україна). – Опубл. 26.05.04, Бюл. № 5.
2. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель та споруд. – К. : Мінрегіонбуд, 2009. – 161 с.
3. ПП БКФ Основа [Електронний ресурс]. – Режим доступу: http://_pposnova.lviv.ua.
4. Determination of the bearing capacities of ferro-concrete bored micropiles with extended privots by the results of field tests / Lapchuk M. // Article in XV international scientific conference «Rzeszów-Lviv-Kosice», 9-10 september 2015. – 37–39 p.

Добрянський І., Гнатюк О., Лапчук М., Івчук М. Розв’язок моделі переміщення палі на прикладі двохшарового зв’язного пилувато-глинистого ґрунту

Проведені числові експерименти переміщень залізобетонних палей з поширеною п’ятою та проаналізовано залежність напружено-деформівного стану від фізико-механічних характеристик ґрунтів.

Ключові слова: математична модель, бурунабивні залізобетонні палі, рівняння рівноваги, вектор, сила опору.

Dobriansky I., Hnatiuk O., Lapchuk M., Ivchuk M. The solution of the model for moving the piles on the example of a two-layer connected dusty-clay soil

Numerical experiments on displacements of ferro-concrete piles with a common heel have been carried out and the dependence of the stress-strain state on the physical-mechanical characteristics of soils is analyzed.

Key words: mathematical model, drilling pile concrete, equilibrium equation, vector, strength of resistance.

Добрянський І., Гнатюк А., Лапчук Н., Івчук М. Решение модели перемещения сваи на примере двухслойной связной пылевато-глинистой почвы

Проведенные численные эксперименты перемещений железобетонных свай распространенной пятой и проанализирована зависимость напряженно-деформированного состояния от физико-механических характеристик почв.

Ключевые слова: математическая модель, буронабивные железобетонные сваи, уравнения равновесия, вектор, сила.

Стаття надійшла 04.09.2017.

УДК 624.07

ПОНЯТТЯ КАПІТАЛЬНОСТІ В БУДІВНИЦТВІ

*І. Добрянський, д. т. н.,
Р. Корчинський, інженер-будівельник
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Нормативно-правове забезпечення базису будівництва окремих країн містить істотні розбіжності щодо регулювання відносин, що зумовлено зокрема історичними, культурними, релігійними та іншими соціальними чинниками.

Досліджуючи особливості регулювання відносин у будівництві різних країн, можна дійти висновку, що в цій сфері уніфікація норм є досить проблематичною, що й зумовлює необхідність регулювання нормативного базису за допомогою навіть колізійних норм.

Є багато прикладів розбіжностей у нормативному забезпеченні баз будівництва в різних країнах, у тому числі України, які характеризуються спільною проблематикою і потребують узгодження міжнародних законодавчих позицій у їх регулюванні. Тому особливого значення набуває колізійне і жорстке «адаптування» нормативного забезпечення будівництва України у сферу міжнародного та зокрема європейського нормативного забезпечення будівництва. У законодавстві практично всіх країн передбачена «м'яка» адаптація всіх напрямків нормативної бази в усіх сферах життя.

Отже, зазначена тема дуже актуальна в наш час, потребує глибокого та кропіткого дослідження, детальнішого аналізу державних будівельних норм з метою усунення «білих плям», що виникли у процесі реформування та змін під час спроб інтеграції нашої нормативної бази будівництва в міжнародну нормативну базу будівництва, у тому числі євроспільноти, наближених і актуалізованих до європейського нормативного забезпечення в сфері будівництва.

На сьогодні питання дефініції «капітальність» чи «капітальність будівлі» повністю не розкрито, немає точного визначення цього терміна чи словосполучення – ні в нормативних документах з будівництва, ні в загальній законодавчій базі України. Не розкрито і «широкосмугового» розуміння самої

капітальності будівель, через незрозумілі «спрощення» і «покращення» в нормативній літературі, відмінені старі ДБНи, ВСНи, СНіПИ. Натомість прийнято норми, які надзвичайно «спрощені» і випускають з правового поля будівельників чи контролюючих їх органів цілі шари регулятивних можливостей і матеріалів, як для процесу контролю за будівництвом, так і для процесу самоконтролю під час визначення капітальності чи переліку її характеристик.

Проте, виконавши ці «покращення і спрощення», виконавці не подбали про покриття допущених ними «білих плям» наявних проблемних питань у будівельно-правовому аспекті.

Прискорення темпів життя у світі та, зокрема, в Україні потребує не тільки впровадження інновацій та «ноу-хау», а й дотримання базових норм для здійснення різного будівництва, для забезпечення надійності і безпеки будівель і споруд, що перебувають у процесі будівництва.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Сьогодні надзвичайно актуальне питання капітальності будівель і їх придатності до подальшого використання через ненормативні несилові та силові впливи. Зокрема після закінчення війни на Сході України необхідна буде оперативна методика оцінки капітальності будівель і споруд для визначення і встановлення залишкової придатності, можливості подальшого використання, комплексу критично необхідних будівельних робіт для можливості подальшого використання споруд і будівель.

Наявна на сьогодні нормативна база у вигляді ДСТУ–Н Б В.1.2-16:2013 «Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва», ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд, будівельних конструкцій та основ», ДБН А.2.2-3:2014 «Склад та зміст проектної документації на будівництво» та інші нормативні документи не закривають питання капітальності, а лише частково переводять його з будівельної площини в економічну.

Постановка завдання. Наше завдання – розробка методики розрахунку «капітальності будівництва» як сукупності ознак і характеристик, які необхідні для визначення класів наслідків та категорії складності об'єктів будівництва.

Виклад основного матеріалу. Практичне застосування замовниками, експертними організаціями, проектувальниками, центральними та місцевими органами, що здійснюють державний архітектурно-будівельний контроль та нагляд, зазначених законодавчих та нормативних актів і документів виявило низку питань, які потребують детальних пояснень та прикладів. Це пов'язано з широким спектром об'єктів будівництва, які мають галузеву специфіку, та неоднозначним трактуванням окремих положень нормативних актів і документів.

Отже, необхідна розробка методики розрахунку, яка на практиці стала би путівником на шляху створення прозорого та зрозумілого механізму визначення рівня надійності для безпечної експлуатації об'єктів будівництва.

Класи відповідальності будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури визначаються рівнем можливих матеріальних збитків або соціальних втрат, пов'язаних із припиненням експлуатації або втратою цілісності об'єкта [10].

Клас наслідків (відповідальності) визначають для кожного будинку, будівлі, споруди або лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури окремо і встановлюють за найвищою характеристикою можливих наслідків від їх відмови, отриманих за результатами розрахунків [6]. Отже, такий клас диктує необхідність встановлення належного рівня надійності як окремих конструкцій, так і кожних будинку, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури загалом. Однак для його встановлення необхідне і поняття «капітальності будівництва», яке містить низку характеристик, як-от: надійності, вогнестійкості, міцності та інших, без яких клас наслідків визначити неможливо.

«Капітальність будівництва» має велике значення за розрахунку класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів життєзабезпечення житлових комплексів. Мешканці таких житлових утворень перебувають за межею інженерного об'єкта, але від його стану залежать їх безпека і комфортність умов проживання. Таким об'єктом може бути трансформаторна підстанція (ТП) або газорозподільний пункт (ГРП), що обслуговує мікрорайон, наприклад, з населенням понад 10 000 осіб. Попри незначні розміри такого об'єкта і відсутність людей, які постійно перебувають у ньому, він має бути віднесений, відповідно до таблиці А.1 Додатку А ДСТУ, до IV категорії складності за характеристикою «Можлива небезпека для життєдіяльності людей, які перебувають ззовні об'єкта» [12].

Велику частку інженерних споруд та мереж загальноміського або районного значення (від сталого функціонування яких залежать умови життєзабезпечення понад 50 000 осіб) буде віднесено до класу наслідків СС3 і V категорії складності. Йдеться про споруди інженерного захисту певних територій, очисні споруди, споруди систем дощової та господарсько-побутової каналізації, магістральні водопроводи, водогони, теплотраси, електричні мережі тощо [11].

Клас наслідків (відповідальності) та категорія складності інженерних споруд і лінійних об'єктів можуть бути розраховані на підставі матеріальних збитків, зазнаних внаслідок відмови певної споруди або лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури [2].

У такому разі для оцінки збитків застосовують Методику, затверджену Постановою Кабінету Міністрів України від 15 лютого 2002 року № 175 «Про затвердження Методики оцінки збитків від наслідків надзвичайних ситуацій техногенного і природного характеру». Однак це досить складний метод, і його необхідно брати за основу в особливих випадках, коли за наслідками аварії прогноуються масштабні руйнування.

Зазначені моменти покривають економічний бік питання, однак не зможуть закрити будівельної частини, а створенням методики/розрахунку «капітальності будівництва» таку проблему вирішуватимуть елементарним тестовим розрахунком.

На сьогодні є критичне для України питання можливості подальшого використання наявних енергоблоків АЕС, які перетнули вікову межу, встановлену проектуванням [9]. За використання методики/розрахунку капітальності буде можливе оперативніше визначення можливості чи неможливості їх використання і встановлення переліку ремонтно-будівельних робіт для безпечного подовження строку використання.

За нормативними документами РДЕО 0185-2006 і РДЕО, атомної енергетики, 0330-2001 продовження строків служби устаткування можливе за проведення великого комплексу регламентованих заходів, що охоплюють зокрема й оцінку технічного стану та залишкового ресурсу конструктивних елементів енергоблоків, виявлення дефектів, які виникли під час використання будівельних конструкцій [1; 3].

Висновки. Отже, беручи до уваги наявну проблематику і складність переходу з нормативного базису для будівництва, створеного в часи «радянського минулого», до нормативного базису часів «інтеграції в міжнародне суспільство», необхідне створення колізійної, але дуже важливої за сутністю, методики розрахунку «капітальності будівництва», яка покриватиме не тільки економічну складову будівництва, а й частку нормативної бази з визначення несучої здатності та експлуатаційної надійності будівель і споруд.

Бібліографічний список

1. Про об'єкти підвищеної небезпеки : Закон України від 18 січня 2001 року № 2245-III [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://zakon3.rada.gov.ua/laws/show/2245-14/ed20121016>.
2. Про затвердження Методики оцінки збитків від наслідків надзвичайних ситуацій техногенного і природного характеру : Постанова Кабінету Міністрів України від 15 лютого 2002 року № 175 [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://zakon3.rada.gov.ua/laws/show/175-2002-п>.
3. Про ідентифікацію та декларування безпеки об'єктів підвищеної небезпеки : Постанова Кабінету Міністрів України від 11 липня 2002 року № 956 [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://zakon2.rada.gov.ua/laws/show/956-2002-п>.
4. Про затвердження Технічного регламенту будівельних виробів, будівель і споруд : Постанова Кабінету Міністрів України від 20 грудня 2006 року № 1764 [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://zakon2.rada.gov.ua/laws/show/1764-2006-п>.
5. Про затвердження Порядку віднесення об'єктів будівництва до IV і V категорій складності : Постанова Кабінету Міністрів України від 27 квітня 2011 року № 557 [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://zakon.rada.gov.ua/laws/show/557-2011-п>.
6. Про затвердження Єдиного класифікатора житлових будинків залежно від якості житла та наявного інженерного обладнання : Наказ № 215 від 30.08.1998 р. Державного комітету України у справах містобудування і архітектури Офіційний сайт Верховної Ради України. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0927-05/page>.
7. Про затвердження Інструкції про порядок проведення технічної інвентаризації об'єктів нерухомого майна : Наказ Держбуду України від 24.05.2001 № 127 [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://zakon3.rada.gov.ua/laws/show/z0582-01>.
8. ДБН 360-92** «Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень» [Електронний ресурс]. – Режим доступу: https://dnaop.com/html/29810/doc-ДБН_360-92__
9. ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» [Електронний ресурс]. – Режим доступу: http://dbn.at.ua/load/normativy/dbn/dbn_v12_14_2009/1-1-0-327.
10. ДБН А.2.2-3:2014 «Склад та зміст проектної документації на будівництво» [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://profidom.com.ua/a-2/a-2-2/15508-dbn-a-2-2-3-2014-sklad-ta-zmist-proektnoji-dokumentatsiji-na-budivnitstvo>.

11. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 «Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва» [Електронний ресурс]. – Режим доступу: https://dnaop.com/html/32601/doc-ДСТУ-Н_Б_В.1.2-16_2013.
12. Авторський колектив: Д. Ісаєнко, к. н. з держ. управління, віце-президент Конфедерації будівельників України (керівник); А. Беркута, к. е. н., віце-президент Академії будівництва України; Д. Барзилович, директор Департаменту з питань проектування об'єктів будівництва, технічного регулювання та науково-технічного розвитку Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України; С. Буравченко, к. архітектури, заступник директора ДП «Український державний науково-дослідний і проектний інститут цивільного будівництва «УкрНДПЦивільбуд»; О. Непомнящий, д. н. з держ. управління, перший заступник голови ООР «Всеукраїнська конфедерація роботодавців житлово-комунальної галузі України», О. Погіба, заступник директора ТОВ «Проектний та науково-дослідний інститут по газопостачанню, тепlopостачанню та комплексному благоустрою міст і селищ України «УкрНДІнжпроект»; В. Тимкович, к. т. н., головний інженер ДП «Український державний науково-дослідний та проектний інститут «УкрНДІпроектреставрація»; В. Височин, експерт; О. Медведчук, експерт; В. Гонсалес, консультант проекту ІФС «Реформування інвестиційного клімату в Україні» / Схвалено Науково-технічною радою Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України (рішення НТР Мінрегіону від 10 грудня 2015 року № 88). – К., 2016.
13. Архітектура будівель і споруд : конспект лекцій навчальної дисципліни для студентів 2 і 3 курсів денної і заочної форм навчання та другої вищої освіти за напрямом підготовки (0921) 6.060101 «Будівництво», спеціальності «Міське будівництво та господарство», спеціалізації «Технічне обслуговування, ремонт та реконструкція будівель» / уклад.: І. І. Романенко ; Харк. нац. акад. міськ. госп-ва. – Харків : ХНАМГ, 2011. – 167 с.
14. Менеджмент – Ремонт основних фондів / С. І. Плотницька [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://lection.com.ua/managment/remosfd/klasifikatsiya-zhitlovih-budivel-za-kapitalnistyu/>.
15. Класифікація будівель і споруд. 2014 р. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: http://allofremont.com.ua/klasyfikaciya_zdanij_47.

Добрянський І., Корчинський Р. Поняття капітальності в будівництві

Розглянуто методика розрахунку «капітальності будівництва», що покриватиме не лише економічну складову будівництва, а й частку нормативної бази з визначення несучої здатності та експлуатаційної надійності будівель і споруд.

Ключові слова: будівництво, капітальність, капітальність будівлі, класи відповідальності.

Dobryanskyj I., Korchinskyj R. The concept of capital in construction

The methodology of calculating «capital construction» is considered, which will cover not only the economic component of construction, but also the share of normative base for determining the load bearing capacity and operational reliability of buildings and structures.

Key words: construction, capital, building capital, classes of responsibility.

Добрянский И., Корчинский Р. Понятие капитальности в строительстве

Рассмотрена методика расчета «капитальности строительства», которая покрывает не только экономическую составляющую строительства, но и долю нормативной базы с

определения несущей способности и эксплуатационной надежности построек и сооружений.

Ключевые слова: строительство, капитальность, капитальные постройки, классы ответственности.

Стаття надійшла 01.09.2017.

УДК 620.191.31; 620.191.33

ВПЛИВ ТЕХНОЛОГІЧНОЇ ПОШКОДЖЕНОСТІ МАТЕРІАЛУ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

*В. Дорофєєв, д. т. н., професор, А. Зінченко, А. Целікова, аспіранти
Одеська державна академія будівництва та архітектури*

Постановка проблеми. Залізобетон, завдяки економічності й універсальності застосування, є одним з основних будівельних матеріалів. Він надає широкі можливості для вирішення будівельних задач. У разі появи в залізобетонних спорудах дефектів і пошкоджень їх потрібно ретельно дослідити і виявляти причини виникнення. Отже, залізобетонним конструкціям властива пошкодженість. Зокрема пошкодженість, що виникла в період технологічної переробки вихідних складових у матеріалі і в його конструкції – початкова технологічна пошкодженість, що характеризується дефектами.

Як відомо, умови розвитку тріщин у матеріалах, які характеризуються константами, прийнятими в механіці (лінійної й нелінійної), вивчає механіка руйнування [1].

Поява тріщин у залізобетоні призводить до порушення його однорідності. Для дослідження напружено-деформованого стану в тріщинах залізобетонних конструкцій, поряд із залученням вихідних положень механіки руйнування, необхідно мати у своєму розпорядженні дані чіткої класифікації тріщин, а також результати експериментів.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Класифікацію тріщин у залізобетонних конструкціях розглянуто в багатьох працях, наприклад: [2–5]. Зокрема у праці [6] вивчено деформування залізобетону з тріщинами й запропоновано таку класифікацію тріщин:

1) Структурні тріщини, які зазвичай не виділяються для окремого розгляду, а враховуються в інтегральних характеристиках зв'язків між напруженнями і деформаціями. Можливості їх обліку можуть бути різними. У зв'язку з цим структурні дефекти іноді поділяють на два типи: технологічні, що виникають у процесі виготовлення конструкції, і силові – виникають здебільшого у процесі експлуатації конструкції під навантаженням. Істинну межу між силовими і технологічними тріщинами провести важко. У праці [6] відзначено, що силові тріщини зазвичай розташовуються направлено, приводячи в результаті до

вираженої зміни фізико-механічних характеристик за різними напрямками (анізотропії властивостей).

У нашому дослідженні термін «технологічні» вказує на тріщини (спадкові, початкові, залишкові), що виникли в період технологічної переробки матеріалу у виріб і які присутні в ньому до додатка експлуатаційних навантажень.

2) Тріщини руйнування структурних елементів, які перетинають один або кілька структурних елементів, але ще не становлять небезпеки для несучої здатності конструкції загалом.

3) Магістральні тріщини, які характеризують руйнування всієї конструкції загалом або окремих важливих її частин.

Класифікація тріщин складена у нашому випадку для розробки і систематизації способів обліку тріщин у розрахункових моделях залізобетонних конструкцій. Вид тріщин за цією класифікацією може залежати і від виду напруженого стану конструкції. Наприклад, неструктурні тріщини, за яких починається руйнування елемента під час розтягування, можуть бути структурними, якщо той самий елемент піддається стиску [6].

Згідно з інструкцією з проектування бетонних і залізобетонних конструкцій [7], запропонована класифікація тріщин, відповідно до якої в залізобетонних згинальних елементах залежно від зовнішніх силових впливів утворюються тріщини трьох типів:

- нормальні до поздовжньої осі елемента, що перетинають поздовжню і поперечну арматури; утворюються на ділянках, де $M > M_{\text{сгс}}$, а $Q < Q_{\text{сгс}}$;

- похилі до поздовжньої осі елемента, що перетинають поздовжню і поперечну арматури; утворюються на ділянках, де $M < M_{\text{сгс}}$ і $Q > Q_{\text{сгс}}$;

$M_{\text{сгс}}$ і $Q_{\text{сгс}}$ – згинальний момент і поперечна сила, що відповідають вичерпанню опору поперечних перерізів, утворенню тріщин, відповідно нормальних (з боку розтягнутої грані) і похилих (на рівні нейтральної осі);

M і Q – максимальні значення згинального моменту і поперечної сили на цій ділянці.

Як відомо, поява тріщин у залізобетонних конструкціях пов'язана з малою розтяжністю бетону. Багаторічна експлуатація, будівництво залізобетонних споруд виявили те, що ці тріщини не порушують загальної монолітності залізобетону [8].

Науковець А. Б. Голишев [8] встановив більш ранню появу тріщин у конструкціях, навантажених повторним навантаженням різних знаків.

Варто пам'ятати, що процес виникнення тріщин поділяють на три стадії: виникнення тріщин, коли вони невидимі, поява тріщин, коли вони видимі неозброєним оком (ширина 0,02-0,03 мм), і розкриття тріщин до гранично можливого розміру.

Вплив тріщин на роботу згинальних елементів визначають коефіцієнти піддатливості перемички з і без урахування поперечних тріщин в її опорних зонах. Вони впливають на перерозподіл зусиль між стовпами несучої системи за розрахунку будинку як складеного стрижня. Вплив поздовжніх тріщин між ребром і полицею на напружено-деформований стан <П>-образний. Якщо до утворення тріщин у зоні чистого згину полиця працювала тільки в одному – поперечному –

напрямку, то після їх утворення – і в поздовжньому, причому на початку і в кінці тріщини спостерігається концентрація напруг, що призводить до зростання тріщини. У такому разі полиця може втратити стійкість від дії поздовжніх зусиль.

Потрібно відзначити, що виникнення і розвиток тріщин можуть бути зумовлені особливостями конструкції й технології зведення будівлі. Якщо зазначені особливості сприяють появі різної деформативності ділянок і шарів бетону, що твердне, дотичних елементів конструкцій, то можливі порушення цілісності менш міцного шару і поява тріщин. Цьому процесу сприяє низька міцність бетону, що твердне.

Постановка завдання. Наше завдання – визначити класифікацію тріщин; вивчити вплив геометричних особливостей конструкції на поле залишкових деформацій; проаналізувати співвідношення, що характеризує стан критичної рівноваги тріщини нормального відриву у пружному тілі.

Виклад основного матеріалу. Зростання обсягів будівництва, зокрема монолітних будівель), за останнє десятиліття, і широке застосування бетонних і залізобетонних конструкцій у будівництві вимагають подальшого уточнення їх розрахунку з метою найповнішого врахування чинників, що впливають на їх роботу під навантаженням.

З метою систематизації наявних даних з обліку тріщин можна виділити два класи монолітних будівель:

- виникнення тріщин зумовлено передусім конструктивними ознаками;
- виникнення тріщин не зумовлено конструктивними ознаками.

Відомо, що характер тріщиноутворення і розвитку тріщин у залізобетонних згинальних елементах впливає на їх деформації, прогини і несучу здатність, тому у вивченні питання появи нормальних і похилих тріщин особливу увагу варто приділяти таким чинникам: ступінь насиченості конструкції поперечною й поздовжньою арматурою, міцність бетону, технологічна пошкодженість.

Експлуатаційні навантаження, що діють на конструкцію, зумовлюють у ній деформації й напруги, які матеріал сприймає і перерозподіляє між власними структурними елементами. Несуча здатність конструкції визначається здатністю матеріалу продовжувати виконувати свої функції в нових умовах [9].

Матеріал конструкції (в нашому випадку – важкий бетон) – підсистема, що складається з характерних структурних неоднорідностей. За своїми складом і властивостями бетон належить до композиційних матеріалів (КМ).

У праці [9] запропоновано оцінювати пошкодженість матеріалу за кількістю тріщин в одиниці об'єму матеріалу; відносно обсягу тріщин до обсягу матеріалу, в якому вони утворилися; відносно протяжності тріщин до площі поверхні зразка, на якій вони проявилися. При цьому, як показав аналіз, пошкодженість не поділяється на власне тріщини і внутрішні поверхні розділу. Наявність тріщин передбачає, що в системі є локальні ділянки концентрації напружень і деформацій. Це призводить до виникнення в матеріалі градієнтів деформацій і напружень. Самі тріщини можна уявити як нестабільний елемент структури. Стабільність кожної тріщини тимчасова. Зовнішні впливи, які викликають деформування матеріалу, можуть вивести тріщину з рівноваги, що призведе до її підростання. У свою чергу

підростання окремих тріщин призведе до чергового етапу перерозподілу локальних концентрацій деформацій і напружень.

Отже, власне факт наявності тріщин робить систему нестабільною. При цьому нестабільним елементом є тріщина, провокуючи виникнення градієнтів деформацій і напружень у навколишньому матеріалі.

Для переходу в рівноважніший стан технологічна тріщина має втратити свої основні відмінні ознаки – гирло і фронт тріщини.

У момент початку зростання технологічних тріщин вони починають змінювати свої геометричні параметри (збільшуються довжина і площа поверхні берегів). Отже, технологічні тріщини, як базовий активний елемент структури, перетворюються в експлуатаційні тріщини.

Виникнення і розвиток технологічних тріщин відбуваються одночасно з процесами перетворення матеріалу з вихідної сировини в кінцевий продукт. Можна стверджувати, що виникнення технологічних тріщин – необхідний акт становлення композиційних матеріалів. Сам процес виникнення і розвитку тріщин у матеріалі, який твердне, дещо відрізняється від класичних процесів, прийнятих у теорії міцності [10].

Рухом тріщин на рівні структурних неоднорідностей є своєрідні перегони від одного міжчастичного зв'язку до іншого [9], при цьому, рухаючись, тріщина огинає невідгідні для себе структурні блоки, прагне розвиватися енергетично вигідними траєкторіями, тому мікротраєкторії тріщин, які утворилися в період структуроутворення матеріалу, звивисті з індивідуалів морфологією кожного берега. У зв'язку з утворенням структурних блоків різних масштабних рівнів, зародження і зростання тріщин у матеріалі відбувається не одночасно по всьому об'єму. Зростання кожної тріщини змінює мікродеформований стан окремих обсягів системи, що може сприяти прискоренню або сповільненню зростання сусідніх тріщин.

Як встановили В.С. Дорофєєв і В.Н. Віров [9], механізми розвитку технологічних тріщин на макрорівні визначаються значенням і градієнтом усадочних деформацій на берегах тріщини. У реальних матеріалах збіг осей тріщини і середовища, в якому вона розвивається, – це окремий випадок. Частіше на берегах тріщини виникають різні за усадковістю деформації. У такому разі зона критичної пластичної деформації зсувається в бік того берега тріщини, який зазнає істотних деформацій усадки. Це зумовлює зміна напрямку руху тріщини, і її поворот здійснюється доти, доки усадочні деформації на протилежних берегах не вирівнюються.

На макрорівні відбувається безперервне зростання тріщини, яке залежить від значення і кінетики об'ємних деформацій мікроструктури матеріалу [9].

У праці [11] відзначено, що на зростання тріщин впливають також мікропори і мікротріщини, розташовані на продовженні макротріщини, вони «ініціюють її розвиток, причому макротріщини», відчувають наявність дефекту, тільки на відстані, що не перевищує 2-3 довжини макродефектів».

Макродеформації викликають незворотне деформування, індивідуальну зміну фактури і морфології кожного берега, що не допускає змикання технологічних тріщин за можливих деформацій зворотного знаку [9].

Аналіз характеру тріщиноутворення залізобетонної балки, як найпопулярнішого згинального елемента, показав, що вертикальні і похилі тріщини, що виникли під дією зовнішнього навантаження, проходять по кордонах розділу структурних блоків (повторюють конфігурацію технологічних тріщин). Руйнівна (магістральна) тріщина проходить цими межами і ділить конструкцію на самостійні частини. Аналіз поверхні руйнування показав, що переважний розвиток має магістральна тріщина. Поширена і мікротраєкторія магістральної тріщини – за збереження загального напрямку вона зростає за технологічними поверхневими дефектами. Отож, керуючи технологічними пошкодженнями, можна змінювати умови, кінетику росту і мікротраєкторію магістральних тріщин.

Отже, знаючи швидкість звільнення пружної енергії технологічної тріщини, можна припустити швидкість і етапи розвитку силової тріщини.

У своїй класичній праці А. А. Гриффітс [12] зробив припущення, згідно з яким тріщина отримує можливість поширюватися, якщо швидкість звільнення пружної енергії (в розрахунку на одиницю довжини знову утворилася вільна поверхня) досягає свого критичного значення G_c , і тому критерій руйнування може бути сформульований як (1):

$$G = G_c \quad (1)$$

Якщо розглянути ізотропне лінійно пружне тіло, для якого об'ємна щільність енергії деформації є $W = \lambda(\varepsilon_{kk})^2 / 2 + \mu\varepsilon_{ij}\varepsilon_{ij}$, і як контур, що охоплює вершину тріщини, вибрати коло радіуса r ($r \rightarrow 0$), а потім використовувати асимптотику поля напружень біля вершини тріщини нормального відриву [13] (2):

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{22} \end{Bmatrix} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \begin{Bmatrix} 1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \\ \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \\ 1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \end{Bmatrix} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \hat{\sigma}_{ij}(\theta), \quad (2)$$

то для швидкості звільнення пружної енергії $G = D/i$ можна отримати (3):

$$G = r \lim_{c \rightarrow 0} \int_c \left(W n_1 - (n \cdot \sigma) \cdot \frac{\partial u}{\partial x_1} \right) ds = \frac{1}{E} (K_I^2 + K_{II}^2) + \frac{1}{2\mu} K_{III}^2 \quad (3)$$

Зокрема для тріщини нормального відриву критерій руйнування Гриффітса представлений формулою (4):

$$\frac{1}{E} K_1^2 = G_c \quad (4)$$

Якщо в (4) ввести добре відомий результат $K_1 = \sigma_{22}^\infty \sqrt{\pi l}$ (K_1 – коефіцієнт інтенсивності напружень) для нескінченної пластини з тріщиною довжини $2l$, то приходимо до формули Гриффітса (5):

$$\sigma_{22}^\infty = \sqrt{\frac{EG_c}{\pi l}} \quad (5)$$

Співвідношення (5) характеризує стан критичної рівноваги тріщини нормального відриву в пружному тілі. Якщо за таких навантаження і довжини тріщини звільняється енергія, менша за G_c , то тріщина не зростає, і тому енергетичний критерій Гриффітса можна сформулювати так: руйнування починається і підтримується, якщо звільнена енергія досягає критичного значення G_c .

Висновки

1. У результаті якісно різних явищ і процесів на різних рівнях структурних неоднорідностей у матеріалі конструкцій виникають і розвиваються однакові елементи структури – тріщини і внутрішні поверхні розділу, які як активні елементи структури, одночасно пошкоджують матеріал.

2. Встановлено, що геометричні особливості конструкції (форма і габаритні розміри) викликають характерне тільки для цієї конструкції поле залишкових деформацій.

3. Проаналізовано співвідношення, що характеризує стан критичної рівноваги тріщини нормального відриву в пружному тілі. Дослідження критерію руйнування Гриффітса дали підстави для висновків: руйнування починається і підтримується, якщо звільнена енергія досягає критичного значення G_c .

Бібліографічний список

1. Выровой В. Н. Композиционные строительные материалы и конструкции : структура, самоорганизация, свойства / В. Н. Выровой, В. С. Дорофеев, В. Г. Суханов ; под ред. В. Н. Вырового. – Одесса, 2010. – 56 с.
2. Бондаренко В. М. Специфика силового сопротивления поврежденных коррозией железобетонных конструкций и новые факторы разрушения / В. М. Бондаренко // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2009. – № 4. – С. 28–33.
3. Бурлин Ю. Ф. Образование, открытие и закрытие трещин в нормальных сечениях железобетонных конструкций / Ю. Ф. Бурлин, К. В. Петрова // Бетон и железобетон. – 1971. – № 5. – С. 28–33.
4. Гусев Б. В. Построение математической теории процессов коррозии бетона / Б. В. Гусев, А. С. Файвусович // Строительные материалы. – 2008. – № 3. – С. 41.
5. Мигунов В. Н. Комплексный метод определения деформационных свойств железобетонных конструкций в агрессивных средах / В. Н. Мигунов // ИЛ о НТД. – 1987. – № 87-14. – Пенза, 1987. – 4 с.
6. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 416 с.
7. Залесов А. С. Практический метод расчета железобетонных конструкций по деформациям / А. С. Залесов, В. В. Фигаровский. – М. : Стройиздат, 1976. – 101 с.

8. Гольшев А. Б. Соппротивление железобетона / А. Б. Гольшев, В. И. Колчунов. – К. : Логос, 2009.
9. Дорофеев В. С. Технологическая поврежденность строительных материалов и конструкций / В. С. Дорофеев, В. Н. Выровой. – О. : Город мастеров, 1998. – 168 с.
10. Карпенко Н. И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1976. – 208 с.
11. Ромалис Н. Б. Разрушение структурно-неоднородных тел / Н. Б. Ромалис, В. П. Тамуж. – Рига : Зинатне, 1989. – 224 с.
12. Griffith A. A. The Phenomena of Rupture and Flow in Solids / A. A. Griffith // Phil. Trans. Roy. Soc., London, 1920. – V. A221. – P. 162–198.
13. Астафьев В. А. Нелинейная механика разрушения / Астафьев В. А., Радаев Ю. Н., Степанова Л. В. – Самара : Из-во «Самарский университет», 2004. – 59 с.
14. Irwin G. R. Analysis of Stress and Strains Near the End of a Crack Traversing a Plate / Irwin G. R. // Trans. ASME. J. Appl. Mech. 1957. – V. 24. – P. 361–364.
15. Irwin G. R. Fracture / Irwin G. R. // In: Springer Encyclopedia of Physics. – 1958. – V. 6. – P. 551–590.

Дорофеев В., Зінченко Г., Целікова А. Вплив технологічної пошкодженості матеріалу на напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів

Подано результати дослідження напружено-деформованого стану в тріщинах згинальних залізобетонних елементів з урахуванням технологічної пошкодженості. Подано класифікацію тріщин для розробки і систематизації способів обліку тріщин у розрахункових моделях залізобетонних конструкцій. Вид тріщин за цією класифікацією може залежати і від виду напруженого стану конструкції, а також запропонована класифікація тріщин, відповідно до якої утворення тріщин у залізобетонних згинальних елементах залежить від зовнішніх силових впливів. Проаналізовані зародження та розвиток технологічних тріщин відбуваються одночасно з процесами перетворення матеріалу з вихідної сировини в кінцевий продукт. Доведено, що виникнення технологічних тріщин є необхідним актом становлення композиційних матеріалів. А сам процес виникнення і розвитку тріщин у тверднучому матеріалі дещо відрізняється від класичних процесів, прийнятих у теорії міцності.

Ключові слова: залізобетон, деформації, конструкції, тріщини, класифікація, експлуатація.

Dorofeev V., Zinchenko A., Tselikova A. Influence of material technological damage on the stressed-deformed state of bending reinforced concrete elements

The article is devoted to the results of investigation of stress-strain state in cracks of bent ferro-concrete elements taking into account technological damage. This article presents a classification of cracks for the development and systematization of methods for accounting for cracks in design models of reinforced concrete structures. The type of cracks in this classification may depend on the type of stress state of the structure, and also the classification of cracks is proposed, according to which in reinforced concrete bending elements depending on external force effects. The origin and development of

technological cracks occurring simultaneously with the processes of transformation of the material from the raw material into the final product are analyzed. The author claims that the occurrence of technological cracks is a necessary act of the formation of composite materials. And the process of occurrence and development of cracks in the hardening material differs somewhat from the classical processes adopted in the theory of strength.

Key words: reinforced concrete; deformation; constructions; cracks; classification; exploitation.

Дорофеев В., Зинченко А., Целикова А. Влияние технологической поврежденности материала на напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов

Поданы результаты исследования напряженно-деформированного состояния в трещинах изгибаемых железобетонных элементов с учетом технологической поврежденности. Представлена классификация трещин для разработки и систематизации способов учета трещин в расчетных моделях железобетонных конструкций. Вид трещин по данной классификации может зависеть и от вида напряженного состояния конструкции, а также предложена классификация трещин, в соответствии с которой образование трещин в железобетонных изгибаемых элементах зависит от внешних силовых воздействий. Проанализированы зарождение и развитие технологических трещин, происходящих одновременно с процессами превращения материала из исходного сырья в конечный продукт. Автор утверждает, что возникновение технологических трещин является необходимым актом становления композиционных материалов. А сам процесс возникновения и развития трещин в твердеющем материале несколько отличается от классических процессов, принятых в теории прочности.

Ключевые слова: железобетон, деформации, конструкции, трещины, классификация, эксплуатация.

Стаття надійшла 04.05.2017.

УДК 624.012. 035

**АНАЛІЗ ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ
ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ
ЗА РІЗНИМИ МЕТОДИКАМИ**

*А. Мазурак, к. т. н., І. Ковалик, асистент, В. Михайлечко, старший викладач,
О. Андрушків, аспірант
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Проблема оцінки залізобетонних елементів за несучою здатністю похилих перерізів і сьогодні залишається актуальною, незважаючи на велику кількість як наявних методик, так і нормативних пропозицій щодо розрахунку. Це призводить до використання різних методів розрахунку, що в одних

випадках спричинює перевитрату матеріалів і ускладнення армування, а в інших – не забезпечує надійності експлуатації проєктованих конструкцій [1; 3; 4].

Постановка завдання. Наше завдання – визначення експериментальним і теоретичним шляхом параметрів підсилених залізобетонних елементів за несучою здатністю похилих перерізів.

Виклад основного матеріалу. Для теоретико-експериментальних досліджень використано методики оцінки підсилених залізобетонних елементів за несучою здатністю похилих перерізів, які стосувалися вітчизняних, закордонних норм та дослідників, які вивчали таку проблему.

Для залізобетонних балочних конструкцій, які не вимагають поперечного армування, міцності на зсув та зріз, головним критерієм є проєктування. Основні причини руйнування, які важно оцінити за проєктування, – це крихка поведінка конструкцій у припорній зоні з частковим або повним деформуванням матеріалу. Незважаючи на численні дослідження в цій галузі, оцінка похилих перерізів армованих і попередньо напружених залізобетонних конструкцій залишається складним явищем настільки, що розрахункові підходи часто проводять в емпіричних або спрощених виглядах.

Основне наше завдання – проаналізувати поведінку підсилених перерізів, похилих до поздовжньої осі, з використанням поперечної арматури, а також виокремити оптимальні рекомендації та розрахункові моделі, адаптовані для фахівців-практиків у реальному будівництві. Аналіз результатів проводили за реальними моделями залізобетонних балок, виготовлених на важкому бетоні з поперечним перерізом 240 x 80 мм довжиною 2300 мм до та 240 x 120(160) мм після підсилення. Загальна кількість балок становила 11 штук. Балки об'єднували в серії залежно від кількості поперечної арматури та плеча прикладання сили.

У європейських нормативних документах EN 1992-1-1(Єврокод 2) для оцінки конструкцій за несучою здатністю похилих перерізів для елементів без поперечної арматури $V_{Rd,c}$, використовують за формулою:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (1)$$

Ця залежність повністю емпірична.

Коефіцієнт k враховує ефект розміру:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (d \text{ в [мм]}), \quad (2)$$

де ρ_l – це коефіцієнт армування в розтягнутій зоні, які закріплюють за межами цієї ділянки:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 2,0 \leq 0,02, \quad (3)$$

σ_{cp} – напруження стиску в центрі ваги поперечного перерізу від попереднього навантаження чи попереднього напруження.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \cdot f_{cd} \quad (4)$$

v_{\min} – мінімальна міцність на зсув, яка визначається за формулою:

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (5)$$

Поперечна сила, котру може сприйняти поперечна арматура за умови, що напруження в ній досягають межі текучості:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6)$$

Міжнародна федерація залізобетону FIB2010b пропонує введення чотирьох рівнів наближення (LoA – рівень апроксимації) для оцінки перерізів, похилих до поздовжньої осі для звичайних і попередньо напружених залізобетонних конструкцій. У використанні LoA зростає якість прогнозування роботи конструкції, але необхідні складніші обчислення. Рівень I забезпечує найпростіший метод аналізу, а також є найконсервативнішим. Рівень II є проміжним за складністю і точністю. Рівень III забезпечує найточніші і найзагальніші прогнози. Рівень IV допускає використання нелінійного методу скінченних елементів.

Для оцінки несучої здатності перерізів залізобетонних елементів похилих до поздовжньої осі, в обчислення приймається дві складові бетону, нахил поля напружень бетону з кутом θ і коефіцієнт оцінки роботи бетону. Пропозиція розрахунку – це здебільшого визначення V_{Rd} , яка є сумою бетонної частини $V_{Rd,c}$ і стрижневої частини $V_{Rd,s}$.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max} \quad (7)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (8)$$

$$V_{Rd,max} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (9)$$

Визначення несучої здатності балок з поперечними стрижнями через розрахункові залежності були основою розрахунку за похилими перетинами нормативних документів у СНиП 2.03.01.-84*. Така методика розрахунку була прийнята для оцінки несучої здатності перерізів залізобетонних елементів, похилих до поздовжньої осі.

Практично несучу здатність похилого перерізу залізобетонного елемента визначали за поперечною силою в нормальному перерізі залізобетонної конструкції залежно від плеча прикладання сили, що перебуває над початком тріщин, і зусилля, які діють в арматурі у межах довжини похилого перерізу. Зазвичай розрахункове зусилля несучої здатності похилих перетинів записували:

$$Q \leq Q_b + Q_s, \quad (10)$$

де Q_b – граничне зусилля, що сприймається бетоном; Q_s – зусилля, що сприймається поперечною арматурою і відігнутими стрижнями.

У межах похилого перерізу, який розглядається, поперечну силу, що сприймається бетоном, записували в такому вигляді:

$$Q_b = \frac{2R_{bt} b h_0^2}{c} \quad (11)$$

Для елементів із поперечним армуванням у вигляді хомутів, розміщених нормально до поздовжньої осі, зусилля в хомутах, які перетинаються похилим перерізом, подається:

$$Q_{sw} = q_{sw}c, \quad (12)$$

де q_{sw} – граничне зусилля в хомутах на одиницю довжини елемента в межах похилого перетину; C – критична довжина горизонтальної проекції похилого перерізу.

У рекомендаціях міжнародного європейського будівельного журналу RILEM TC межа міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі, подана у вигляді суми складових бетону V_c , поперечного армування V_w і розтягнутих волокон V_f . Терміни V_c , V_{RC} і V_w мають такі самі форми, що і в Єврокодi 2.

$$V_R = V_c \cdot V_f \cdot V_w \leq V_{RC} \quad (13)$$

Внесок волокон складається з інтеграції міцності на зсув, зріз за рахунок волокон на критичному зсуві тріщини, який визначається так:

$$V_f = k_f \cdot k \cdot \cos\theta \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d \cdot \cot\theta \quad (14)$$

$$k_f = 1 + n \cdot \left(\frac{h_f}{b_w}\right) \cdot \left(\frac{h_f}{d}\right) \quad (15)$$

де θ – нахил стійки стиснення; k_f – фактор і, відповідно, інші елементи

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (d \text{ в [мм]}) \quad (16)$$

$$\tau_{fd} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot f_{R,4} \quad (17)$$

Складові бетону V_c міцність на зріз визначають так:

$$V_c = \frac{0.21}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \quad \text{— для залізобетонних елементів} \quad (18)$$

$$V_c = \frac{0.24}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \quad \text{— для попередньо напружених,} \quad (19)$$

де γ_c – коефіцієнт надійності бетону, що, як правило, становить $\gamma_c = 1,5$.

Внесок поперечної арматури V_w визначається:

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot \frac{f_{yw}d}{\gamma_s} \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta_u)}{\sin(\beta_u)}, \quad (20)$$

де z – плече робочого перерізу ($z = 0,9d$); A_{sw} – площа поперечної арматури, відстань між поперечними арматурними стрижнями; f_{swk} – межа текучості сталі; α – нахил поперечних арматурних стрижнів.

На основі запропонованої моделі частина розтягнутих волокон V_f визначається так:

$$V_f = \frac{\sigma_p}{\gamma_f} \cdot z \cdot b_w \cdot \frac{1}{\tan(\beta_u)} \quad (21)$$

де σ_p – середнє напруження залишкового розтягу, що передається тріщинами, визначається як:

$$\sigma_p = \frac{1}{K} \cdot \frac{1}{w_u} \cdot \int_0^{w_u} \sigma(w) \cdot dw \quad (22)$$

$$w_u = \max\left(\frac{2}{3} \cdot h \cdot \varepsilon_u, 0.3\right) \varepsilon_u \in \text{ліміт } 3\% \quad (23)$$

Проведений аналіз результатів теоретичних та експериментальних досліджень підсиленних залізобетонних балок, значення яких подані в таблиці.

Різниця між теоретичними значеннями несучої здатності похилих перерізів за EN 1992-1-1 та експериментальними даними досліджень коливається в межах 27-67%. Причиною такої високої різниці є підбір значень опору зсуву, який приймають меншим із величин між сприйняттям поперечною арматурою стиснутими розкосами у вигляді бетонної частини. Складова частка бетону у свою чергу не входить в отримання загальної несучої здатності похилих перерізів.

Таблиця

Експериментальні та розрахункові значення несучої здатності похилих перерізів підсиленних залізобетонних елементів

Шифр Балок	Експериментальні значення балок, V_{Rd} , кН	Розрахункові величини V_{Rd} , кН визначені за різними нормами				Розбіжність між експериментальними та розрахунковими значеннями, %			
		EN 1992-1-1	СНиП 2.03.01-84*	FIB 2010b	RILEM TC 162	EN 1992-1	FIB 2010	П2.0 3.01-	RILEM TC 162
I серія									
Б-1-1	45,0	17,25	39,81	37,75	37,80	62	16	11	16
Б-1-2	52,5	17,25	39,81	37,75	37,80	67	28	24	28
Б-1 3ПБ	68,0	49,6	64,3	66,72	66,77	27	2	5	2
Б-1-4ПБ	68,5	49,6	64,3	66,72	66,77	28	3	6	2
II серія									
Б-2-1	62,5	27,66	58,9	56,86	56,95	56	9	6	9
Б-2-2ПБ	107,9	55,32	98,2	94,52	94,63	49	12	9	12
Б-2-3ПБ	107,4	55,32	98,2	94,52	94,63	48	12	9	12
Б-2-4ПТ	109,0	55,32	102,4	99,05	99,22	49	9	6	9
Б-2-5ПТ	109,9	55,32	102,4	99,05	99,22	50	10	7	10
Б-2-6ПТ	109,5	55,32	102,4	99,05	99,22	49	9	6	9
Б-2-7ПТ	111,1	55,32	102,4	99,05	99,22	50	11	8	11

Б-1,2 – балки без підсилення; Б-1ПБ-балки, підсилені бетоном; Б-1ПТ – балки, підсилені торкретбетоном.

Розрахункові значення отриманих за методиками СНиП2.03.01-84*, FIB 2010b та RILEM TC 162 для невідсилених і відсилених балкових зразків показує задовільну збіжність з експериментальними даними в межах 2-28%. На нашу думку, використання принципів граничної рівноваги та деформаційної моделі у дослідженнях похилих перерізів, хоча і містять емпіричні залежності на основі великого статистичного аналізу, проте забезпечують високу збіжність у зв'язку з урахуванням у роботі елементів багатьох складових.

Висновки. Здійснивши аналіз досліджень відсилених залізобетонних елементів за несучою здатністю похилих перерізів відповідним методикам Eurocode 2 [5-6], FIB 2010b [9], норм СНиП 2.03.01-84* [7] та RILEM TC 162-TDF[10], можна дійти висновку, що підходи до визначення несучої здатності істотно відрізняються один від одного та мають принципові розбіжності в алгоритмі розрахунку, результатом чого стала розбіжність їхніх значень. На нашу думку, доцільним є продовження теоретико-експериментальних досліджень з метою отримання результатів розрахунку, близьких до експериментальних значень.

Бібліографічний список

1. Бабич Є. М. Методика випробування відсилених за похилими перерізами згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях високого рівня / Є. 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. Експериментальні дослідження згинаних залізобетонних елементів, відсилених різними способами / А. Я. Барашиков, О. П. Сумак, Б. А. Боярчук // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції будівель і споруд : зб. наук. пр. – Рівне : РДТУ, 2000. – №5. – С. 294–297.
3. Міцність та деформативність залізобетонних балок, відсилених 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).
7. СНиП 2.03.01-84* Бетонные железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 77 с.
8. Eurocode 2: Designofconcretestructures – Part 1-1: Generalrulesforbuildings: EN 1992-1-1:2004 (E). – [approved2004-04-16]. – В. : GEN NationalMembers, 2004. – 225 p.
9. Externally bonded FRP reinforcementfor RC structures. Technicalreport / [Т. Triantafillou, S. Matthys, K. Audenaert, G. Balázs, andoth]. – St. : International FederationforStructuralConcrete (fib)., 2001. – 130 p.
10. RILEM TC 162-TDF, Testanddesignmethodsforsteel fibrereinforcedconcrete : bendingtest. Bagnieux : RILEM, 2002.

11. RILEM TC 162-TDF, Testanddesignmethodsforsteel fibrereinforcedconcrete: sigma-epsilon-design method. Bagnoux: RILEM, 2003.

Мазурак А., Ковалик І., Михайлечко В., Андрушків О. Аналіз підсиленних залізобетонних елементів за несучою здатністю похилих перерізів за різними методиками

Описані теоретико-експериментальні дослідження та здійснено аналіз оцінки різних методик розрахунку залізобетонних елементів за несучою здатністю похилих перерізів.

Ключові слова: несуча здатність, похилий переріз, підсилена залізобетонна балка.

Mazurak A., Kovalik J., Myhaylechko V., Andrushkiv O. Analysis of reinforced concrete elements for the bearing capacity of sloping sections by different method

Described theoretical and experimental research and analysis of different assessment methods of reinforced concrete elements for the bearing capacity of sloping sections.

Key words: bearing capacity, advanced-section reinforced concrete beam.

Мазурак А., Ковалык І., Михайлечко В., Андрушків О. Анализ усиленных железобетонных элементов за несущей способностью наклонных сечений за разными методиками

Описаны теоретико-экспериментальные исследования и сделан анализ оценки разных методик расчета железобетонных элементов за несущей способностью наклонных сечений.

Ключевые слова: несущая способность, наклонное сечение, усиленная железобетонная балка.

Стаття надійшла 02.06.2017.

УДК 620.172.24

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ЛОКАЛЬНОГО ОХОЛОДЖЕННЯ НА РОБОТУ ЗВАРНИХ З'ЄДНАНЬ

*І. Добрянський, д. т. н., Л. Добрянська, к. е. н., А. Грищевич,
старший викладач, В. Мацук, магістр
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. У проектуванні зварних конструкцій і розробці технології їх виготовлення треба приділяти значну увагу способам запобігання або усунення зварювальних деформацій і напружень. Одним із важливих напрямків розвитку зварного виробництва є підвищення надійності зварних конструкцій, але під час виготовлення зварних з'єднань виникають концентратори напружень, які

призводять до появи дефектів зварного шва. Нині встановлені досить жорсткі норми на допустимі дефекти, розміри яких найчастіше обрані як мінімально можливі, а технологія зменшення концентраторів напруження під час зварювання описана недостатньо.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Методи визначення залишкових напружень поділяють на розрахункові та експериментальні. Зважаючи на складність явищ та процесів, що відбуваються під час зварювання, єдиного розрахункового методу визначення напружень нині немає. Можна лише відзначити: що менше припущень введено в розрахункові передумови, то складніша техніка виконання самих розрахунків.

Основні завдання з визначення поздовжніх напружень базуються на відомих припущеннях і гіпотезах, які не завжди дають змогу отримати результат, який підтверджується експериментами [1; 2; 4].

Істотні уточнення розрахункових методів зі застосуванням для рішень на ЕОМ математичного апарату теорії пружності і пластичності подані в монографії [3]. Однак істотна трудомісткість і складність цих розрахунків є суттєвою перешкодою для їх практичного використання.

Постановка завдання. В основу принципів можливостей зниження або усунення зварювальних деформацій і напружень можуть бути покладені три шляхи, що враховують фізичну сутність процесів, які відбуваються під час зварювання:

1. Зниження величини пластичної деформації скорочення або ширини зони її поширення за нагрівання регулюванням термічного впливу під час зварювання, зменшення енергії, введення попереднього підігріву, докладання зусиль під час зварювання.

2. Збільшення пластичних деформацій подовження або у процесі локального охолодження зварного шва, або після зварювання прокаткою, проковкою, розтягуванням.

3. Компенсація деформацій створенням попередніх деформацій, зворотних за знаком зварювання, раціональною послідовністю складання і зварювання.

Виклад основного матеріалу. Перебіг тимчасових температурних деформацій залежить здебільшого від тепловіддачі в повітря. Не враховуючи тепловіддачі, наприклад, під час моделювання деформацій за електрошлакового зварювання, можна отримати великі похибки. Температурне поле у пластині з урахуванням тепловіддачі за сталого процесу зварювання описують рівнянням:

$$T = \frac{q}{2\pi\lambda R} e^{-\frac{v_c x}{2a}} K_0 \sqrt{\left(\frac{v_c r}{2a}\right)^2 + \frac{br^2}{a}} \quad (1)$$

Для дотримання рівності температур у точках моделі і натуральної деталі необхідно, крім виконання умов $\left(\frac{q}{2\pi\lambda R}\right)_H = \left(\frac{q}{(2\pi\lambda R)}\right)_M$,

$\left(\frac{VcR}{2a}\right)_H = \left(\frac{VcR}{2a}\right)_M$, виконати умову:

$$\left(\frac{br^2}{a}\right)_H = \left(\frac{br^2}{a}\right)_M \quad (2)$$

Якщо врахувати, що

$$b = \frac{2\alpha_T}{c\gamma\delta}, \frac{r_H}{r_M} = \frac{x_H}{x_M} = \frac{y_H}{y_M} = \alpha_l, \quad (3)$$

то умову (2) за однакової кількості коефіцієнтів тепловіддачі σ_T натуральної деталі і моделі можна подати у вигляді:

$$\frac{\delta_H}{\delta_M} = \alpha_l^2 \quad (4)$$

за зміни лінійних розмірів пластин в α_l разів її товщина зміниться в α_l^2 . Потужність джерел зварювання змінюється пропорційно зміні товщини:

$$\frac{q_n}{q_M} = \alpha_l^2 \quad (5)$$

Металеві з'єднання МЗ 3-1, МЗ 3-2 зварювали на експериментальному охолоджувачі (рис. 1 а), а з'єднання МЗ 4-1, МЗ 4-2 на металевій станині. Зразок був закріплений максимально близько до зварного шва, що надавало зварним деталям додаткової жорсткості під час зварювання (рис. 1 б).

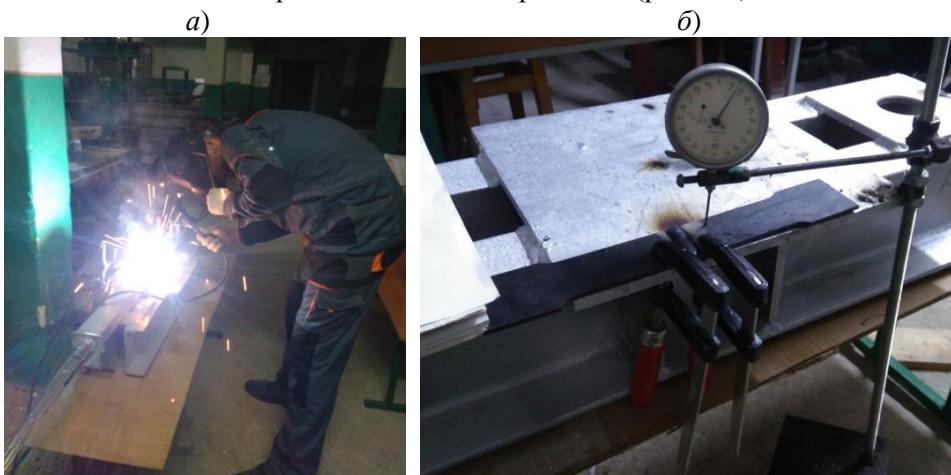


Рис. 1. Зварювання дослідного зразка на охолоджувачі (а). Заміри деформацій у зразку МЗ 4-1 (б)

За результатами експериментальних досліджень були побудовані графіки деформацій зразків (рис. 2) та несучої здатності (рис. 3).
Деформації у часі

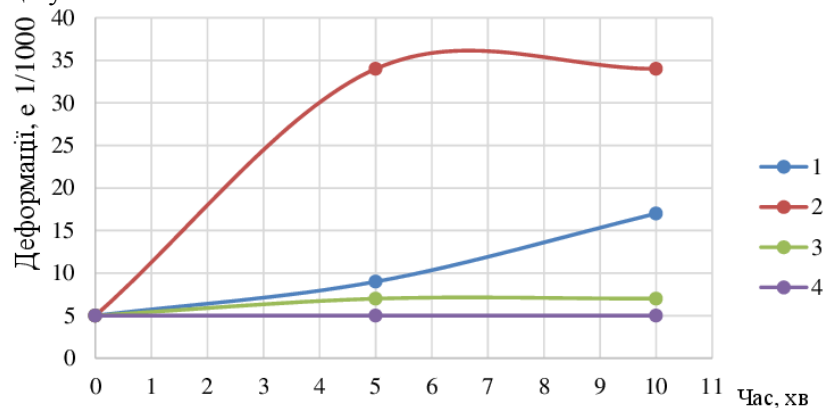


Рис. 2. Графік деформацій зварного з'єднання в часі:
1 – дослідний зразок МЗ 1-1; 2 – дослідний зразок МЗ 2-1; 3 – дослідний зразок МЗ 3-1; 4 – дослідний зразок МЗ 4-1

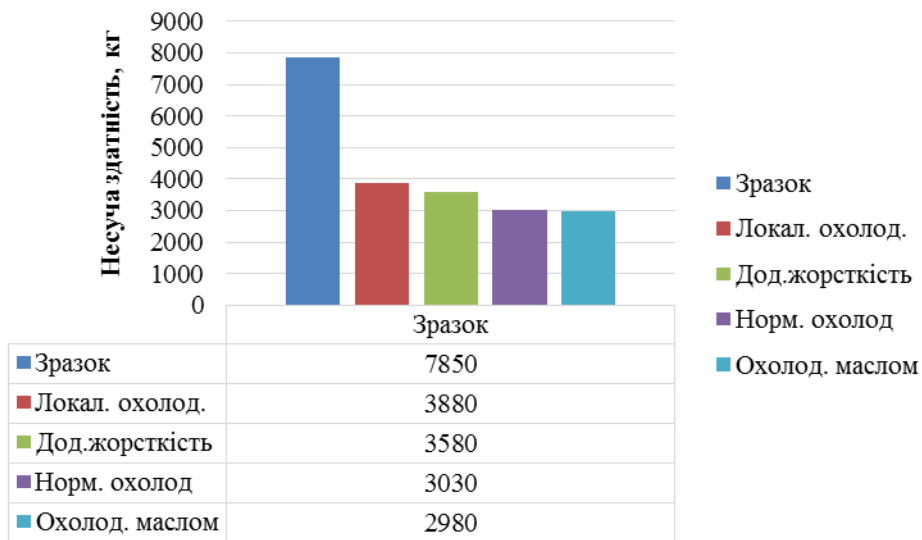


Рис. 3. Несуча здатність дослідних зразків

Висновки. Дані експериментальних досліджень дають підстави для висновку, що дослідний зразок, який виконувався на експериментальному охолоджувачі разом з дослідним зразком, якому надавали додаткової жорсткості, має найменші залишкові деформації та напруження.

Під час випробовування на розривній машині зварне з'єднання, виконане за цією технологією, має найбільшу несучу здатність, що становить приблизно на 20% більше від розрахункового.

Бібліографічний список

1. Гуменюк І. В. Обладнання і технологія газозварювальних робіт / І. В. Гуменюк. – К. : Грамота, 2005. – 272с.
2. Зварювання й різання матеріалів : навч. посіб. / Козаков Ю. В. та ін. – К., 2004. – 417 с.
3. Стеклов О. І. Основи зварювального виробництва / І. О. Стеклов. – К. : Вища школа, 1990. – 221 с.
4. Технологія металів і зварювання : підручник для вузів / за ред. П. І. Полухіна. – М. : Вища школа, 1977. – 464 с.

Добрянський І., Добрянська Л., Грицевич А., Мацик В. Дослідження впливу локального охолодження на роботу зварних з'єднань

Проведені дослідження дослідних зразків зварних з'єднань, які виготовлялися за різною технологією зварювання та визначалася несуча здатність з'єднань. Розглянуто методику локального охолодження та проведено теоретичні розрахунки напружено-деформованого стану зварних з'єднань із порівнянням даних отриманих теоретичним і експериментальним шляхами.

Розроблено експериментальний охолоджуючий пристрій.

Ключові слова: температура напруження, пружні деформації, пластичні деформації, зусилля, металева балка.

Dobryanskyj I., Dobryanska L., Grycevych A., Macyk V. Investigation of the effect of local cooling on the work of welded joints

The research prototypes welds are made with different technologies of welding and determined bearing capacity connections. The method of local cooling and performed theoretical calculations of stress-strain state of welded joints of comparing the data received theoretical and experimental way.

Experimental cooling device developed.

Key words: temperature of stress, elastic deformation, plastic deformation, effort, steel beam.

Добрянский И., Добрянская Л., Грицевыч А., Мацык В. Исследование влияния локального охлаждения на работу сварных соединений

Проведенные исследования опытных образцов сварных соединений, которые изготавливались по разной технологии сварки и определялась несущая способность соединений. Рассмотрена методика локального охлаждения и проведены теоретические расчеты напряженно-деформированного состояния сварных соединений с сравнением данных, полученных теоретическим и экспериментальным путем. Разработано экспериментальное охлаждающее устройство.

Ключевые слова: температура напряжения, упругие деформации, пластические деформации, усилия, металлическая балка.

Стаття надійшла 28.08.2017.

УДК 699.81

ДОСЛІДЖЕННЯ ХАРАКТЕРУ ДЕФОРМАЦІЙ СТАЛЕБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ДІЇ ПІДВИЩЕНИХ ТЕМПЕРАТУР

*І. Добрянський, д. т. н., Л. Добрянська, к. е. н., А. Грищевич,
старший викладач, Р. Скрипець, магістр
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Максимальна міцність застосовуваних бетонів за останні 25 років зросла більше ніж у 2,5 рази [2]. Відтак з'явилася можливість синтезу й конструювання структур бетонів нового покоління зі значно поліпшеними показниками, такими як міцність, тріщиностійкість, довговічність, корозійна стійкість, морозостійкість і т.д. [3]. Це дає змогу стверджувати, що бетон і залізобетон у недалекому майбутньому залишаться одними з основних конструкційних будівельних матеріалів, застосування яких найдоцільніше у транспортному й енергетичному будівництві, спорудженнях інженерно-екологічних систем і в несучих конструкціях цивільних і промислових будинків.

Важливими є й завдання підвищення вогнестійкості цивільних будинків і споруд, що містять конструкції з бетону, а також поліпшення характеристик жаростійких бетонів і конструкцій з них. Це дає змогу знизити їхню вартість, зменшити тривалість зведення, підвищити надійність і довговічність, а також істотно заощадити паливно-енергетичні ресурси.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Вивчення температурних полів у бетоні за дії підвищених температур з урахуванням екзотермії вимагає завдання в аналітичному виді швидкості тепловиділення і нагріву, що входить у праву частину рівняння теплопровідності

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} = a_t \nabla^2 \Phi + \frac{Q}{\gamma_c} \cdot \frac{\partial E}{\partial t}$$

Оскільки швидкість екзотермії суттєво залежить від температури бетону, то й кількість тепла, що виділилася, до заданого моменту часу в різних його точках неоднакова. Якщо в початковий момент твердіння бетону тепловиділення однакове по всьому його обсягу, то в наступні моменти часу поблизу поверхні тіла воно починає відставати від тепловиділення в ядрі, оскільки з теплообміном розподіл температури за об'ємом тіла стає нерівномірним. Тому функція екзотермії, що є тепловиділенням у бетоні, виявляється залежною не тільки від часу, а й від координат точки $E = E(x, y, z, t)$. Подати цю функцію у вигляді деякого точного закону, що враховує всі обставини, які впливають на тепловиділення в бетоні, неможливо. Доводиться враховувати тільки головні з них і послуговуватися наближеним вираженням для функції, що досить добре описують дійсну картину тепловиділення в бетоні. З цієї метою І.М. Добрянський [1], Г.Д. Вишневецкий, А.А. Гвоздьов [3], І.Д. Запорожець [4] та інші внесли низку пропозицій.

Постановка завдання. Наше завдання – провівши порівняльну роботу дослідних зразків в умовах підвищених температур у комплексі з навантаженням, подати оцінку і порівняти отримані експериментальні результати з теоретичним розрахунком та з комп'ютерною моделлю.

Виклад основного матеріалу. Відповідно до завдання, теорії теплопровідності при джерелах тепла, що залежать від температури, розв'язують у такий спосіб: потрібно відшукати температурну функцію $\Phi(x, y, z, t)$, що відповідає диференціальному рівнянню теплопровідності із джерелами тепла, що залежать від температури нагрівання

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} = a_t \nabla^2 \Phi + \omega(t) \Phi \quad (1)$$

за заданих граничних умов, наприклад, умов виду

$$\frac{\partial \Phi}{\partial \nu} + h_\nu [\Phi - \varphi_\nu(t)] = 0 \text{ на поверхні}$$

відповідних випадку вільного теплообміну і початковій умові

$$\Phi = \theta_0 \text{ за } t = 0 \quad (2)$$

функції $\omega(t)$, $\varphi_\nu(t)$ і початкова температура θ_0 задані.

Унаслідок лінійності основного диференціального рівняння розглянуте завдання може бути зведене до двох простіших завдань.

Подамо шукану функцію Φ у вигляді суми двох доданків

$$\Phi = \Phi_1(x, y, z, t) + \Phi_2(x, y, z, t) \quad (3)$$

Як функцію Φ_1 виберемо розв'язок завдання

$$\frac{\partial \Phi_1}{\partial t} = a_t \nabla^2 \Phi_1 + \omega(t) \Phi_1 \quad (4)$$

$$\frac{\partial \Phi_1}{\partial \nu} + h_\nu \Phi_1 = 0 \text{ на поверхні}$$

$$\Phi_1 = \theta_0 \text{ за } t = 0$$

Тоді функція Φ_2 буде розв'язком наступного завдання:

$$\frac{\partial \Phi_2}{\partial t} = a_t \nabla^2 \Phi_2 + \omega(t) \Phi_2 \quad (5)$$

$$\frac{\partial \Phi_2}{\partial \nu} + h_\nu [\Phi_2 - \varphi_\nu(t)] = 0 \text{ на поверхні}$$

$$\Phi_2 = 0 \text{ за } t = 0$$

Допоміжне завдання з однорідними граничними умовами, зумовлене рівняннями, є першим класичним завданням теорії теплопровідності за джерел тепла, що залежать від температури. Друге ж допоміжне завдання з однорідною

початковою умовою, зумовлене рівняннями, є другим класичним завданням цієї теорії.

За наявності готових розв'язків першої та другої класичних завдань за формулою завжди може бути складений загальний розв'язок завдання теорії теплопровідності за джерел тепла, що залежать від температури, що визначає собою температурне поле, за таких умов (рис. 1–5).



Рис. 1. Балка Бс-1 з тріщинами після випробувань



Рис. 2. Тріщини дослідних балкових зразків Бс-1 та Бс-2

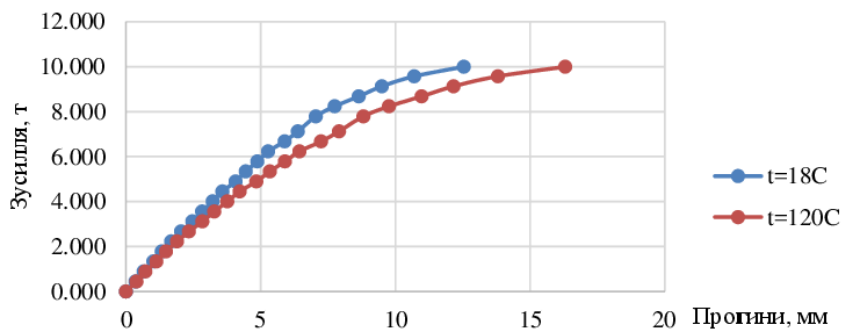


Рис. 3. Прогини дослідних балок в умовах різних температур

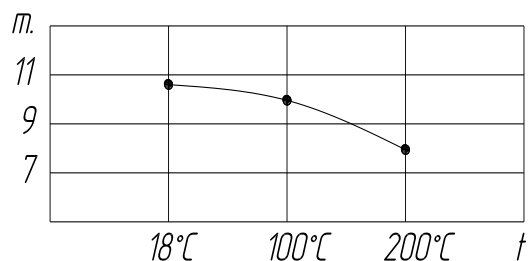


Рис. 4. Залежність несучої здатності балок за різних температур

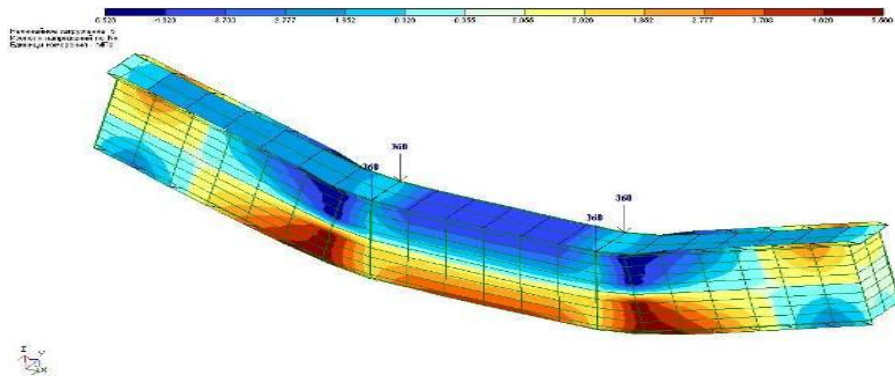


Рис. 5. Модель напружено-деформованого стану балки за умов підвищених температур

Висновки. За результатами отриманих теоретичних і експериментальних даних можна стверджувати:

1. Підвищені температури призводять до зміни вологісного стану конструкції та негативно впливають на фізико-механічні характеристики бетону.

2. Сталобетонні конструкції, які за призначенням працюють в умовах підвищених температур або локального нерівномірного нагріву, необхідно додатково розраховувати з урахуванням температурних факторів.

3. За умов підвищених температур та зі зміною вологості конструкції відбувається розвиток деформації. Враховуючи негативний вплив розвитку деформацій, доцільно значення граничної межі деформації бетону розглядати з урахуванням не тільки класу бетону, а й вологості повітря за умов підвищених температур.

Бібліографічний список

1. Добрянський І. М. Аналітична оцінка вогнестійкості сталобетонних балок на основі урахування зміни деформативних характеристик / І. М. Добрянський, Л. О. Добрянська, Є. Г. Іваник // Будівельні конструкції. – 2014. – Вип. 80. – С. 126–133.
2. Абрамян Б. Л. О температурных напряжениях в прямоугольном бетонном блоке / Б. Л. Абрамян // Известия АН АрмССР. Серия физико-математических и естественных наук) 1984. – Т. VII, № 3. – 426 с.
3. Вишневецький Г. Д. Температурно-усадочні деформації в масивних бетонних блоках / Г. Д. Вишневецький // Вісник АН України. – 1998. – № 4. – С. 128–142.
4. Запорожец И. Д. Основы теории тепловыделения в бетоне / И. Д. Запорожец // Научно-техническое совещание по изучению свойств бетона, определяющих его трещиностойкость в массивных гидротехнических сооружениях / И. Д. Запорожец. – М. : Госэнергоиздат, 1983. – С. 214–231.

Добрянський І., Добрянська Л., Грицевич А., Скрипець Р. Дослідження характеру деформацій сталобетонних елементів за дії підвищених температур

Проведено дослідження двох балок з метою вивчення характеру деформацій залізобетонних елементів під дією зосереджених навантажень за умов підвищених температур. Виконано теоретичні розрахунки напружено-деформованого стану

балок в умовах різних температурних середовищ. Порівняно теоретичні і отримані експериментальні дані.

Ключові слова: залізобетон, армування, напружено-деформований стан, несуча здатність, термічне навантаження.

Dobryanskyj I., Dobryanska L., Grycevych A., Skrypecz R. Investigation of the deformation character of steel-concrete elements under the influence of elevated temperatures

The study of two beams was conducted in order to study the character of the deformations of reinforced concrete elements under the action of concentrated loads in conditions of elevated temperatures. Theoretical calculations of the stress-strain state of beams in the conditions of different temperature environments are carried out. The comparison of theoretical and experimental data is carried out.

Key words: reinforced concrete, reinforcement, stress-strain state, load-bearing capacity, thermal load.

Добрянский И., Добрянская Л., Грыцевыч А., Скрыпец Р. Исследование характера деформаций сталебетонных элементов при действии повышенных температур

Проведено исследование двух балок с целью изучения характера деформаций железобетонных элементов под действием сосредоточенных нагрузок в условиях повышенных температур. Выполнены теоретические расчеты напряженно-деформированного состояния балок в условиях различных температурных сред. Проведено сравнение теоретических и полученных экспериментальных данных.

Ключевые слова: железобетон, армирование, напряженно-деформированное состояние, несущая способность, термическая нагрузка.

Стаття надійшла 28.08.2017.

УДК 517.598

**ОБҐРУНТУВАННЯ ВИБОРУ РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ
СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКОВОЇ КОНСТРУКЦІЇ
ЗА ДІЇ ПЕРІОДИЧНИХ ТЕПЛОВИХ ВПЛИВІВ**

*А. Грицевич, старший викладач
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Інтенсивний розвиток промислового будівництва з використанням сучасних технологій нерозривно пов'язаний зі застосуванням нових видів матеріалів, переважно композиційної структури, до яких, зокрема, можна віднести сталезалізобетонні інженерні системи. Процес теплових випробувань і експлуатації залізобетонних елементів будівельних конструкцій та інженерних

систем супроводжується зовнішнім впливом різноманітної фізичної природи, однак найважливішими з практичного погляду є неоднорідні теплові дії.

Нерівномірність температурного поля в неоднорідній системі спричинює виникнення температурних напружень, які спроможні зумовити руйнування конструкції, як правило, сумісно з втратою її працездатності.

Сучасні методи оцінки стану бетонних і залізобетонних конструкцій базуються на основі моделі, яка трактує їх як монолітний моногенний континуум з деякими усередненими властивостями [1–3]. Однак така методика оцінки працездатності залізобетонних конструкцій є вельми наближеною і містить низку суттєвих спрощувальних припущень.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Вивчення температурних полів і зумовлених ними напружень у сталобетонних елементах конструкцій – важлива проблема технологічної термомеханіки і необхідне для вирішення низки технологічних задач різноманітних галузей сучасної техніки, а особливо будівельної індустрії. Попри те, що цемент Portland є складником якісних та універсальних будівельних матеріалів, все ж виникає необхідність поліпшення їх конструктивних властивостей: міцності, щільності, пластичності, витривалості.

Поведінку гетерогенних середовищ вивчають з позицій механіки суцільних середовищ, у рамках якої, однак, дуже важко врахувати всі ефекти, притамані композитам, які містять велику кількість дискретних фаз. Тому використовують ідеалізовані геометричні моделі гетерогенних систем, які дають змогу отримувати аналітичні оцінки макроскопічних властивостей неоднорідних континуумів через геометричні і фізичні характеристики складових їх фаз [4]. Зокрема у працях [5–7] запропоновано підхід до побудови розв’язків крайових задач дифузії домішкової речовини та виконано оцінку концентрації в багатофазних стохастично-неоднорідних тілах.

Треба відзначити, що навіть вивчення температурних полів є важливим самостійним технічним завданням (питання теплової стійкості стін і промерзання основ споруд і будівель) [8].

Постановка завдання. На сьогодні актуальна проблема вивчення поведінки елементів будівельних конструкцій в умовах нестационарного вимушено-конвективного теплообміну за періодичної зміни в часі зовнішньої температури. Тож наше завдання – узагальнення відомих методик для опису процесів теплоперенесення у двофазних тілах випадково-неоднорідної структури зі суттєво різними характеристиками фаз.

Виклад основного матеріалу. Розробимо підхід до вивчення процесів розповсюдження тепла в гетерогенному середовищі, що має вигляд n -компонентної системи частинок, які у великій кількості є складовими цієї системи і рівномірно розподілені в ній. Розміри цих частинок малі порівняно з об’ємом досліджуваної системи, однак видаються чималими порівняно з молекулярними розмірами. Отож, до частинок кожної з компонент можна застосовувати закон розповсюдження тепла Фур’є. Отже, маємо тіло, складене з двох різних за густиною фаз – матриці і кульових включень (див. рис.), причому теплофізичні параметри цих фаз суттєво різняться. Також вважатимемо, що точна геометрична

конфігурація фаз у ділянці тіла наперед невідома. Типовим прикладом такого гетерогенного середовища можуть слугувати ґрунт, а також будівельні розчини і бетони.

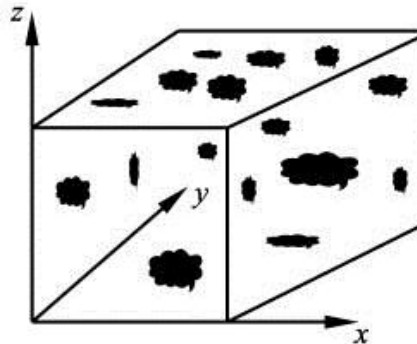


Рис. Реалізація гетерогенної структури тіла

Стан розглядуваної стохастично-неоднорідної системи будемо описувати змінними Ейлера (x, y, z) у часі t . Нехай \mathfrak{V} – певна ділянка тривимірного простору, заповнена n -компонентним середовищем. Згідно зі загальним підходом теорії багатокомпонентних середовищ [9–12], припустимо:

– розповсюдження тепла всередині частинок кожної компоненти слідує законам теплопровідності Фур'є; якщо серед компонент середовища частина перебуває в одній із двох можливих фаз, рідкій або газоподібній, то можливими процесами конвективного або радіаційного типів знехтуємо;

– кількість частинок кожної з компонент вельми велике, а їх розмір дуже малий порівняно з об'ємом \mathfrak{V} ;

– частинки всіх компонент розподілені всередині об'єму \mathfrak{V} хаотично.

За вказаних умов всередині об'єму \mathfrak{V} є необмежено велика кількість поверхонь, які відділяють частинки різних компонент. Оскільки всі вони мають різні термічні характеристики, то кожна з цих поверхонь є поверхнею розриву градієнтів температури за просторовими координатами. Невизначеність форми, положення і числа таких поверхонь розриву ставить дослідження процесу теплопровідності в умови неможливості безпосереднього застосування класичної теорії тепломасопровідності [13–16]. Тому належить застосувати статистичне трактування явища, використовуючи гомогенізацію введеної в розгляд гетерогенної системи.

Нехай $\Delta\varpi$ – елементарний об'єм всередині виділеної ділянки \mathfrak{V} ; \mathcal{G}_i^* – середня за виділеним континуумом температура частинок компоненти i , яка міститься в середовищі $\Delta\varpi$, а величина p_i^* – відношення об'єму частинок компонент i до всього виділеного нами елементарного об'єму. Будемо розглядати всеможливі випадкові розподіли частинок середовища згідно зі висловленими

припущеннями; тоді \mathcal{G}_i , p_i – математичні сподівання величин \mathcal{G}_i^* , p_i^* , які відповідають вказаним випадковим розподілам відповідно до наведеного трактування величини $\mathcal{G}_i(M, t) \equiv \mathcal{G}_i(x, y, z, t)$, $p_i(M, t) \equiv p_i(x, y, z, t)$ згідно з термінологією [10-12], мають назву температура і концентрація в довільній точці $M(x, y, z)$ у поточний момент часу t . Із фізичних міркувань зрозуміло, що: $\mathcal{G}_i(x, y, z, t)$ – неперервна в часі і двічі неперервно диференційована за просторовими координатами всюди в ділянці \mathfrak{V} ; концентрація у фіксованій точці є сталою, хоча цю вимогу можна послабити, припустивши неперервність і достатню її гладкість, причому концентрації p_i вважаємо заданими.

Далі у виділеній ділянці \mathfrak{V} розглянемо елементарну поверхню $\Delta\sigma$, положення якої цілком визначається точкою $M(x, y, z)$, а орієнтація – нормаллю \vec{n} . У реальному гетерогенному середовищі ділянка $\Delta\sigma$ перетне частинки компоненти i за деякою множиною точок двовимірної міри $\mu_i^* \Delta\sigma$. Нехай величина μ_i – математичне сподівання величин μ_i^* , які відповідають усім розглянутим випадковим розподілам частинок середовища. Припускаємо, що μ_i не залежить від положення і орієнтації виділеної нами плоскої ділянки $\Delta\sigma$, однак залежить від концентрації p_i , тому внаслідок сталості значення p_i , також буде $\mu_i = \text{const}$.

Знову розглянемо в ділянці \mathfrak{V} виділений елементарний об'єм $\Delta\omega$. Оскільки термічні константи, які характеризують різні компоненти, відрізняються між собою, то середні значення температури \mathcal{G}_i^* частинок компоненти i на $\Delta\omega$ взагалі будуть різні. Отже, у процесі тепломасообміну в середовищі \mathfrak{V} матиме місце обмін тепла не лише між окремими елементарними частинками, а й у середовищі кожного елементарного об'єму між частинками різних компонент. Однак за умови відсутності теплової рівноваги в усій ділянці \mathfrak{V} можна припустити локальну термічну рівновагу окремо всередині виділеного елементарного об'єму, коли середні температури в ньому такі, що між частинками всіх компонент у середньому реалізується тепла рівновага (за умови відсутності дії певних внутрішніх джерел різної фізичної природи або агресивних вкраплених середовищ). Тому можна ввести в розгляд рівноважну температуру $\bar{\mathcal{G}}_i^* = \bar{\mathcal{G}}_i$ відповідної компоненти.

Поряд із рівноважною температурою $\bar{\mathcal{G}}_i$ компоненти i доцільно розглянути температуру \mathcal{G}_j іншої компоненти j , рівноважну з температурою компоненти i . Саме в умовах випадкового розподілу частинок середовища можливий такий його стан, що частинки компоненти i мають у виділеному об'ємі $\Delta\omega$ середню

температуру \mathcal{G}_i^* , відмінну від рівноважної, але частинки іншої компоненти j неоднорідного середовища прийматимуть при цьому середню температуру \mathcal{G}_{ij}^* , яка відповідає тепловій рівновазі (в середньому) між вказаними компонентами розглядуваного середовища. Математичне сподівання величини \mathcal{G}_{ij}^* буде майже тотожним значенню \mathcal{G}_j частинок компоненти j , рівноважної з температурою \mathcal{G}_i компоненти i .

Внаслідок періодичності коливань температури зовнішнього середовища її зміну можна подати у вигляді залежності

$$T(M, t) = T_0 + \Delta T_0 e^{i\omega t},$$

де M – гранична точка поверхні з фіксованими координатами; ω – частота коливань; T_0 – середня за період коливань температура; ΔT_0 – амплітуда коливань на вході конструктивного елемента.

Наступним етапом має стати формулювання рівнянь розповсюдження тепла в описаному гетерогенному середовищі, яке адекватне реальному експлуатаційному континууму.

Висновки. Числова обробка результатів, отриманих на основі сформульованої моделі, можлива лише за наявності комплексу експериментального матеріалу для визначення відповідних параметрів, що супроводжують розглядуваний фізичний процес перенесення тепла, а також властивості гетерогенних структур. Відповідно поставлені крайові задачі здебільшого зводяться до виконуваних квадратур, тому наявність даних спеціально поставлених експериментів дає змогу оцінити ці величини з достатньою надійністю, а відтак – з'ясувати питання про вплив періодичної в часі зміни температури на експлуатаційну здатність сталезалізобетонних будівельних конструкцій.

Бібліографічний список

1. Добрянський І. Вплив перепаду температур на несучу здатність та експлуатаційну надійність сталобетонних балок / І. Добрянський, А. Грицевич // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2003. – № 4. – С. 15–18.
2. 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.
3. Євтушенко О. О. Температура і термонапруження масивних тіл під дією імпульсного лазерного проміння / О. О. Євтушенко, І. М. Добрянський, Є. Г. Іваник // Фіз.-хім. механіка матеріалів. – 2003. – № 6. – С. 37–44.
4. Кристенсен Р. Введение в механику композитов / Р. Кристенсен. – М. : Мир, 1982. – 334 с.
5. Чернуха О. Ю. Про вертикальну дифузію домішки в багатофазному стохастично-неоднорідному шарі / О. Ю. Чернуха // Мат. методи і фіз.-мех. Поля. – 2000. – Вип. 43, № 3. – С. 140–145.

6. Chernucha O. On diffusion processes in two-phase random nonhomogeneous stratified semispace / O. Chernucha // *Int. J. of Heat and Mass Transfer*. – 2001. – Vol. 44. – P. 2535–2539.
7. Lydzba D. Homogenisation theories applied to porous media mechanics / D. Lydzba // *J. Theor. And Appl. Mechanics*. – 1998. – Vol. 36, N 3. – P. 657–679.
8. Коренев Б. Г. Задачи теории теплопроводности и термоупругости. Решения в бесселевых функциях / Б. Г. Коренев. – М. : Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1980. – 400 с.
9. Био М. А. Теория упругости и консолидации анизотропной пористой среды / М. А. Био // *Механика*. – 1956. – № 1. – С. 182–185.
10. Ben-Amoz M. Continuum model of heat conduction in laminated composites / M. Ben-Amoz // *Int. J. Eng. Sci.* – 1971. – Vol. 9, N 11. – P. 1075–1085.
11. Ben-Amoz M. On heat conduction in laminated composites / M. Ben-Amoz // *Int. J. Eng. Sci.* – 1974. – Vol. 12, № 7. – P. 633–643.
12. Laws N. On the thermostatic of composite materials / N. Laws // *J. Mech. And Phys. Sol.* – 1973. – Vol. 21, N 1. – P. 9–17.
13. Лыков А. В. Теория теплопроводности / А. В. Лыков. – М. : Высшая школа, 1967. – 598 с.
14. Лыков А. В. Тепломассообмен / А. В. Лыков. – М. : Энергия, 1978. – 480 с.
15. Hoffman C.A. Effect of thermal loading of foil and sheet composites with constituents of differing thermal expansivities / C. A. Hoffman // *Trans. ASME*. – 1973. – Vol. 95, № 1. – P. 47–54.
16. Jekot T. Nonlinear thermoelastic problems of homogeneous and isotropic media under great temperature gradients / T. Jekot // *Arch. Mech.* – 1978. – Vol. 36, № 1. – P. 33–47.

Грицевич А. Обґрунтування вибору розрахункової схеми сталезалізобетонної балкової конструкції за дії періодичних теплових впливів

Обґрунтовано вибір розрахункової схеми опису процесу теплопровідності в полікомпонентній системі з метою вивчення негативного впливу змінної в часі за періодичним законом температури на несучу здатність та експлуатаційну надійність сталезалізобетонних конструктивних елементів інженерних систем.

Ключові слова: теплопровідність, гетерогенне середовище, сталезалізобетонна будівельна конструкція, періодична зміна в часі, температура зовнішнього середовища, гомогенізація, експлуатаційна надійність конструктивних елементів.

Grycevych A. Substantiation of the choice of the calculation scheme of the steel reinforced concrete structure for the effects of periodic thermal influences

The choice of the design scheme for describing the process of heat conductivity in a multicomponent system is grounded in order to study the negative influence of the variable in time on the periodic law of temperature on the bearing capacity and operational reliability of steel reinforced concrete structural elements of engineering systems.

Key words: thermal conductivity, heterogeneous environment, steel reinforced concrete structure, periode change in time, external temperature environment temperature, homogenization, operational reliability of structural elements.

Грыщевыч А. Обоснование выбора расчетной схемы сталежелезобетонной балочной конструкции при действии периодических тепловых воздействий

Обоснован выбор расчетной схемы описания процесса теплопроводности в поликомпонентной системе с целью изучения негативного влияния переменной во времени с периодическим законом температуры на несущую способность и эксплуатационную надежность сталежелезобетонных конструктивных элементов инженерных систем.

Ключевые слова: теплопроводность, гетерогенная среда, сталежелезобетонная строительная конструкция, периодичное изменение во времени, температура наружного средовища, гомогенизация, эксплуатационная надежность конструктивных элементов.

Стаття надійшла 30.08.2017.

УДК 691.328

ОЦІНКА РІЗНОПЛАНОВОСТІ ПІДХОДІВ ДО РОЗРАХУНКУ ВИСОТНОЇ КОНСТРУКЦІЇ З УРАХУВАННЯМ РЕАЛЬНОГО ПРОФІЛЮ ВІТРОВОГО ТИСКУ ВІДПОВІДНО ДО НОРМ РІЗНИХ КРАЇН

С. Лопатка, к. т. н.

Львівський національний аграрний університет

Постановка проблеми. Дослідження присвячене одному питанню з-поміж широкого спектра проблем, що стоять перед сучасною будівельною наукою всього світу – встановленню обґрунтованих показників для вітрового навантаження на будівельні конструкції великої висоти, без чого розрахунки таких конструкцій можуть вестися хіба що на інтуїтивному рівні зі значними необґрунтованими запасами. Із введенням у дію ДБН В. 1. 2-2: 2006 «Навантаження і впливи» виникає багато питань про відповідність закордонним нормам розрахунку вітрових навантажень для висотних будівель. Підставою для проведення досліджень стали три основні чинники – поява практичних задач, пов'язаних із встановленням обладнання на не розрахованих для нього наявних висотних конструкцій з великим ступенем зношення; необхідність перегляду положень чинних будівельних норм через появу нової інформації; наявність доступу до стратегічного обладнання для вивчення атмосфери, яке раніше використовували лише для забезпечення потреб авіації та міжнародних оперативних обмінів даними з метою глобального прогнозу погоди на різні терміни, і не пристосоване для проблем будівництва.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Проблема дослідження впливу вітру на висотні будівельні конструкції стала предметом дослідження багатьох вчених (праці Кінаша Р.І., Коваленко В.А., Перельмутера А.В., Прусова В.А., Пістуна Є.П., Бурнаєва О., Пічугіна С.Ф.), проте питання про вертикальні профілі параметрів атмосфери для вивчення швидкісного напору вітру на висотні будівлі та

споруди вивчене недостатньо, оскільки ґрунтовні дослідження проводилися лише для впливу снігових навантажень.

Постановка завдання. Усі висотні споруди характеризуються високим рівнем відповідальності через їх велику висоту, розташування поблизу інших об'єктів та споруд, часто поблизу промислових об'єктів з небезпечними процесами. Як правило, вони є високих вартості та технологічної складності. Тому важливе завдання – забезпечення їх високого рівня міцності до зовнішніх силових впливів. Безпека конструкцій на стадії проектування забезпечується створенням резервів несучої здатності. Найпростішим способом створення резерву міцності є збільшення товщин елементів. Такий підхід широко застосовують на практиці за кордоном, наприклад, у Німеччині (норми СІСІND), проте чинними в Україні нормами він заборонений. Інші способи передбачають ускладнення розрахункових схем з метою створення адекватніших моделей конструкцій, деталювання з урахуванням особливостей поведінки конструкційних елементів. Для висотної вільностоячої споруди модель приймають у вигляді вертикального жорстко заземленого за нижній кінець консольного стрижня. Для норм інших країн, наприклад, Eurocode 1: Actions on structures – General actions – Part 1-4: Wind actions беруть вітер з 1-годинним усередненням та коефіцієнт надійності 1.5. В усіх варіантах норм базовою є статична складова вітрового тиску, а реального характеру зміни швидкості вітру з висотою споруди окремо не враховують, вважаючи, що він перебивається коефіцієнтом запасу за надійністю. Ці норми поширюються на проектування будівельних конструкцій, основ новозведених і реконструйованих будівель і споруд, встановлюють основні положення та правила щодо визначення навантажень і впливів, а також їх поєднань. Єврокод призначений для прогнозування характерної дії вітру на наземні споруди, він передбачає загальні структурні правила для створення дизайну та проектування конструкцій і комплектуючих виробів, EN 1991-1-4 дає рекомендації щодо визначення дії вітру для будівельних конструкцій та інженерних споруд. Його можна бути застосовувати до будівель з висотою до 200 м, мостів, з прольотом не більше ніж 200 м.

Характерною особливістю європейських норм порівняно з українськими є чітке врахування інтенсивності турбулентності, що дає змогу отримати точніші результати.

Виклад основного матеріалу. Основними критеріями граничних станів висотних споруд є розтягувальні напруження у верхній частині та (якщо це оболонка) стійкість пружної рівноваги поверхні у нижній частині споруди. Очевидним рішенням для підвищення міцності та мінімізації затрат матеріалу є виконання вільностоячої висотної споруди змінної геометрії з висотою, прикладом чого є вежа Ейфеля у Парижі. Якщо технологічно неможливо виконати конструкцію з плавною зміною геометрії (наприклад, димові труби тощо), використовують кілька циліндрів різного діаметра, що зменшується з висотою, які з'єднані між собою урізаними конічними вставками.

Нехай висотна споруда висотою H перебуває під дією змінного з висотою вітрового тиску $q(z)$ (1). Вважаємо, що основну частину вітрового навантаження

створює поверхня споруди, тому нехтуємо додатковими елементами – драбинами, поручнями, балконами, антенами, що створюють невеликі зосереджені сили у горизонтальному напрямі (рис.1).

$$q(z) = \frac{(A \cdot v(z))^2}{16}, \quad (1)$$

де A – коефіцієнт, що характеризує аеродинамічні властивості споруди;
 v – швидкість вітру на висоті z .

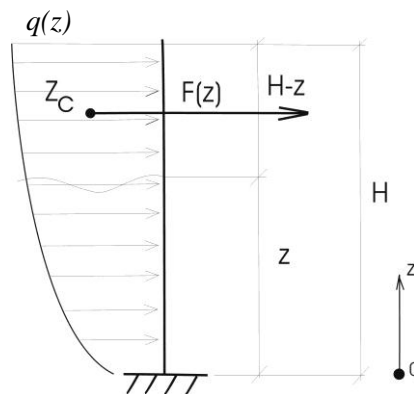


Рис. 1. Розрахункова схема вільностоячої висотної споруди

Швидкість вітру відповідно до чинних рекомендацій із розрахунку будівель і споруд на дію вітру задається формулою (2):

$$v(z) = v_{10} \cdot \left(\frac{z}{z_{10}} \right)^\alpha, \quad (2)$$

де z – висота від поверхні ґрунту; z_{10} – висота встановлення анемометра під час спостережень для визначення швидкості приземного вітру; v_{10} – швидкість на висоті встановлення анемометра з десятихвилинним усередненням, що повторюється один раз на 40 років; α – показник форми профілю швидкості вітру для конкретного будівельного майданчика.

Враховуючи попередні формули, можна записати значення змінного z висотою вітрового тиску у вигляді (3):

$$q(z) = \frac{A^2}{16^2} \left[v_{10} \cdot \frac{z^{2\alpha}}{z_{10}^{2\alpha}} \right] = \frac{A^2 \cdot v_{10}^2}{16 \cdot z_{10}^2} \cdot z^{2\alpha} \quad (3)$$

Виносячи параметри, що не залежать від висоти споруди, введемо окрему змінну для спрощення обчислень, яка є константою для цієї задачі (4):

$$\mathfrak{g} = \frac{A^2 \cdot v_{10}^2}{16 \cdot z_{10}^2}, \quad (4)$$

Тут вважається, що форма споруди, а отже, її аеродинамічний коефіцієнт « A », з висотою не змінюється. З урахуванням цього вітровий тиск на одиницю площі споруди на висоті « z » від поверхні землі задається виразом (5):

$$q(z) = \vartheta \cdot z^{2\alpha}, \quad (5)$$

Визначимо значення згинального моменту M залежно від висоти поперечного перерізу від землі « z » (6):

$$M(z) = F(z) \cdot h(z), \quad (6)$$

де $F(z)$ – значення рівнодійної сили від розподіленого навантаження $q(z)$ на відрізьку від верхнього кінця консолі до позначки висоти « z »; $h(z)$ – плече рівнодійної сили $F(z)$ до позначки висоти « z »;

Враховуючи вираз для плеча рівнодійної сили на відрізьку, отримаємо (7):

$$M(z) = F(z) \cdot (z_c(z) - z), \quad (7)$$

де $z_c(z)$ – центр ваги графіка, розподіленого за висотою вітрового навантаження $q(z)$ на відрізьку від верхнього кінця консолі до позначки висоти « z ». Інтегруючи розподілене навантаження за довжиною досліджуваного відрізька, знайдемо рівнодійну $F(z)$ (8):

$$F(z) = \int_z^H q(\zeta) d\zeta, \quad (8)$$

Координата положення центру прикладання рівнодійної сили визначається зі залежності (9):

$$z_c(z) = \frac{\int_z^H q(\zeta) \cdot \zeta \cdot d\zeta}{\int_z^H q(\zeta) d\zeta} + z, \quad (9)$$

Враховуючи співвідношення між згинальним моментом та моментом опору поперечного перерізу, отримаємо вираз для визначення геометричних характеристик поперечного перерізу з висотою з урахуванням досягнення в кожній точці перерізу граничного напруження $[\sigma]$ (10).

$$W(z) = \frac{M(z)}{[\sigma]} = \frac{A^2 \cdot v_{10}^2}{16 \cdot z_{10}^2 \cdot H^{2\alpha+2} \cdot (2\alpha+2) \cdot [\sigma]} \cdot \left[1 - \left(\frac{z}{H} \right)^{2\alpha+2} \right], \quad (10)$$

де H – висота споруди.

Точність встановлення коефіцієнта для профілю вітрового тиску на конкретному будівельному майданчику дуже важливо. Подальші розрахунки необхідно проводити з урахуванням геометрії споруди. Якщо розраховувати димар, для якого збільшення товщини металевих або цегляних стінок донизу незначно впливає на ширину у профіль, тоді можна знехтувати спаданням $q(z)$ з висотою внаслідок звуження труби.

Висновки. Показано, що жорсткість вільностоячої висотної конструкції під дією статичного вітрового навантаження, змінного з висотою, описується

параболою ступеня від 2.6 до 3.1 з параметрами, що враховують шорсткість підстиляльної поверхні та аеродинамічні властивості споруди. Показано великий вплив профілю зміни вітрового навантаження з висотою на значення максимального згинального моменту, який за зміни параметра α на 25% зростає удвічі. Порівняння вітрового навантаження, визначеного за ДБН В. 1. 2-2: 2006 «Навантаження і впливи» з закордонними аналогами, показало розбіжність результатів у 12-37%. Це свідчить про недосконалість методики, викладеної у ДБН В. 1. 2-2: 2006, оскільки у вітчизняних нормах недостатньо враховуються такі динамічні навантаження, як інтенсивність турбулентності. Отже, рекомендується і надалі досліджувати це питання, покращуючи наявну нормативну базу.

Бібліографічний список

1. Пічугін С. Ф. Порівняльний аналіз розрахункових схем снігового навантаження біля перепадів висот будівель за нормами різних країн / С. Ф. Пічугін, Ю. В. Дрижирук // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – 2009. – Вип. 18. – Рівне : НУВГП, 2009. – С. 406-413.
2. Пичугин С. Ф. Ветровая нагрузка на строительные конструкции (монография) / С. Ф. Пичугин, А. В. Махінько. – Полтава : Изд-во «АСМИ», 2005. – 342 с.
3. CEN, European Committee for Standardization, «Eurocode 1: Basis of Design and Action on Structures, Part 1-4: Wind Action», ENV 1991-1-4 Brussel, 1994.
4. Structural Design Actions. Part 2: Wind Actions: AS/NZS 1170. 2: 2002. – [2002-06-04]. – Sydney, Australia: Standards Australia. – 92 p.
5. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В. 1. 2-2: 2006. – [Чинний від 2007-01-01]. – К. : Сталь, 2006. – 120 с.

Лопатка С. Оцінка різноплановості підходів до розрахунку висотної конструкції з урахуванням реального профілю вітрового тиску відповідно до норм різних країн

Усі висотні споруди характеризуються високим рівнем відповідальності через їх велику висоту, розміщення поблизу інших об'єктів та споруд, часто поблизу промислових об'єктів з небезпечними процесами. Як правило, вони є високих вартості та технологічної складності. Тому важливо забезпечити їх високий рівень міцності до зовнішніх силових впливів. Безпека конструкцій на стадії проектування забезпечується створенням резервів несучої здатності. Найпростішим способом створення резерву міцності є збільшення товщин елементів. Характерною особливістю європейських норм порівняно з українськими є чітке врахування інтенсивності турбулентності, що дає змогу отримати точніші результати. Показано, що жорсткість вільностоячої висотної конструкції під дією статичного вітрового навантаження, змінного з висотою, описується параболою ступеня від 2.6 до 3.1 з параметрами, що враховують шорсткість підстиляльної поверхні та аеродинамічні властивості споруди. Порівняння вітрового навантаження, визначеного за ДБН В. 1. 2-2: 2006 «Навантаження і впливи» зі закордонними аналогами, забезпечило розбіжність результатів у 12-37%. Це свідчить про недосконалість методики, викладеної у ДБН В. 1. 2-2: 2006, оскільки у вітчизняних нормах недостатньо враховані такі динамічні навантаження, як інтенсивність турбулентності.

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

Lopatka S. Evaluation multilevel approach to calculate altitude designs with real wind pressure profile in accordance with different countries

All high-rise buildings are characterized by a high level of responsibility due to their high altitude, proximity to other facilities and buildings, often near industrial facilities with hazardous processes. Typically, they are high cost and technological complexity. For this important task of ensuring a high level of durability to external force impacts. Security structures at the design stage ensured provisioning bearing capacity. The easiest way to create a reserve of strength is to increase the thickness of the elements. A characteristic feature of European standards in comparison with the Ukrainian a clear account of turbulence intensity, allowing more accurate results. It is shown that the stiffness of free standing high-rise structures under static wind load, alternating with height, describes a parabola degree of 2.6 to 3.1 with parameters that take into account the underlying surface roughness and aerodynamic properties of the structure. Comparing wind load specified by DBN V. 1. 2-2: 2006 «Loads and effects» with foreign counterparts made the difference results in 12-37%. This shows the inadequacy of the method described in DBN V. 1. 2-2: 2006 since domestic standards are not taken into account the dynamic loads as the intensity of turbulence.

Key words: structures, wind load, valuation effects and actions on structures.

Лопатка С. Оценка разноплановости подходов к расчету высотной конструкции с учетом реального профиля ветрового давления в соответствии с нормами разных стран

Все высотные сооружения характеризуются высоким уровнем ответственности за их большую высоту, нахождение вблизи других объектов и сооружений, часто вблизи промышленных объектов с опасными процессами. Как правило, они являются высокостоящими и технологически сложными. Поэтому важной является задача обеспечения их высокого уровня прочности к внешним силовым воздействиям. Безопасность конструкций на стадии проектирования обеспечивается созданием резервов несущей способности. Самым простым способом создания резерва прочности является увеличение толщины элементов. Характерной особенностью европейских норм по сравнению с украинскими есть четкий учет интенсивности турбулентности, что позволяет получить более точные результаты. Показано, что жесткость свободстоящей высотной конструкции под действием статической ветровой нагрузки, переменного с высотой, описывается параболой степени от 2.6 до 3.1 с параметрами, учитывающими шероховатость подстилающей поверхности и аэродинамические свойства сооружения. Сравнение ветровой нагрузки, определенное по ГСН 1. 2-2: 2006 «Нагрузки и воздействия», с зарубежными аналогами, дало расхождение результатов в 12-37%. Это свидетельствует о несовершенстве методики, изложенной в ГСН 1. 2-2: 2006, поскольку в отечественных нормах недостаточно учитываются такие динамические нагрузки, как интенсивность турбулентности.

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

Стаття надійшла 01.06.2017.

УДК 624.07

ВИПРОБУВАННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ЗРАЗКІВ ПОЛОГОЇ СТРУКТУРНО-ВАНТОВОЇ ОБОЛОНКИ ЗІ СУЦІЛЬНИМ НИЖНІМ ПОЯСОМ

Л. Стороженко, д. т. н., Г. Гасій, к. т. н.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Постановка проблеми. Структурно-вантова оболонка – сучасна конструкція, яка має оригінальне рішення [1]. Оболонка складається з модульних просторових елементів й нижнього пояса. Запропонована конструкція характеризується добрими техніко-економічними показниками [2] та є альтернативою класичним рішенням у будівництві покриттів великопролітних промислових і громадських будівель [3]. Однак недостатня вивченість роботи конструкції під дією навантаження стримує їх розвиток. З огляду на зазначене, експериментальне дослідження роботи структурно-вантової оболонки дасть поштовх до подальшого вивчення та впровадження цих конструкцій у практику будівництва.

Аналіз останніх досліджень і публікацій показав, що структурно-вантові покриття ґрунтовно досліджені: обґрунтовано ефективність розроблених конструкцій; здійснено пошук й удосконалення конструктивних рішень; розроблено способи забезпечення сумісної роботи елементів; розроблені вузлові з'єднання, модульні елементи [4–5]. Експериментально та чисельно досліджено напружено-деформований стан окремих несучих елементів покриття [6–7]. Однак дослідження особливостей просторової роботи конструкції загалом не виконували.

Постановка завдання. Наше завдання – експериментально дослідити просторову роботу структурно-вантової полової оболонки та виявити особливості її деформування, а також встановити сумісність роботи складових елементів.

Виклад основного матеріалу. Для отримання експериментальних даних, які дадуть можливість об'єктивно оцінити особливості роботи структурно-вантових покриттів, запроектовано та виготовлено дослідні зразки циліндричної полової структурно-вантової оболонки (рис. 1). Кожен зразок структурно-вантової оболонки складався зі семи аркових структурно-вантових плит, кожна з яких була зібрана зі семи просторових модулів.

Для виготовлення зразків було застосовано матеріали з фізико-механічними властивостями, що звичайно використовують для будівельних конструкцій. Зокрема було використано латуні трубки та сталевий оцинкований дріт. Після збирання всіх елементів у єдину конструкцію, її було встановлено на опорну частину. З'єднання елементів між собою по верхньому поясі здійснювалося на болтах, а по нижньому – сталевим суцільним дротом.

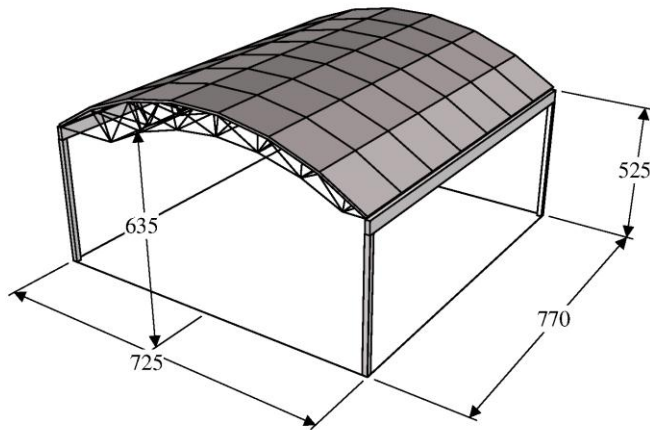


Рис. 1. Загальний вигляд дослідного зразка структурно-вантової оболонки

Для заміру деформацій зразків структурно-вантової оболонки було застосовано фотограмметричний метод [8]. Для цього по верхньому поясі оболонки були нанесені маркувальні знаки та виготовлено спеціальний стенд. Оскільки дослідні зразки були прямокутними на плані, то щоб об'єктивно оцінити особливості їх просторової роботи, необхідно було заміряти деформації як у поздовжньому, так і в поперечному напрямках. З цією метою маркувальні знаки були розміщені у трьох перерізах (рис. 2).

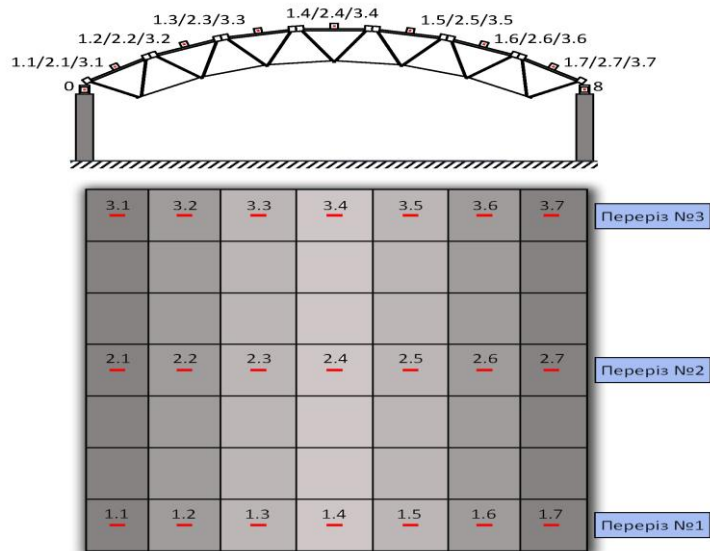


Рис. 2. Розміщення маркувальних знаків на дослідній моделі структурно-вантової оболонки

Для дослідження експериментальних зразків пологих структурно-вантових оболонок було прийнято схему з поданими далі характеристиками (рис. 3).

Дослідні моделі просторових структурно-вантових конструкцій покриття випробовувалися ступінчасто на дію статичного навантаження за прийнятою методикою. За випробування зразків навантаження прикладалося у вузлах нижнього пояса (рис. 4).

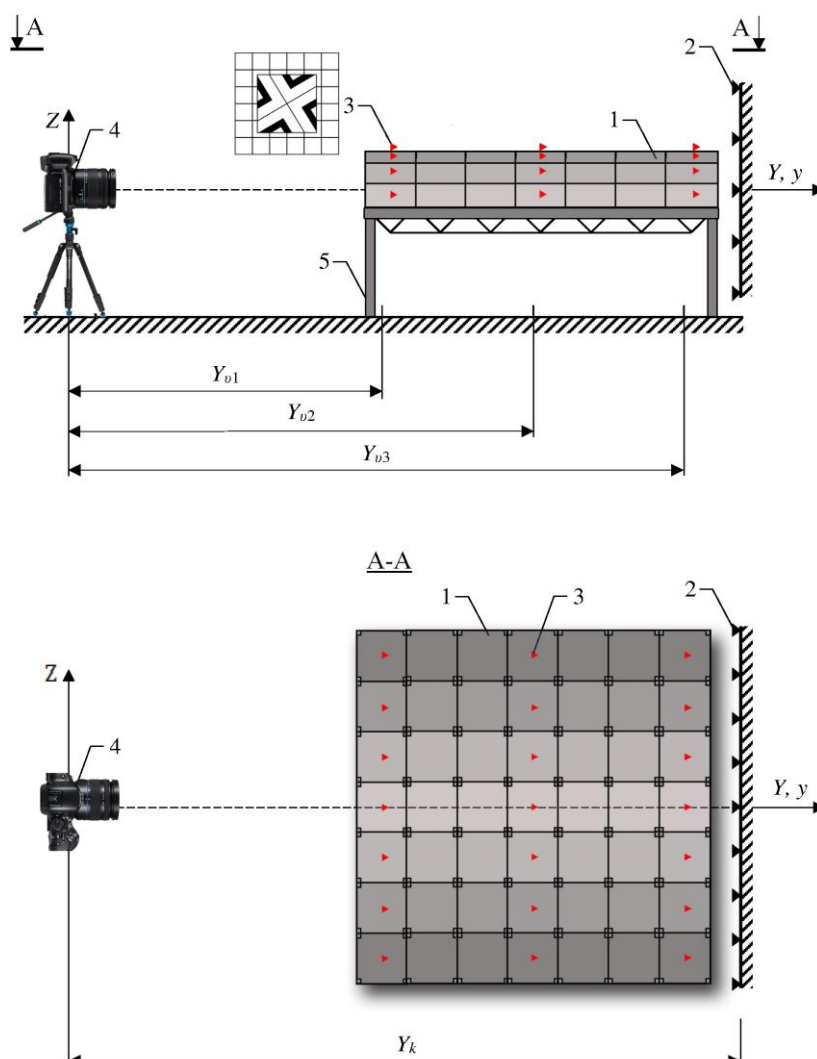


Рис. 3. Схема дослідження експериментальних зразків:
 1 – дослідний зразок структурно-вантової оболонки; 2 – стенд з маркувальними знаками; 3 – маркувальний знак; 4 – фотокамера; 5 – опора

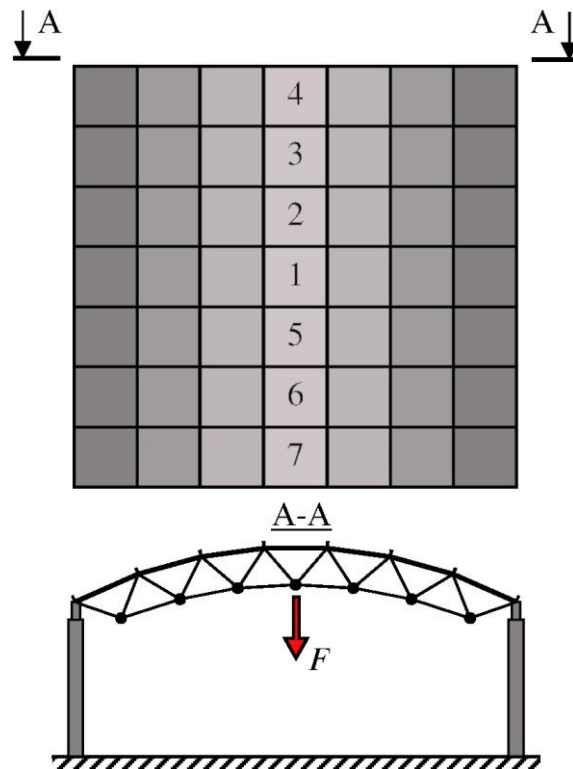


Рис. 4. Схема завантаження дослідних зразків:
1, 2, ..., n – послідовність прикладення ваги

За результатами експериментальних випробувань дослідних зразків структурно-вантових оболонок було отримано залежності прогинів конструкції від інтенсивності навантаження (рис. 5). Під час випробування всі дослідні зразки продемонстрували сумісну роботу всіх складових елементів. Деформування дослідних моделей конструкцій відбувалося симетрично та плавно.

Проаналізувавши наведені діаграми, встановлено, що деформування дослідних зразків структурно-вантових пологих оболонок покриття відбувалося рівномірно. Про це свідчать практично однакові значення переміщень дзеркально розташованих маркувальних знаків у кожному з досліджуваних перерізів. Середня розбіжність між переміщеннями в місцях розташування таких маркувальних знаків дорівнює 13,3%. Це говорить про те, що прийнятий спосіб вузлового з'єднання забезпечив сумісну просторову роботу складових елементів конструкції покриття як у поздовжньому так і в поперечному напрямках.

Загалом характер деформування дослідних моделей конструкцій є рівномірним, однак прогини в центральній частині зразків розвивалися інтенсивніше, ніж по краях.

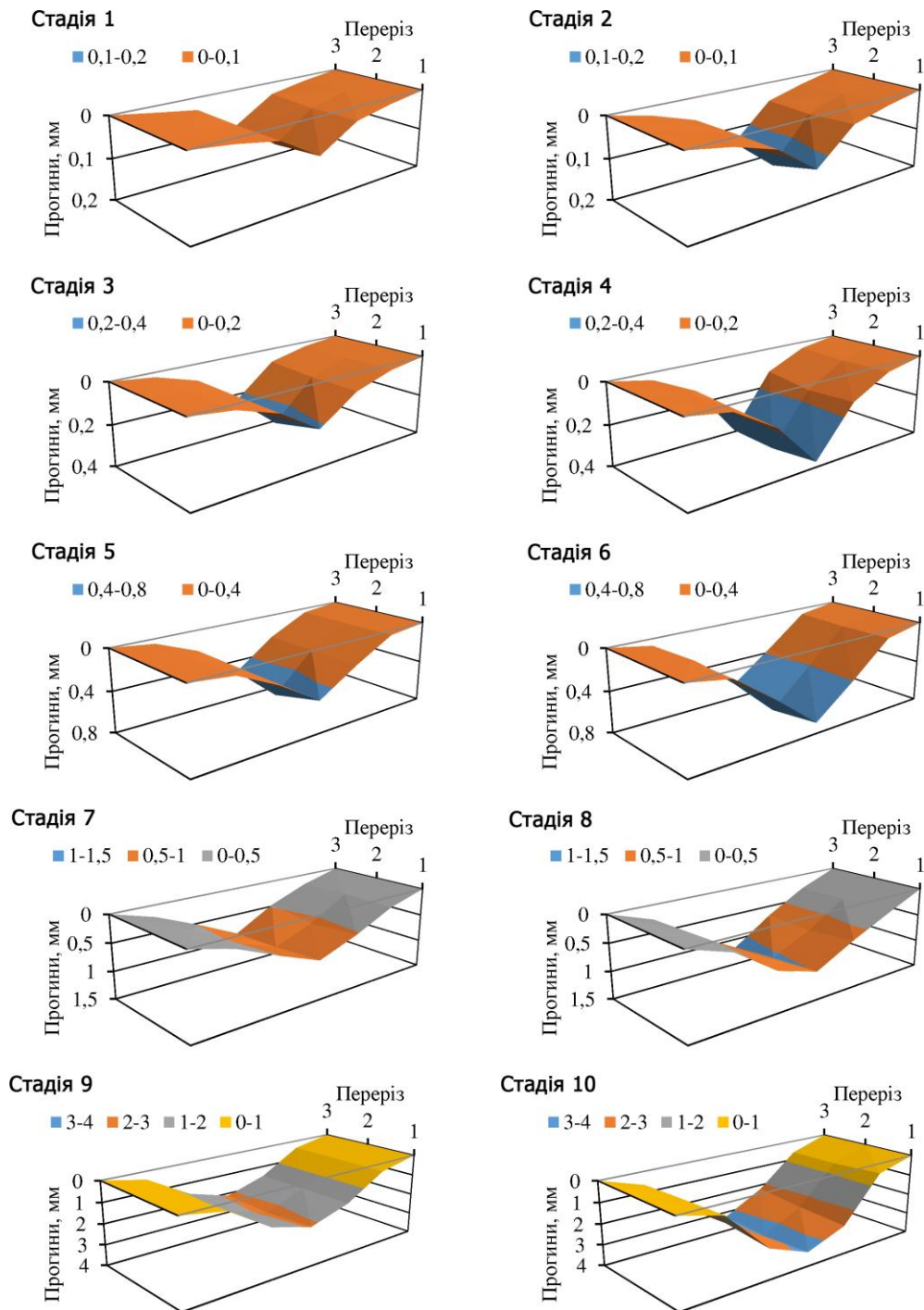


Рис. 5. Прогини структурно-вантової оболонки, мм

Висновки. У підсумку експериментального дослідження зразків структурно-вантових конструкцій покриття на дію вузлового навантаження було отримано дані, на підставі аналізу яких можна дійти висновку, що досліджувані моделі конструкцій покриття впродовж усього випробовування продемонстрували сумісну роботу всіх складових, що є свідченням ефективності рішення запропонованих конструкцій.

Бібліографічний список

1. Стороженко Л. І. Просторові сталезалізобетонні структурно-вантові покриття : Монографія / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій, С. А. Гапченко. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2015. – 218 с.
2. Gasii G. M. Comparative characteristics of the spatial grid-cable steel-concrete composite slab / G.M. Gasii // Вісник Національного університету «Львівська політехніка» : теорія і практика будівництва. – 2016. – № 844. – С. 260–265.
3. Стороженко Л. І. Великопролітні структурно-вантові сталезалізобетонні покриття для будівель і споруд аеропортів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Проблеми розвитку міського середовища. – К. : НАУ, 2016. – Вип. 2 (16). – С. 72–79.
4. Gasii G. M. Types of steel and concrete composite cable space frames / G.M. Gasii // Science and Transport Progress. Bulletin of Dnipropetrovsk National University of Railway Transport. – 2016. – № 6 (66). – P. 158 – 165.
5. Стороженко Л. І. Визначення геометричних параметрів сталезалізобетонних структурно-вантових елементів циліндричних покриттів / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне : НУВГП, 2015. – Вип. 31. – С. 511–516.
6. Стороженко Л. І. Експериментальне дослідження деформативності окремих несучих елементів сталезалізобетонного структурно-вантового покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. научных трудов. – Дн-ск : ГБУЗ «ПГАСА», 2015. – Вип. 82. – С. 219–225.
7. Storozhenko L. I. Analysis of stress-strain state of the steel-concrete composite ribbed slab as a part of the spatial grid-cable suspended structure / L. I. Storozhenko, G. M. Gasii // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – Poltava : PoltNTU. – 2016. – № 2 (67). – P. 81–86.
8. Єрмоленко Д. А. Об'ємний напружено-деформований стан трубобетонних елементів: монографія / Д. А. Єрмоленко. – Полтава : Видавець Шевченко Р. В., 2012. – 315 с.

Стороженко Л., Гасій Г. Випробування експериментальних зразків пологої структурно-вантової оболонки зі суцільним нижнім поясом

Описано методику та результати експериментального дослідження зразків структурно-вантових пологих оболонок, що виготовлені з просторових модульних елементів та суцільного нижнього пояса. Завантаження зразків виконували ступінчасто. Вага прикладалася зосереджено у вузлах нижнього пояса. Встановлено, що впродовж усього випробовування дослідні зразки продемонстрували сумісну роботу всіх складових.

Ключові слова: структура, ванта, прогини, деформації, модуль.

Storozhenko L., Gasii G. Testing prototype of shallow steel and concrete composite cable space shell with a continuous bottom chord

The technique and results of experimental investigation of samples of shallow steel and concrete composite cable space shell made of spatial modular elements and a continuous bottom chord are described. The samples were loaded in stages. Weight was applied concentrated in the nodes of the bottom chord. It was established that during the test, prototypes demonstrated the joint work of all components.

Key words: structure, cable, deflection, deformation, module.

Стороженко Л., Гасий Г. Испытания опытных образцов пологой структурно-вантовой оболочки со сплошным нижним поясом

Описаны методика и результаты экспериментального исследования образцов структурно-вантовых пологих оболочек, изготовленных из пространственных модульных элементов и сплошного нижнего пояса. Загрузка образцов выполнялась ступенчато. Вес прикладывался сосредоточено в узлах нижнего пояса. Установлено, что на протяжении всего испытания опытные образцы продемонстрировали совместную работу всех составляющих.

Ключевые слова: структура, кабель, прогиб, деформация, модуль.

Стаття надійшла 01.05.2017.

РОЗДІЛ 3

ТЕОРІЯ АРХІТЕКТУРИ, МІСТОБУДУВАННЯ ТА ПЛАНУВАННЯ СІЛЬСЬКИХ ПОСЕЛЕНЬ

УДК 712.3:711.4

САДИ НА ШТУЧНИХ ОСНОВАХ У ПЛАНУВАННІ СУЧАСНИХ МІСТ

*О. Сільник, к. архітектури
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Сади на штучних основах є одним зі засобів ліквідації антропогенних факторів у сучасних містах. Ідея таких ландшафтних об'єктів виникла ще у стародавні часи, проте і сьогодні вона досить актуальна.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Зелені платформи великих населених місць згадують у публікаціях Brad Bass, Vas Baskaran [5], Новосельчук Н.Є. [3], Титова Н.П.[4]; про їх класифікацію та особливості можна дізнатися з посібника «Ландшафтне проектування» [1], про їх історію виникнення згадують В.П. Кучерявий [2] та інші дослідники [4, 6–8].

Постановка завдання. Влаштування садів на штучних основах дає змогу вирішити низку завдань, пов'язаних із проблемами мегаполісів: розв'язка пішохідних та транспортних комунікацій у різних рівнях; поліпшення санітарно-гігієнічного стану повітряного середовища міста; зниження шуму від міського транспорту; створення додаткових озелених рекреаційних просторів. Досвід США, Англії, Канади, Німеччини, Японії, Швеції, Франції, Швейцарії, Фінляндії свідчить про вдалі та різноманітні варіанти благоустрою середовища з використанням зелених платформ.

Виклад основного матеріалу. Історія містобудування подає чимало прикладів влаштування садів на штучних основах. Перші сади з'явилися на Близькому Сході – в Ассирії і Вавилоні. Саме тут у VI столітті до н. е. були створені Вісячі сади Семіраміди – одне зі семи чудес світу. Сад був влаштований у вигляді східчастих терас [8].

Відомо, що 1641 року російські садівники Іван Телятевский і Тит Андреев влаштували в Московському Кремлі сади, розміщені на дахах прибудов до палацу поблизу царських покоїв. То були невеликі декоративні садки з поширеними і рідкісними рослинами, фонтанами і альтанками [7].

Сьогодні досвід проектування садів на штучних основах «вісячий сад» (roof garden, hanging garden) уже не можна звести до поодиноких прикладів.

Виокремлюють сади на платформах над магістралями і площами, сади на штучних островах, сади на насипах зі землі – терасах, сади на териконах і в кар'єрах тощо. У результаті такі сади рекультивують, відновлюючи певною мірою порушене господарською діяльністю людини природне середовище.

У ландшафтному проектуванні таких садів долають деякі труднощі, пов'язані з виниклими і постійно діючими явищами як наслідками діяльності людини. Оцінка ландшафтного проектування таких садів закладена в тому, наскільки вдається нівелювати ці негативні наслідки.

Серед ландшафтних рішень садів на штучних основах поширені сади на платформах над транспортними магістралями та площами. Під час їх влаштування вирішують такі завдання: розв'язка пішохідних і транспортних комунікацій у різних рівнях; поліпшення санітарно-гігієнічного стану повітряного середовища міста; зниження шуму від міського транспорту; створення додаткових озелених рекреаційних просторів.

Першу алею над землею створили у Нью-Йорку. Залізничну естакаду манхеттенського Вест-Сайда закрили 1980 року. У вересні 2014 року завершено третю північну ділянку парку (High Line Park, довжиною 2,3 км). Згодом тут побудують відкритий театр і інтегрують променад зі споруджуваної офісної вежею 10 Hudson Yards [9].

У Сеулі (Південна Корея) автомобільну естакаду, розміщену над землею на висоті 17 м, переробили на зелений парк для пішоходів під назвою Seoul Skygarden. Проект голландської архітектурної фірми MVRDV переміг у конкурсі на реконструкцію дороги, побудованої у 70-х роках XX ст., і закритої 2009 року через незадовільний стан конструкцій [9].

Об'єктом ландшафтно-архітектури стають не лише занедбані траси. У Лондоні 2018 року планують побудувати над Темзою міст завдовжки 367 м під назвою The Garden Bridge. Його спроектувала студія Томаса Хізервіка. Конструкція слугує зеленими островами на опорах, і з'єднаними пішохідними комунікаціями [9].

Розміри і конфігурація саду на платформі визначаються: рельєфом ділянки, на якій його влаштовують; містобудівною ситуацією; функціональним використанням створюваного саду.

Рельєф ділянки може бути вищим за відповідні до нього міські магістралі або нижчим за них. У першому випадку можливе обладнання транспортних тунелів у такому пагорбі, як, наприклад, зроблено на Таганській площі в Москві, де сад влаштований над транспортним тунелем і використовується для короткочасного відпочинку пішоходів. У другому випадку для саду влаштовують на стовпах перекриття, поєднане пандусами та сходами з тротуарами й пішохідними вулицями, а транспорт пропускають під цим перекриттям.

Містобудівна ситуація визначає і функціональне використання саду на платформі. Так, якщо площа або магістраль оточені житловими будівлями, то сад може бути призначений для відпочинку населення, а якщо забудова має громадський характер, то це може бути сад з атракціонами, декоративною рослинністю, рекламно-інформаційний тощо.

Ландшафтна організація садів на платформах, як показує практика їх влаштування, може базуватися на таких принципах: влаштування рослинності за прикладом саду; створення системи квітників зі садовими меблями; входження в композицію комплексу скверів, майданчиків, зелених кабінетів.

Висновки. Екологічна ситуація сучасних мегаполісів вимагає переосмислення стосунків з природним навколишнім середовищем. Одночасно розплановані та забудовані квартали налічують щонайменше площі, відведеної для озеленення. Сади, влаштовані на штучних платформах, можуть вирішити частину проблем. Зелені платформи – це своєрідне поєднання живої природи зі сучасними технологіями, будівельними конструкціями, урбанізованим середовищем. Звісно, влаштування таких зелених садів потребує чимало затрат праці та коштів. Проте варто відзначити і їх доцільність та користь у міському середовищі, як екологічну, так і практичну.

Бібліографічний список

1. Вергунов А. П. Ландшафтное проектирование / Вергунов А. П., Денисов М. Ф., Ожегов С. С. : учеб. пособие для вузов по спец. «Архитектура». – М. : Высш. шк., 1991. – 240 с.
2. Кучерявий В. П. Озеленення населених місць / Кучерявий В. П. – Львів : Світ, 2005. – 456 с.
3. Новосельчук Н. Є. Озеленення штучних основ як засіб екологічного оздоровлення міського середовища / Новосельчук Н. Є. // Вісник Харківської державної академії дизайну і мистецтв : зб. наук. пр. – 2010. – № 4. – 88–92 с.
4. Титова Н. П. Сади на крышах / Титова Н. П. – М. : ОЛМА-ПРЕСС, Гранд, 2002. – 112 с.
5. Brad Bass, Bas Baskaran CCAF IMPACTS AND ADAPTATION PROGRESS REPORT. Project Title Evaluating Rooftop and Vertical Gardens as an Adaptation Strategy for Urban Areas National Research Council / Brad Bass, Bas Baskaran – Canada, 1999–2001.
6. Hoffman, William McDonough Green Roof Ecological Design and Construction / Hoffman, William McDonough – by Earth Pledge Foundation. – 2004.
7. Електронний ресурс. – Режим доступу: <http://landscape.totalarch.com/node/53>.
8. Електронний ресурс. – Режим доступу: <http://lifeglobe.net/entry/1614>.
9. Електронний ресурс. – Режим доступу: <https://realty.rbc.ru/articles/14/05/2015/562949995170026.shtml>.

Сільник О. Сади на штучних основах у плануванні сучасних міст

Переосмислення екологічної ситуації сучасних мегаполісів вимагає змін, пов'язаних зі самим розплануванням вулиць і кварталів, введення нових елементів. Сади, влаштовані на штучних платформах, можуть вирішити частину проблем великих міст, вони є своєрідним поєднанням живої природи зі сучасними технологіями, будівельними конструкціями, урбанізованим середовищем.

Ключові слова: сади, штучні основи, антропогенні фактори, місто, екологічна ситуація, розпланування вулиць та кварталів, пішохідні та транспортні магістралі.

Silnyk O. Gardens on man-made foundations in modern urban planning

Rethinking the environmental situation of modern cities require changes related to the same plan of streets and neighborhoods, introducing new elements. Gardens held on artificial platforms can solve the problems of cities, they are a unique combination of nature with modern technology, building construction, urban environment.

Key words: gardens, artificial bases, anthropogenic factors, the city, the ecological situation, planning of streets and neighborhoods, walking and highways.

Сильник О. Сады на штучных платформах в планировке современных городов

Переосмысление экологической ситуации современных мегаполисов требует изменений, связанных с самими планировкой улиц и кварталов, введения новых элементов. Сады, устроены на искусственных платформах, могут решить часть проблем крупных городов, они представляют собой своеобразное сочетание живой природы с современными технологиями, строительными конструкциями, урбанизированной средой.

Ключевые слова: сады, искусственные основания, антропогенные факторы, город, экологическая ситуация, планировка улиц и кварталов, пешеходные и транспортные магистрали.

Стаття надійшла 24.05.2017.

УДК 728.9:631.115.1

АРХІТЕКТУРНА ОРГАНІЗАЦІЯ ЗМІШАНИХ ФЕРМЕРСЬКИХ ГОСПОДАРСТВ

*А. Баранович, магістр архітектури, Л. Баранович, магістр архітектури
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. У результаті створення розмаїтих агроформувань, у тому числі приватних, змінилося функціональне значення сільських населених пунктів, які набули іншого змісту, доповнюючись агропромисловим комплексом автономного функціонування сімейних або фермерських господарств [1]. Неправильне планування і проектування організації виробничого процесу призводить до втрат продуктивності господарських угідь та забруднення довкілля. На сьогодні архітектурно-планувальна концепція створення таких господарств ще недостатньо сформована. Особливо не розглянуто впливу змішаних фермерських господарств на архітектуру населених місць. Не в повному обсязі розглянуто проблему проектування господарств як архітектурно виразного ансамблю.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Проектування фермерських дворів досліджувало чимало вчених, таких як Д. Добряк, Д. Бабміндра, Ю. Криворучко, Г. Петришин, А. Рудницький, М. Габрель, Б. Посацький, І. Черняк, Г. Шульга, А. Степанюк, О. Колодрубська. На сьогодні, на жаль, немає досконало проаналізованого досвіду вітчизняного та закордонного виробництва. Не наведено типологічних принципів формування змішаних ферм.

Постановка завдання. Наше завдання – висвітлити досвід проектування та планування фермерських угідь, а саме виділити такий типологічний вид господарювання як змішаний господарсько-виробничий двір (ферма) та проаналізувати структуру угіддя фермера, визначити основні критерії, які впливають на архітектуру фермерських будівель та споруд, основні особливості планувальної організації господарств.

Виклад основного матеріалу. Україна як аграрна держава багата своїми ресурсами і неповторністю кліматичних умов, які дають змогу створювати великі фермерські господарювання. Самостійне селянське господарство безпосередньо охоплює аграрні території свого землеволодіння як технологічну основу виробничої діяльності і як природне навколишнє середовище, призначене для відпочинку, відновлення ресурсів, задоволення рекреаційно-естетичних запитів людини [4].

Архітектурі таких виробництв, їхній планувальній організації приділено недостатньо уваги. Сучасні соціально-економічні умови, які сформувалися нині в агропромисловому комплексі України, внаслідок проведення земельної реформи та приватизації землі, вимагають нових підходів до вирішення архітектурно-планувальної організації села [2].

Одним із чинників зміни архітектурно-планувальної організації села в нових соціально-економічних умовах є поява фермерських господарств змішаного типу, а відтак – створення в селі нового структурно-планувального елемента – житлово-виробничих утворень [1]. Напевно, найважливіша архітектурна риса українського господарського двору – єдиний ансамбль узгодженої композиції всіх елементів садиби, де житло та виробництво – єдине ціле, в якому кожному елементу відводилися належні роль і місце [5]. Таке поєднання створювало певне підпорядкування зв'язків, підгрунтя для зручного та вигідного організування простору для перебування господаря (фермера).

Змішана форма господарювання у сільському господарстві загальноприйнята в усьому світі. Зважаючи на тенденції в агробізнесі, дослідженні і навчанні, виникають спеціалізовані форми господарювання. Зрозуміло, що змішування має як переваги, так і недоліки. Наприклад, фермери у змішаних системах повинні розділити свої увагу і ресурси на кілька видів діяльності, що призводить до зниження економії від масштабу. Переваги охоплюють можливість зниження ризику, поширюючись на працю та повторне використання ресурсів. Важливість цих переваг і недоліків різниться залежно від соціально-культурних переваг фермерів і біофізичних умов, визначених опадами, радіацією, типом ґрунту і впливом захворювань. Важливе господарство загалом, а не окрема його частина.

Змішане сільське господарство існує в багатьох формах залежно від зовнішніх і внутрішніх факторів. Зовнішні чинники – погодні умови, ринкові ціни, політична стабільність, технологічні розробки і т.д. Внутрішні чинники пов'язані з локальними характеристиками ґрунту, складом сім'ї і винахідливістю фермерів. Фермери можуть зробити вибір на користь змішаних підприємств, коли вони хочуть заощадити ресурси, чергуючи їх на фермі – тому що вони дають змогу ширше використовувати сівозміну і тим самим зменшити залежність від хімічних речовин, оскільки вважають змішані системи ближчими до природи, або тому, що вони дають змогу розширити асортимент для кращого управління ризиками.

Існує велике розмаїття змішаних систем. Навіть скотарі практикують форму змішаного сільського господарства, оскільки їхні кошти для існування залежать від управління різних кормових ресурсів і видів тварин. На вищому рівні регіон може складатися з окремих спеціалізованих ферм і обслуговувальних систем, є змішаною

системою. Інші форми змішаного сільського господарства охоплюють вирощування різних сільськогосподарських культур на одному полі, наприклад, проса і вігні або проса і сорго, або декількох різновидів одного і того самого врожаю з різних життєвих циклів, які ефективніше використовують простір і рівномірніше поширюють ризики.

Вивчення широкого спектра змішаних систем на різних рівнях корисне для розуміння логіки змішаних систем загалом. Екологія, економіка, архітектура, планування і складна теорія систем є інструментами і концепціями, які можуть допомогти нам краще зрозуміти блага змішаних систем.

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 [3]. Сучасний житлово-виробничий двір фермерського змішаного господарства має бути ансамблем в архітектурно-планувальному, об'ємно-просторовому та художньому вирішенні, відповідати вимогам і технологіям сучасності, адже це може вплинути на вирішення пейзажу сучасного села, його єдності з довколишньою забудовою та ландшафтом, покращити перебування людей у системі селянського господарства змішаної структури.

Наприклад, у проектуванні житлово-виробничого двору фермерських змішаних господарств сільських поселень варто приділити особливу увагу їх архітектурно-планувальному вигляду та благоустрою, що передбачає: упорядкування зонування території сільських поселень; створення оптимальних умов для праці, побуту й відпочинку його відвідувачів та робітників; організацію території та розміщення об'єктів житлово-виробничого й торгово-бізнесового призначення; роботи над створенням виробничого благоустрою, озелененням, будівництвом нових інженерних мереж.

Висновки. Україна – велика аграрна держава. Її сільське господарство – одна з основних галузей матеріального виробництва, що відіграє важливу роль у житті суспільства. Тому грамотне планування територій угідь, технологічного процесу виробничого двору фермерських господарств збільшить прибутки в аграрній сфері. Перехід від звичайних до змішаних фермерських господарств потребуватиме капіталовкладень у розвиток відповідної інфраструктури. Але передусім – це господарство, яке формуватиме системи гуртових селянських ринків, необхідних для збереження продукції, безвідходного виробництва та його, в разі потреби, швидкої реалізації.

Бібліографічний список

1. Розпланування та забудова території сільських населених пунктів і фермерських господарств : навч. посіб. / Г. К. Лоїк, І. Г. Тарасюк, А. В. Степанюк, М. В. Смолярчук. – К. : Арістей, 2009. – 344 с.
2. Степанюк А. Історико-теоретичні основи та передумови архітектурно-планувального розвитку центральних сіл первинної системи розселення Західного регіону України / Степанюк А. // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2004. – № 4. – 2003. – С. 222–227.

3. Сучасна сільська садиба і підприємницька діяльність у нових соціальних умовах / Баранович А., Баранович Л. // Вісник Львівського національного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2015. – № 16. – С. 162–164.
4. Фамуляк Я. Функціональне зонування території селянських (фермерських) господарств / Фамуляк Я., Черняк І. // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 1996. – С. 30–40.
5. Черняк І. Традиції планування селянських господарств в Україні та принципи їх просторової організації / І. Черняк // Вісник Львівського державного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 1996. – С. 7–19.

Баранович А., Баранович Л. Архітектурна організація змішаних фермерських господарств

Розглянуто вплив соціальних умов на розвиток планування фермерських господарств. Запропоновано підхід до формування концепції архітектурної організації змішаних селянських господарств 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. Архитектурная организация смешанных фермерских хозяйств

Рассмотрено влияние социальных условий на развитие планирования фермерских хозяйств. Предложен подход к формированию концепции архитектурной организации смешанных крестьянских хозяйств на основе принципов модернизации, преемственности и развития архитектурного пространства.

Ключевые слова: сельская усадьба, фермерское хозяйство, малые предприятия.

Стаття надійшла 02.06.2017.

УДК 72.712.5

РОЛЬ ФОНТАНІВ У МІСЬКОМУ СЕРЕДОВИЩІ М. ЛЬВОВА

*О. Волошенко, старший викладач
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Масовий характер відвідування парків, скверів та міських площ спонукає розташовувати в них велику кількість споруд, предметів обладнання, малих форм архітектури, а саме фонтанів, які активно впливають на вирішення багатьох функціональних, інженерних, естетичних завдань і часто визначають якість, виразність архітектурно-планувального вирішення території. Басейни, фонтани, каскади та інші невеликі водні влаштування сприяють мікроклімату міського середовища, вирішенню протипожежних та інженерних заходів, а також є надзвичайно важливими елементами локальних композицій ландшафту [5, с. 219, 222]. Фонтани слугують основою архітектурно-планувального рішення міської території, і їм відводиться важлива роль у виявленні композиції середовища. Вони завжди були і є улюбленим місцем масового відпочинку містян, особливо у спекотні дні літа.

Фонтани прикрашають різні міста України. Їх наявність, передусім світломузичних, певною мірою підносить престиж міста, оскільки окремі його райони поповнюються культурно-розважальним змістом.

Львів – найбільше місто Західної України, що протягом багатовікової історії було і є культурним центром регіону. Парки, сквери, площі, проспекти та вулиці міста прикрашали і прикрашають фонтани різного типу. Зрештою, фонтани Львова повинні продовжити своє існування, оберігатися та передаватися нащадкам як зразки мистецтва.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Озеленення поселень та водних влаштувань у міському середовищі вивчали І. Косаревський [3], А. П. Вергунов [1], М. Ф. Денисов [1], С. С. Ожегов [1], Л. І. Рубцов [9], В. П. Кучерявий [5–7] та ін. Проте роль фонтанів у міському середовищі м. Львова досліджено недостатньо.

Постановка завдання. Наше завдання – дослідити роль фонтанів у міському середовищі м. Львова.

Виклад основного матеріалу. У створенні архітектурно-просторових композицій центральних площ міста, парків, скверів, територій перед цікавими архітектурними об'єктами використовують різноманітні типи фонтанів, що виконують різні ролі.

Містобудівна роль передбачає прив'язку форми та конструкції фонтана з містобудівною ситуацією, планувальними характеристиками. Зокрема форма фонтана повинна відповідати архітектурі споруди чи ансамблю, або композиційна вісь фонтана збігатися з віссю скверу, площі або логічно її завершувати. Розпланувальна система може передбачати утворення змістовних центрів з організацією фонтанів біля громадських споруд, на площі, сквері тощо. Все це забезпечує гармонію просторів і збагачує формами і змістом міську структуру. Цікавим

прикладом цього слугує фонтан з рибами біля Головного залізничного вокзалу (площа Двірцева, м. Львів).

Утилітарна роль покликана поліпшити середовище людської діяльності, забезпечити громадянам короткий затишний відпочинок. Влаштування фонтанів надзвичайно ефективно і виправдане, тому що вони охолоджують і освіжають повітря, рятують мешканців міста у спекотні дні, істотно впливаючи на мікроклімат міста, покращують його екологічні параметри. Звуки водних струменів фонтанів є ефективним захистом пішохідного простору від шуму магістралі (наприклад, фонтан біля Оперного театру).

Композиційна роль враховує усі правила композиції під час проектування і влаштування фонтанів у міському середовищі. Надається значення конфігурації території, формі та розміру фонтана. Основне завдання у його формуванні – це виявлення художнього образу середовища, що досягається застосуванням прийомів архітектурної композиції, а саме поєднання об'єму і простору в єдину гармонійну систему, яка відповідає естетичним і функціональним вимогам та володіє позитивним емоційним впливом на людину. Як приклад, серед фонтанів м. Львова можна виділити чотири фонтани на площі Ринок (Нептун, Діана, Амфітрида і Адоніс) [2, с. 58].

Художньо-архітектурна та естетична роль пов'язана з композиційною роллю і може досягатися завдяки зовнішньому оформленню фонтанів, як за архітектурним стилем, так і за малюнком фонтанних струменів, який може бути різноманітним, починаючи від найпростіших утворень на тлі водної поверхні і до багатодекорованої споруди, що охоплює скульптуру. Художньо-архітектурне та композиційне вирішення фонтана залежить від характеру розташування його у міському середовищі та від вигляду форми, розміру, маси, фактури, кольору, освітлення [4, с. 69, 71]. Фонтан повинен виконувати роль об'єкта і привертати увагу, забезпечувати гармонійне поєднання з довкіллям, а також візуальну привабливість усіх планів, вносити розмаїття у пейзаж. Його необхідно виконувати як доміную, акцент чи фокус, і щоб масштаб сприяв виявленню композиційної цілісності й художньої виразності. У міському середовищі Львова можна виділити такі фонтани: «Ромуальдо й Палагея», біля Оперного театру та «Форуму Львів», з рибами біля Головного залізничного вокзалу та ін.

Для *декоративної ролі*, яка пов'язана як із композиційною, так із художньо-архітектурною, характерні струменеві та скульптурні фонтани. У струменевих фонтанах струмені води слугують основним декоративним елементом, а у скульптурних – водні струмені поєднуються зі скульптурою або декоративними елементами (мушлями, чашами тощо). Для таких фонтанів особливо важливі характер струменів, їх висота, нахили, засіб розбризкування та різноманітне взаєморозташування. Надзвичайно ефектні колірно-музичні фонтани, в яких синхронна взаємодія чотирьох компонентів – динаміки струменів води, світла різної яскравості, кольору та музики, створює неперевершене враження (наприклад, фонтан «Ромуальдо й Палагея», фонтан біля Оперного театру та «Форуму Львів», фонтан «Івасик-Телесик») [11; 4, с. 69].

Емоційно-психологічна роль сприяє виникненню різноманітних відчуттів за споглядання на фонтани, а саме напруги, що досягається за рахунок нестійкості форми, складних звуків чи роздробленості світла; веселоців, яким можуть сприяти веселі підбадьорливі звуки, теплі, яскраві кольори, гладкі, плавні форми і візерунки, можливість вихрового руху або вільний простір; відчуття переляку, за рахунок відсутності точок орієнтації, похмурості чи слизької площини підстави. Зрештою, саме ж відчуття споглядання, що викликається за відсутності різних відволікаючих контрастів, низькі спокійні потоки звуків, простір повинні забезпечувати відчуття ізольованості, відчуженості, спокою та безпеки (наприклад, фонтан «Івасик-Телесик» у Стрийському парку) [4, с. 155].

Пізнавальна роль покликана допомогти кращому ознайомленню з різними типами фонтанів, їх історією, та задовольнити інформаційні інтереси містян. Серед таких фонтанів можна виділити бронзовий пам'ятник-фонтан «Ромуальдо й Пелагея» («Фонтан закоханих»), присвячений історії кохання львівських Ромео і Джульєтти – італійця Ромуальдо (Романа) Мікелліні й українки Палагни (Пелагії), що має історичну довідку про героїв. Розташований у сквері навпроти готелю «Львів» (проспект Чорновола).

Сакральна роль символізує віровчення у суспільстві. Вона охоплює сукупність обрядів, звичаїв, правил життя та поведінки людей та є однією з форм відображення світу. Фонтани, що містять сакральну скульптуру чи релігійні елементи, мотиви, спроможні впливати на свідомість людей, викликати образи, уявлення, почуття та переживання. Біля таких фонтанів інколи відбуваються релігійні дієства, такі як богослужіння, моління. Цікавим прикладом є фонтан з образом Діви Марії (1859 р., скульптор М. Й. Н. Гауттманн), розташований на Проспекті Свободи біля площі, поблизу якого зупиняються в молитві мешканці Львова, особливо молодята [8, с. 23].

У міському середовищі Львова можна виокремити чимало різних фонтанів, що посідають вагоме місце у структурі міста. Це фонтани «Кульбаби» (Парк культури і відпочинку ім. Б. Хмельницького, 70-ті роки ХХ ст., шість традиційних фонтанів-кульбаб у просторому прямокутному басейні прикрасили центральний вхід парку), фонтан «Русалки» (Стрийський парк, фонтан не функціонує, з часів незалежної України залишився незавершеним, архітектор М. Обідняк та скульптор Я. Скакун), фонтан «Лебеді» (скверик між станцією Підзамче і вул. Б. Хмельницького), фонтан «Кульбаба» (скверик на розі пл. Галицької та вул. Князя Романа), два фонтани біля Львівської політехніки (вул. С. Бандери), фонтан Лісотехнічного (вул. Генерала Чупринки) та багато інших [10]. Кожен із перелічених фонтанів виділяється своїми цікавим та оригінальним зовнішнім оформленням, архітектурним стилем, формою, конструкцією, рисунком фонтанних струменів, простотою здійснення маси води, скульптурою тощо та створює надзвичайно великий художній та емоційний вплив на глядача.

Висновки. Дослідивши фонтани м. Львова, можна стверджувати, що вони відіграють утилітарну, композиційну, декоративну, художньо-естетичну, емоційну, пізнавальну та сакральну роль у структурі міста.

Фонтани Львова надзвичайно різноманітні. Їх відносять до архітектурних та культурно-мистецьких надбань міста, і без них місто як цілісна, органічна, логічна та гармонійна структура буде поступово руйнуватися. Надзвичайно важливо враховувати обриси наявних фонтанів під час розгляду дизайнерських чи архітектурних проектів міською та містобудівельною радою, що зрештою не завжди виконують.

Стислий огляд теперішнього стану фонтанів свідчить про те, що більшість із них потребує ремонту. Тому відновлення фонтанів, їх форм та конструкцій, з урахуванням інших декоративно-мистецьких компонентів, радикально змінить змістову складову міського ансамблевого простору.

Бібліографічний список

1. Вергунов А. П. Ландшафтное проектирование: [учеб. пособие для вузов по спец. «Архитектура»] / А. П. Вергунов, М. Ф. Денисов, С. С. Ожегов. – М. : Высш. шк., 1991. – 240 с.
2. Вуйцик В. С. Зустріч зі Львовом [путівник по площам і вулицям Львова] / В. С. Вуйцик, Р. М. Липка. – Львів : Каменяр, 1987. – 175 с.
3. Косаревский И. А. Композиция городского парка / И. А. Косаревский. – К. : Будівельник, 1977. – 140 с.
4. Крижанівська Н. Я. Основи ландшафтного дизайну : [підручник] / Н. Я. Крижанівська. – К. : Ліра-К, 2009. – 218 с.
5. Кучерявий В. П. Озеленення населених місць [підручник] / В. П. Кучерявий. – Львів : Світ, 2005. – 456 с.
6. Кучерявий В. П. Стрийский парк [иллюстрированный путеводитель] / В. П. Кучерявий. – Львів : КАМЕНЯР, 1976. – 78 с.
7. Кучерявий В. П. На зеленых орбитах Львова [нарис-путівник] / В. П. Кучерявий. – Львів : КАМЕНЯР, 1972. – 107 с.
8. Мельник І. Краківське передмістя та західні околиці Королівського столичного міста Львова / І. Мельник. – Львів : Центр Європи, 2011. – 288 с.
9. Рубцов Л. И. Проектирование садов и парков / Л. И. Рубцов. – М. : Стройиздат, 1964. – 234 с.
10. Фонтани Львова: електронні ресурси: (Матеріали Вільної енциклопедії) [Електронний ресурс]. – Режим доступу: web: <https://uk.wikipedia.org/> (час звернення: 27.06.2016 р.).
11. Фонтан Івасик-Телесик у Стрийському парку підсвітили і озвучили [Електронний ресурс]. – Режим доступу: web: <http://zaxid.net> (час звернення: 30 серпня 2013 р.).

Волошенко О. Роль фонтанів у міському середовищі м. Львова

Розглянуто роль фонтанів у міському середовищі м. Львова як важливих елементів інженерного благоустрою та елементів оздоблення. Відзначено їх утилітарну, композиційну, декоративну, художньо-естетичну, емоційну, пізнавальну та сакральну роль.

Ключові слова: Львів, міське середовище, фонтани, парки, сквери, площі.

Voloshenko O. The role of fountains in urban environments of L'viv

In the article the role of fountains in urban environments of L'viv as important elements of artificial landscaping and finishing is examined. Their utilitarian, compositional, decorative, artistic, aesthetic, emotional, cognitive and sacred role is mentioned.

Key words: Lviv, urban environment, fountains, parks, gardens, squares.

Волошенко О. Роль фонтанов в городской среде г. Львова

Рассматривается роль фонтанов в городской среде г. Львова как важных элементов инженерного благоустройства и элементов отделки. Отмечена утилитарная, композиционная, декоративная, художественно-эстетическая, эмоциональная, познавательная и сакральная роль.

Ключевые слова: Львов, городская среда, фонтаны, парки, скверы, площади.

Стаття надійшла 01.06.2017.

УДК 711.71

**ПРИРОДНО-ЛАНДШАФТНІ ЧИННИКИ У РОЗПЛАНУВАННІ
УКРАЇНСЬКОГО СЕЛА**

Л. Гнесь, к. архітектури

Львівський національний аграрний університет

Постановка проблеми. Українське село формувалося протягом століть під впливом власних етнокультурних традицій та соціально-побутових взаємовпливів інших народів. Безумовно, цей процес багатовекторний, у ньому сучасне українське село впродовж останніх десятиліть не лише активно долучається до цінностей європейської культури, а й водночас поступово втрачає свою самобутність.

Відомо, що культура народу є основним чинником етногенезу, але при цьому різні суспільно-економічні формації, які тривалий час побутували на теренах України, безпосередньо впливали на життєву активність народу. Ці впливи проявилися в усіх сферах життєдіяльності суспільства – економіці, побуті, культурі тощо. Особливо наочно це проявилось в архітектурі, яка акумулювала в собі всі прояви суспільного життя, насамперед в архітектурно-просторовій організації сільських територій, починаючи від вибору місця під заселення і закінчуючи опорядженням середовища та інтер'єрів споруд. З одного боку, архітектура села, яка формує середовище, враховуючи при цьому реальні потреби і можливості, використання ресурсів, зв'язок з природним оточенням, а з іншого – виробничо-функціональне буття з його архітектурними ансамблями. Власне тому архітектура, внаслідок свого специфічного положення між мистецтвом та інженерією, опинилася в епіцентрі дихотомії. Ці два підходи у розвитку архітектури села найяскравіше відобразилися в усіх аспектах її оцінки.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Дослідженнями наукової спадщини архітектури українського села та збереженості національних традицій завдячуємо працям багатьох учених-дослідників, зокрема А. Байгеру, Х. Вовку, В. Войтовичу, О. Воропаю, З. Гудченко, А. Данилюку, В. Кармазін-Каковському, Л. Прибезі, В. Самойловичу, Р. Сілецькому, В. Січинському, Ю. Хохолу та іншим. Відомими є праці з розпланування територій сільських поселень М. Габреля,

М. Дьоміна, Є. Ключниченка, А. Кондухова, Г. Лоїка, Ю. Соломіна, А. Степанюка, І. Черняка та ін.

Однак теоретичні і прикладні дослідження урбаністичних традицій українського села в контексті сучасних реалій потребують подальших досліджень. Власне такий науково-дослідницький вектор у цій тематиці, у сукупності з актуальними сучасними викликами, визначив *мету дослідження*:

Постановка завдання. Наше завдання – виявлення впливу природно-ландшафтних чинників на формування розпланувальної структури українського села.

Виклад основного матеріалу. Відомий факт, що в народній архітектурі враховувалися особливості історичного моменту, потреби виробництва, земельні відносини та конкретні природні умови, рельєф, клімат, які впливали на господарсько-культурне освоєння земель, архітектурну творчість і побут населення різних територій. Протягом століть відбирали лише найдосконаліші, з позиції економічних, функціонально-утилітарних і естетичних вимог, форми будівель та споруд. У такій самій залежності розвивали планування сіл та забудову сільських садиб, в якій формувалися зв'язки з навколишнім просторовим оточенням, з природним ландшафтом, з елементами того, що збереглися з попередніх століть, нарешті пов'язували з місцем праці та зовнішнім світом. У багатьох випадках, за збільшення кількості населення в умовах малоземелля, під створення поселень намагалися використовувати неродючі і малоприсадатні, для сільськогосподарського обробітку землі. У результаті сформувалися найрізноманітніші форми групового розселення та типи поселень за обсягом, функцією та планувальною структурою. Центром такої групи часто було село, яке завдяки зручному розташуванню поступово наповнювалося значною соціально-культурною інфраструктурою і з давніх часів прив'язувало до себе багатьма життєвими зв'язками сусідні села, завдяки чому іноді отримувало статус містечка [1].

Прикладами такого явища можуть слугувати еволюції численних поселень, зокрема одним із таких є село Наварія Пустомитівського району Львівської області. Село Наварія розташоване всього в 4,5 км до початку територіальної межі Львова. Відомо, що на початку XVI-XVIII ст. село було містечком Руського воєводства, якому 1578 року було надано магдебурзьке право і привілеї з дозволом на проведення торгівлі, що мало великий вплив на розвиток самого містечка і навколишніх сіл [2]. Відповідно до цього сформувалася його планувальна структура з ринковою площею в центрі села, центральною вулицею, яка з'єднує Наварію із Львовом в одному напрямку і з містом Пустомитами і Щирцем – у іншому. Архітектурно-розпланувальна структура села групувалася довкола ринкової площі і вздовж головної артерії – центральної вулиці. Головна комунікаційна артерія пронизує середину ринкової забудови, яка є композиційною домінантою у розпланувальній композиції поселення із численним набором громадських споруд. Свого часу містечко розвивалось як торговельно-рільниче. Рільнича справа у містечку була достатньо розвинена, оскільки виходячи з функціональної програми містечок – господарських осередків, кожний поселенець отримував від власника містечка, окрім міської парцелі, ще й городню ділянку та

ріллю. Рільничі угіддя розташовувалися за межами містечка. Позаміська частина охоплювала також угіддя для спільного використання – пасовища, ліс, водоймища, луки [3].

Інші, у минулому колишні містечка, в яких виражена сильніша ремісничая функція (Білий Камінь, Калуш, Магерів, Немирів, Сасів, Станіславчик, Янів) мають компактну планувальну структуру. Для них характерні проста геометрична форма плану, регулярна мережа вулиць з ринковою площею посередині, розвинена краща збереженість будівельної субстанції, менш деформована планувальна структура. Наприклад, село Нове Місто у Старосамбірському районі Львівської області у ХІХ ст. було центром усієї округи. Із ХІV ст. розвивалося як ремісничо-торговельне містечко, яке було наділене магдебурзьким правом. Відповідно до цього сформувалася його планувальна структура з ринковою площею й мережею вулиць, які забезпечують зв'язок із зовнішнім середовищем, різними об'єктами господарського, культурно-побутового і духовного обслуговування. Розміщення цих об'єктів у містечку функціонально і візуально було пов'язане з навколишнім середовищем, його ландшафтом та іншими осадниками наближених поселень. Аналогічно можна навести численні приклади, коли певні історичні, виробничо-господарські, земельні відносини і завжди природні чинники вплинули на формування містобудівних структур [1]. Так, архітектурно-планувальна структура села Нова Скварява у Жовківському районі Львівської області історично формувалася під впливом життєвих потреб його мешканців і ландшафтно-природного чинника. У сформованій структурі села чітко простежується неповторний просторовий ансамбль поєднання архітектури з природою. Злиття простору лісового масиву окреслює протяжна головна вулиця села, вздовж якої групується садибна забудова, яка переростає у забудову громадської функції. Завершує ансамбль вулиці споруда церкви, яка домінує в цьому ландшафті й візуально об'єднує весь краєвид усього села.

Багато сіл, що сформувалися історично у лінійно-вуличну та квартально-містобудівну структури, виникли не за певними надуманими геометричними композиціями (окремі з яких, як нам відомо, були штучно надумані і впроваджені у планувальні рішення сіл), а як такі, що підпорядковувалися ландшафту, гідрографії, рельєфу, функціональним особливостям, ущільненням забудови тощо. Можна навести численні приклади таких рішень, коли виробничо-господарські історичні, природні чинники тісно переплітаються між собою і впливають на формування містобудівних структур, зокрема село Надичі Гребінці Жовківського р-ну Львівської області (рис. 1).

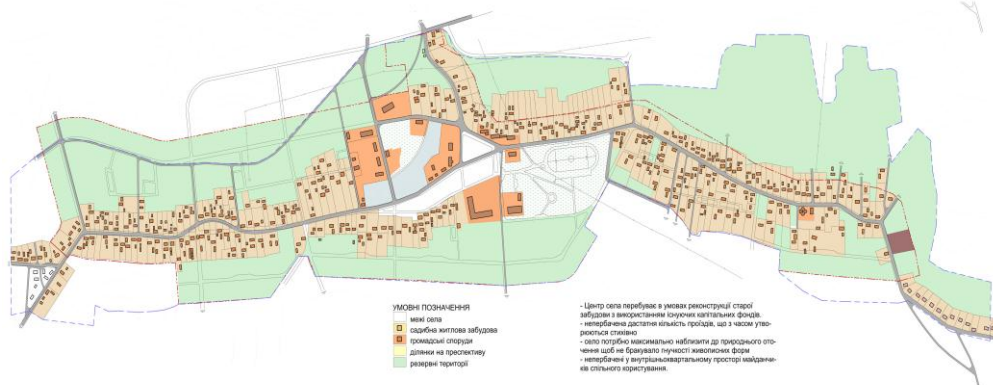


Рис. 1. Генплан, с. Надичі Гребінці Жовківського р-ну Львівської області

Іншим типом містобудівної структури слугують села, що сформувалися на базі окремих «поодиноких садиб». Спершу планування таких сіл видається безсистемними, але насправді вони відображають послідовну еволюцію розвитку – від окремих груп з «поодинокими садибами» до створення єдиної цілісної композиції поселення. Прикладом є село Брахівка Буського району Львівської області, що сформувалось як поселення лісорубів, яких ще називали брахарями (рис. 2).

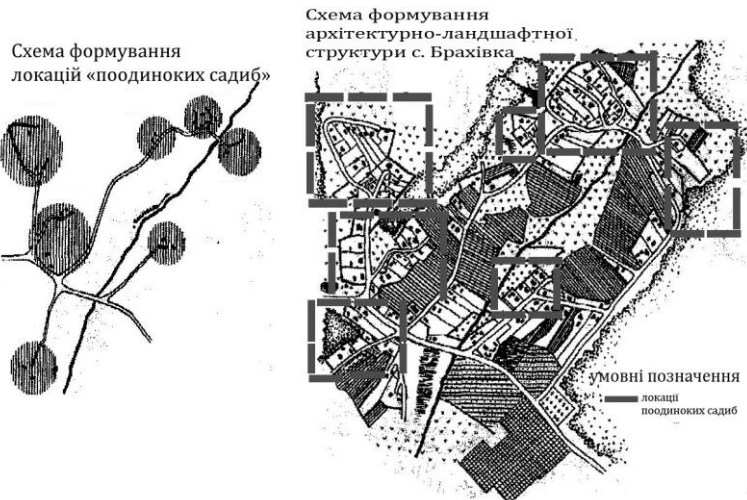


Рис. 2. Схема формування архітектурно-ландшафтної структури с. Брахівки: а) локації поодиноких садиб; б) схема генплану з виділеними колишніми локаціями «поодиноких садиб»

Саме цьому сприяла наявність протяжних лісів довкола села [4]. В основу планувального рішення цього села покладено досить характерну містобудівну структуру, сформовану як окремі розкидані одна від одної «поодинокі-садиби»,

схожі на хутірське розселення над річкою Покровою. Природно так склалося, що в такому разі річка слугує своєрідною композиційною віссю. Але з часом ці колишні «поодинокі садиби» функціонально об'єдналися дорогами, стежками, окремими будівлями різного призначення, і поступово перетворилися в єдину систему вулиць, проїздів і глухих кутів (див. рис. 2).

У селі, вздовж дороги, яка пронизує поселення і єднає його зі сусідніми, сформовано громадський центр, у складі якого є церква, школа, народний дім, ФАП, магазини. Отож, сформувався архітектурно-функціональний, багатоплановий простір, який доповнюється і об'єднується природно-ландшафтним оточенням, створюючи при цьому досить гармонійне середовище.

Висновки. У наш час досить активно оновлюються генплани сіл. Цей процес цілком логічний і закономірний, оскільки змінилися соціально-політичні реалії життя людей і країни загалом. Але сьогодні, ще з радянських часів, залишилася структура законодавчої бази проектування, яка не враховує регіональних відмінностей територій, конкретних населених пунктів, міст (об'єктів): історичних, природних, екологічних, трудових тощо. Отож, дещо усувається питання особистої відповідальності суб'єктів проектної діяльності. Найголовніше, що можна констатувати, це те, що не відбувається гуманізації сфери проектування [5], де у проектній продукції, на жаль, ще не з'являються враховані фахівцями унікальність і неповторність кожного природного комплексу, його історична спадщина тощо. Отже, пропонуючи нові розпланувальні рішення генпланів сіл, фахівцям не варто забувати про історичну складову у розпланувальних рішеннях проектної продукції, адже в минулому і в сьогоденні ринкові площі, майдани у поселеннях завжди посідали домінуючу роль, як у розташуванні їх у поселенні, так і безпосередньо у громадському житті мешканців. Себто від проєктантів вимагається детально аналізувати ситуації територій, враховувати індивідуальні особливості кожного конкретного випадку і місця, для подальшого розпланування поселень.

Бібліографічний список

1. Лоїк Г. Село та українська архітектурна традиція / Г. Лоїк, Ю. Шульга // Архітектура : зб. наук. праць. – 2003. – № 486. – Львів : Вид-во Нац. ун-ту «Львівська політехніка». – С. 348–359.
2. Історія села Наварія [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <https://uk.wikipedia.org/wiki/Наварія>. Назва з екрану Вікіпедія про Наварію.
3. Топилко С. І. Архітектурно-планувальна структура містечок Галичини, закладених у другій половині XVI–XVII століттях : автореф. дис. канд. арх. 18.00.01 / Топилко Світлана Ігорівна. – Львів, 2003. – 22 с.
4. Історія села Брахівка [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <https://uk.wikipedia.org/wiki/Брахівка>. Назва з екрану Вікіпедія про Брахівку.
5. Вадимов В. Еколого-планувальна етика організації архітектурного середовища та ідеологічні установи / В. Вадимов // Архітектура : зб. наук. праць. – 2003. – № 486. – Львів : Вид-во Нац. ун-ту «Львівська політехніка», 2003. – С. 235–240.

Гнесь Л. Природно-ландшафтні чинники у розплануванні українського села

Проаналізовано архітектурно-планувальний розвиток громадських просторів (ринкових площ у колишніх містечках, які до нашого часу трансформувалися у села). Відстежено формування планувальних структур поселень, у взаємозалежності від історичних моментів, потреб виробництва, земельних відносин, природних умов, архітектурних традицій тощо.

Ключові слова: село, ринкові площі, ландшафт, архітектурно-розпланувальні рішення поселень.

Hnes L. Natural landscape factors in the planning of the Ukrainian village

The evolution of architectural and planning formations of public spaces of the Ukrainian village is analyzed

Key words: village, square market, landscape, village planning, types of settlements.

Гнесь Л. Природно-ландшафтні фактори в планировці українського села

Аналізується архітектурно-планувальне розвиток громадських просторів (ринкових площ) у колишніх містечках, які до нашого часу трансформувалися у села. Відстежено формування планувальних структур поселень, у взаємозалежності від історичних моментів, потреб виробництва, земельних відносин, природних умов, архітектурних традицій тощо.

Ключевые слова: село, рыночные площади, ландшафт, архитектурно-планировочные решения поселений.

Стаття надійшла 31.05.2017.

УДК 711.4-122

УМАНЩИНА, СОФІЇВКА. СТРУКТУРА ТА КОМПОЗИЦІЯ

Ю. Єгоров, к. архітектури

Постановка проблеми. Сучасний період розвитку просторового середовища України у зв'язку з його інтенсивним освоєнням, постійними протиріччями, за спроб будь-яким чином його регулювати, у багатьох випадках ускладнив вирішення низки містобудівних питань. Особливо це стосується завдань комплексного розвитку регіонів, і одне з них – просторова організація середовища.

У цьому контексті ідейно-художні проблеми формування містобудівних систем із розвитком суспільства вимагають системного підходу на шляху їх вирішення. Увага містобудівників, як правило, замикається у межах композиційних задач окремих об'єктів, комплексу або ансамблю. Регіональне планування, яке сьогодні спрямоване здебільшого на структурну організацію територій, не вирішує найважливіших питань, пов'язаних із художньо-естетичною проблематикою середовища.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Методологічне значення для проведення нашого дослідження мають фундаментальні праці у галузі містобудування Ю.М. Білокося, М.М. Дьоміна, М.Я. Ксеневича, В.В. Вечерського, А.П. Мардера, а також наукові праці з історії Уманщини Г.П. Бевза, Ю.І. Бодрова, О.П. Діденко. Дослідження проблем композиції вивчали К. Лінч, А.В. Іконників, М. Г. Бархін, оцінку еволюції «Софіївки» надано у працях І.С. Косенка, В.А. Іващенко, І.О. Косаревського.

У цих та інших дослідженнях ідеться про те, що елементи системи регіону не можна розглядати поза взаємозалежністю зв'язків, які визначають єдність цілого. Ми розглянемо Уманщину та її «низовий» елемент – «Софіївку». Очевидно, саме естетичні категорії на цих рівнях пов'язані з безпосереднім чуттєвим сприйняттям закономірностей у межах, які дають змогу оцінити ціле.

Постановка завдання. Наше завдання – обґрунтування взаємовпливу унікальної планувальної структури Уманщини в центрі України на виникнення видатної художньої якості композиції «Софіївки».

Виклад основного матеріалу

Історія розвитку Уманщини. З кінця II ст. на півдні Уманщини у степах кочували *кумани*, там була *Куманія*. Куманія – то латинська назва, місцеве населення могло говорити «Кумань» (Волинь, Київ, Познань). Як і в багатьох народів сходу, звідки прикочували кумани, літера *к* часто трансформується в літеру *г*. Тому одні люди називали ту саму місцевість Куманією, інші – Гуманню. Колись і саме місто називали не Уманню, а Гуманню. Аналізуючи вказані та деякі інші відомості, історики доходять висновку, що назва міста могла виникнути в результаті таких перетворень: Куманія – Кумань – Гумань – Умань [2].

Територія сучасної Уманщини з найдавніших часів перебувала в зоні стійкого заселення людьми, тут формувалися осередки археологічної культури, які помітно вплинули на цивілізований розвиток не тільки українських земель, а й усього людства. Найяскравіший слід залишила трипільська культура (IV – середина III тис. до н. е.), яка за своїм рівнем не поступалася розвинутих цивілізаціям стародавнього світу [7; 8].

Важливу роль землі Уманщини, передусім подніпровські, відіграли у становленні однієї з наймогутніших держав епохи середньовіччя – Київської Русі (XI–XIII ст.), яка започаткувала і утвердила державотворчі традиції українського народу. Укріплені міста-фортеці Корсунь, Умань, Брацлав одночасно були значними ремісничо-торговельними і культурними центрами держави [6].

На Уманщині зародилося і стало впливовою суспільно-політичною силою українське козацтво, а в середині XVII ст. тут утвердився полковий устрій: Уманський, Брацлавський та інші полки стали важливими адміністративно-територіальними та військовими одиницями козацької держави [3]. У XVIII ст. на Уманщині розгорнувся гайдамацький рух, який досягнув своєї кульмінації 1768 року в Умані, коли вибухнуло національно-визвольне повстання Коліївщина.

Правовий статус Уманщини. Уманщина, на відміну від Уманського району, Черкаської області не має юридичного статусу. На думку істориків, Уманщина – це Уманський повіт, Уманський козацький полк, Уманський округ

військових поселень, центр гайдамаччини [4; 5]. Красзнавці стверджують, що Уманщина – це центр трипільської культури, міжнародний центр брацлавських хасидів, туристична мекка України, центр ландшафтної архітектури.

Безумовно, не можна ставити знаку рівноваги між поняттями «регіон» та «агломерація» [1]. І регіон, і агломерація – це частина країни з *відмінними* та *спільними* ознаками щодо інших частин. Саме ці ознаки відмінності світового значення, структурні та композиційні, дають підстави віднести Уманщину до категорії етнокультурного утворення регіону в центрі України, символу національного відродження культури українського народу, результату прояву природних, етнічних, історичних, мистецьких чинників, образу світового архітектурно-ландшафтного пейзажу України.

Планувальна структура Уманщини

Межі. Відповідно до територіального аналізу центральної частини України, яка охоплює середню Наддніпрянщину та Поділля, історичні документи, топографічні карти, запропонована методика визначення *меж* регіону дослідження – Уманщини, яка визначається двома факторами: природними *межами* річок та адміністративними межами. На території Уманщини ці два різні за своєю природою типи *меж* не збігаються: *межі* Черкаської, Вінницької, Київської, Кіровоградської, Одеської та Миколаївської адміністративних областей проходять у середині досліджуваного утворення, яке з півночі обмежено басейном річки Росі, а з півдня, сходу та заходу – адміністративними межами районів. У географічному контексті Уманщина – це регіон водозбірних територій річок Рось та Південний Буг, який відповідає частинам шести областей.

Шляхи. У декількох верствах південніше Умані протягом багатьох століть проходив Чорний *шлях* (Ногайський кордон), за яким були безкрайні простори Дикого степу. Шлях вів на Січ, на дніпропетровські переправи до причорноморських поселень, на Азов і Крим. Ще 25 років тому Уманщина була центром сколотських племен, від Ольвії сюди йшли Священні Шляхи.

На початку XVII ст. дороги по Уманщині розходилися на Чигирин, Івангород, Ольвіополь, П'ятигору, Радомишль, Тульчин, Гайсин, Богуслав, Сашгород, Васильків.

Треба пам'ятати, що у процесі містобудівної еволюції на Уманщині склався унікальний за ясністю та гостротою задуму транспортний каркас. До нього належить віднести планувальну структуру міжнародних національних автошляхів: північ - південь – Санкт-Петербург – Умань – Одеса; схід-захід – Дніпро – Умань – Львів – Берлін. Перехрестя цих двох трансконтинентальних магістралей, головних планувальних вісей у центрі України, в м. Умані, крім загальноєвропейського значення, має й глибокий символічний сенс. Як свідчать науковці, російські монархи часто користувалися цими шляхами (Олександр I – 1820 р., Микола I – 1847 р., Олександр II – 1859 р.), щоб проїхати в Умань та відвідати «Софіївку» чи подорожуючи в Одесу або Катеринослав – третю південну столицю імперії.

Основна ідея побудови планувальної структури Уманщини, визначена глобальною концепцією системи розселення держави, полягає у встановленні загальнонаціонального статусу міст (центру та периферії), відповідно до транс-

континентальних зв'язків, природних кордонів (їх перетинів) та створенні культурно-художнього каркасу середовища.

Природні кордони. Географічні та ландшафтні терени Уманщини за характеристиками поділяють на горбкуваті та рівнинні. Вони охоплюють *природні кордони*, які представлені басейнами річок Південний Буг, Рось, Синюха та ін., а також степовими просторами Півдня, лісостепом Середньої Наддніпряниці та лісовими масивами Поділля. Саме численні *природні захисні кордони* (річки, балки, круті схили, урочища) та їх перетини зі шляхами зумовлювали місце розміщення поселень, що давало змогу для укриття та протистояння чужинцям і грабіжникам [10].

Історичні населені місця. На території Уманщини створена досить розгалужена, ієрархічно структурована, типологічно різноманітна, цілісна система історичних населених місць (18 міст та два селища). Розміщення цих поселень у географічному просторі регіону та їх статус визначаються трьома типами перетинів: річок, шляхів та річок зі шляхами. Наприклад, на р. Південний Буг розміщені м. Первомайськ і смт. Брацлав, та на р. Рось міста – Біла Церква, Корсунь – Шевченківський, Погребище. Характер просторового розміщення поселень у контексті унікальних ландшафтних умов держави формує Уманщину як неподільний цілісний регіон у центрі України – унікальну сукупність просторових, ландшафтних та архітектурних елементів.

Культурна спадщина. Пам'ятки різних епох, меморіальні об'єкти Уманщини, ландшафтні парки входять до чотирьох історико-культурних заповідників. Сьогодні заповідники Уманщини – це спеціально відокремлені терени, на яких містяться історичні комплекси, ансамблі, що становлять визначну наукову, історичну та мистецьку цінність.

Враховуючи унікальну історичну та архітектурну цінність пам'яток світового значення, 2003 р. створено Державний історико-культурний заповідник «Трипільська культура» (с. *Легедзене*), який опікується протомістами трипільської культури, розташованими у шести селах Уманщини (Веселий Кут, Глибочек, Майданецьке, Онопрівка, Піщана, Тальянки) в радіусі 7-12 км.

Розміщення міста *Умані* в географічному центрі України, Уманщині, на перехресті важливих магістралей континенту, зумовило виникнення в місті унікальної історико-культурної спадщини регіону, близько 20% пам'яток архітектури Черкаської області зосереджено в місті. Відповідно до Державного реєстру національно-культурного надбання на території міста розташовано 153 пам'ятки архітектури, з них – три пам'ятки архітектури національного значення: національний дендропарк «Софіївка» НАН України, Костьол Успіння Богородиці, Торгові ряди та 31 пам'ятка архітектури місцевого значення.

Як відомо, місто *Умань* належить до небагатьох міст на території України, яким було надано «Магдебурзьке право» (1760 р.). Постановою Кабінету Міністрів України від 26 липня 2001 року № 878 м. Умань занесено до Списку історичних населених місць України. Враховуючи історичну та культурну цінність комплексу пам'яток Умані 2005 р. створено Державний історико-архітектурний заповідник «Стара Умань».

Важливо, що доля міста Умані пов'язана з брацлавськими хасидами – однією з гілок іудаїзму. Саме сюди щорічно приїздять тисячі туристів - віруючих з понад 25 країн світу, помолитися на могилі свого духовного провідника – цадика Нахмана. У 1997 р. завершено розроблення генерального плану забудови комплексу історико-культурного центру брацлавських хасидів.

Просторова композиція «Софіївки». Національний дендрологічний парк «Софіївка», розміщений у м. Умані Черкаської області, широко відомий за межами України як одне з найвидатніших творень світового садово-паркового мистецтва кінця XVIII – першої половини XIX ст. Був побудований протягом 1796-1802 років польським магнатом С.Щ. Потоцьким під керівництвом польського військового інженера Л.Метцеля. Площа об'єкта становить 179,33 га [9].

Відповідно до Державного реєстру національного культурного надбання, схваленого колегією Мінбудархітектури від 23.12.1993 р. № 12, на території національного дендрологічного парку «Софіївка» розміщено комплекс садово-паркових споруд у кількості 101 об'єкт. Середовище парку у свою чергу охоплює 20 ландшафтних ділянок: ставки, урочища, галявини тощо. Невід'ємними елементами паркових композицій є малі архітектурні форми – загалом понад 80 об'єктів, у тому числі водні об'єкти: сім водостоків, чотири фонтани, десять водоспадів, п'ять джерел, два шлюзи, п'ять басейнів та низка невеличких споруд різного призначення.

Композиційною основою дендропарку «Софіївка», на якій сформовано цілісний художній образ, є просторова організація середовища, естетичні властивості парку, які сприймаються через низку послідовних вражень, мають чотири аспекти.

Перший аспект художньо-композиційної виразності сформовано на основі унікального природного ландшафту пониззя річки Кам'янки – головної просторової вісі середовища, яка визначила лінійний ряд та ритмічну структуру мікроансамблей.

Другий аспект композиційного задуму пов'язаний із планувальною структурою «Софіївки», значної концентрації пам'яток архітектури, мистецька якість яких розкривається з рухом глядача до головної фокусної точки композиції – Рожевого павільйона на острові Анті-Цирцеї.

Третій аспект художньої виразності композиції «Софіївки» зумовлено умовами візуального сприйняття просторового середовища пониззя р. Кам'янки, яке пізнається окремими «видами», за поступового ознайомлення «з середини», «з інтер'єру».

Четвертий аспект мистецького змісту «Софіївки» гармонійно втілено у четвертий вимір композиції, який розкривається через анфіладу просторових ансамблів, ритмічний повтор пейзажів, «просторовий сценарій» руху глядача, що забезпечує формування неповторного художнього образу середовища.

Враховуючи природну та культурну цінність, національний дендрологічний парк «Софіївка» зараховано до попереднього списку (*Tentative List*) об'єктів Всесвітньої спадщини ЮНЕСКО (2000 р.).

Висновки

1. Обґрунтована глобальна значущість планувальної структури Уманщини з розміщенням м. Умані у географічному центрі України, перехресті супермагістралей континенту, яка зумовила виникнення видатної універсальної цінності композиції національного дендрологічного парку «Софіївка».

2. Враховані історико-культурна автентичність та просторова цілісність композиції «Софіївки», яка забезпечила встановлення нового статусу м. Умані як центру мистецьких і культурних функцій Уманщини, групи регіонів та України загалом.

3. Запропонована імплементація художніх принципів просторової композиції «Софіївки» в планувальну структуру міста та регіону з метою інтегрованого відродження культурного потенціалу середовища регулюванням архітектурно-містобудівної діяльності.

4. Рекомендована розробка комплексу заходів щодо відродження та розвитку історичних і культурних центрів Уманщини та впровадження державної програми «Смарагдове намисто Уманщини» – туристичного мегаполіса регіону.

Бібліографічний список

1. Архітектура : короткий словник-довідник / Євреїнов Ю. М., Пламяницька О. А., Вечерський В. В. [та ін.] ; за ред. А. Мардера. – К. : Будівельник, 1995. – 334 с.
2. Бевз Г. П. Історія Уманщини / Г. П. Бевз. – К. : УПП, 1997. – 103 с.
3. Бодров Ю. І. Історія Уманського козацького полку / Ю. І. Бодров. – К. : ВПЦ «Київський університет», 2001. – 80 с.
4. Боплан Г. О. Описание Украины / Г.О. Боплан. – С.-ПБ, 1832. – 140 с.
5. Діденко О. Збірник археологічних пам'яток Уманщини / Ольга Петрівна Діденко, Василь Автономович Стефанович, Богдан Данилович Черномаз. – Умань : УВП, 2006. – 342 с.
6. Ивашенко В. Исторический очерк Умани и Царицына сада (Софиевки) / В. Ивашенко. – К. : тип. С.В. Кульженко, 1895. – 57 с.
7. Історія міст і сіл Української РСР, Черкаська область. – К., 1972. – 546 с.
8. Історія української архітектури / Ю. А. Асєєв, В. В. Вечерський, О.М. Годованюк та ін. / за ред. В. І. Тимофієнка. – К. : Техніка, 2003. – 472 с.
9. Косенко І. С. Софіївка. Національний дендрологічний парк : фотоальбом / Косенко І. С. [текст], Пилип'юк В. В. [фото]. – К. : Паливода А.В., 2016. – 276 с.
10. Ксєневич М. Я. Українська архітектура та її визначальний контекст у просторі, часі, інформації. Основи українського архітектурознавства / М. Я. Ксєневич. – К. : «МП Леся», 2005. – 426 с.

Сгоров Ю. Уманщина, Софіївка. Структура та композиція

Проаналізовано планувальну структуру Уманщини і просторову композицію національного дендропарку «Софіївка» НАН України в м. Умані. Обґрунтована видатна унікальна цінність структури регіону з розміщенням м. Умані на перехресті супермагістралей континенту – у географічному центрі України. Запропонована імплементація художніх принципів «Софіївки» у просторову структуру Уманщини з метою відродження культурного потенціалу регіону. Враховані історико-культурна автентичність та просторова цілісність композиції «Софіївки», які забезпечили встановлення нового статусу м. Умані як центру

мистецьких і культурних функцій Уманщини, групи регіонів та України загалом. Рекомендована розробка комплексу заходів щодо відродження та розвитку історичних і культурних центрів Уманщини, та впровадження державної програми «Смарагдове намисто Уманщини» – туристичного мегаполіса регіону.

Ключові слова: Уманщина, «Софіївка», структура, композиція.

Yegorov Yu. Uman Region, Sofiyivka. Structure and Composition

The article analyzes the planning structure of Uman Region and the spatial composition of the national dendrological park «Sofiyivka» of the National Academy of Sciences of Ukraine in Uman. The outstanding unique value of the structure of the region with the location of the city of Uman at the intersection of the main roads of the continent in the geographical center of Ukraine has been grounded. The implementation of the artistic principles of «Sofiyivka» in the spatial structure of Uman region in order to revive the cultural potential of the region is proposed. Historical and cultural authenticity and spatial integrity of the composition of «Sofiyivka» ensured the establishment of a new status in Uman as the center of the artistic and cultural functions of Uman region, a group of regions and Ukraine in general. It is recommended to develop a set of measures for the revival and development of historical and cultural centers of Uman region, and the implementation of the state program "Emerald Nave of Uman Region" as the tourist megalopolis of the region.

Key words: Uman Region, «Sofiyivka», structure, composition.

Егоров Ю. Уманщина, Софиевка. Структура и композиция

Анализируется планировочная структура Уманщины и пространственная композиция национального дендропарка «Софиевка» НАН Украины в г. Умани. Обоснована выдающаяся уникальная ценность структуры региона с размещением г. Умани на пересечении сверхмагистралей континента – в географическом центре Украины. Предложена имплементация художественных принципов «Софиевки» в пространственную структуру Уманщины с целью возрождения культурного потенциала региона. Учтена историко-культурная аутентичность и пространственная целостность композиции «Софиевки», которая обеспечила установление нового статуса г. Умани как центра эстетических и культурных функций Уманщины, группы регионов и Украины в целом. Рекомендована разработка комплекса мероприятий по возрождению и развитию исторических и культурных центров региона и реализация государственной программы.

Ключевые слова: Уманщина, «Софиевка», структура, композиция.

Стаття надійшла 19.08.2017.

ДЕКОРАТИВНЕ СКЛО В МІСЬКОМУ ПРОСТОРИ ЛЬВОВА

*Б. Задорожний, старший викладач
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. У просторі Львова серед різноманітних елементів декору вітраж посідає особливе місце. Крім утилітарного заповнення віконних прорізів, цей вид оздоби нерідко використовують для створення вказівників, декору вітрин, входів у заклади торгівлі тощо. Кожне з цих застосувань вітражних виробів потребує особливого підходу.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Питання формотворення простору в архітектурі досліджують Н. Шаповал, М. Шубенков та інші. Архітектуру міста розглянуто у працях К. Лінча [6]. Вітражі Львова кінця ХІХ – початку ХХ ст. проаналізувала Р. Грималюк. Мистецтво ж львівської сецесії досліджує Ю. Бірюльов [2]. Проте сучасне використання вітражного мистецтва у просторі міста на сьогодні недостатньо досліджене, тому потребує наукових досліджень.

Постановка завдання. Формотворення міського простору – досить складний процес, який поєднує в собі співпрацю багатьох архітекторів. Місто – це синтез не лише будинків, а й вулиць, парків, скверів, алей тощо. Проте не менш важливу роль у сприйнятті того чи іншого населеного пункту може відіграти також елемент декору, особливо якщо він старанно підібраний і вдало вписаний у наявне середовище. Наше завдання – розглянути специфіку вітражів у міському просторі Львова, а саме:

Поставлена мета зумовила виконання таких завдань:

- розглянути вітраж як особливий елемент архітектурного декору в просторі міста;
- проаналізувати специфіку вітражів залежно від їх розташування, особливостей сприйняття тощо;
- розглянути сучасні вітражі Львова;
- виділити особливості використання вітражних композицій у просторі міста.

Виклад основного матеріалу. Ми живемо у просторі, рухаємося, вдихаємо запахи, розглядаємо форми... Простір – це наше життя. Як зазначає Франсіс Д. К. Чінь, «Це настільки ж матеріальна субстанція, як і дерево, чи камінь, хоча йому властива безформенність водяної пари. Його форми, його розміри і масштабність – всі ці якості простору залежать від нашого сприйняття його меж, окреслених елементами форми. Коли простір починає згортатися, замикатися, оформлюватися і організовуватися елементами маси – тоді народжується архітектура» [8, с. 92]. Архітектурний простір міста унікальний. Для нього властиві особливі силуети, своєрідна масштабність. Проте навіть невеличка деталь може стати візитівкою міста. Такими елементами є також і вітражні. Із вікон храмів та громадських будівель, у переході до внутрішнього дворика чи навіть просто з вітрин крамниці –

кольорові композиції контрастують з фоновою архітектурою, а тому можуть стати особливим містобудівним акцентом, виокремивши будівлю з маси.

Кожне місто має власний неповторний образ. К. Лінч зазначає: «Ясність і читабельність – не основні важливі особливості прекрасного міста, але при роздумах про середовище, яке володіє міським масштабом величин, часу і складності, вони набувають особливого значення». «Для того, щоб це зрозуміти, – зазначає дослідник, – треба усвідомити місто не як «річ у собі», а як місто, що сприймається його жителями [6, с. 16]. У цьому контексті треба зазначити, що жителі міста за своїм смаком та власними потребами і баченням комфорту безпосередньо формують архітектуру поселення. У контексті ж Львова вітражі відіграють особливу роль. Адже відродження вітражного мистецтва спостерігалось на зламі XIX-XX ст. у стильовому напрямі модерн [5, с. 107], який по-особливому виразно проявився в архітектурі львівської сецесії. Неповторні львівські модернові будинки часто яскраво прикрашали. Навіть банальні ґрати на вікнах та скляних проїмах дверей виконували з особливою рослинною тонкістю, властивою для того часу [2]. Та й сам модерновий живопис навіть сьогодні нерідко митці органічно переносять на вітражне скло. Зокрема сучасні художники-вітражисти вдало експериментують з ескізами та плакатами часів сецесії [4].

Вітражні композиції сьогодні часто застосовують у декорі громадських закладів, офісів, кафе та ресторанів. Квіти, абстракції чи просто геометричні фігури у своїй яскравій композиції виділяють окремий простір, де через світло проявляється, здавалося б, особливий світ.

Сучасне місто неможливо уявити без бізнесу, а, відповідно, і без реклами. Не дивно, що вітражне мистецтво знайшло свій прояв і в цій сфері. Зокрема у вивісках та вказівниках, які часто розміщують безпосередньо біля торгового місця – вітрин чи парадного входу (кафе або ресторанів). При цьому, якщо будівлі зазвичай фарбують в однотонні пастельні кольори [1, с. 125] (іноді з поєднанням двох або більше тонів), то вітражні композиції зазвичай яскраві та різнобарвні. Це допомагає виділити будівлю на тлі міської тканини. Крім яскравого забарвлення такі вітражі повинні мати й особливе розташування. На думку П. Власової, для кращої ефективності розташування носія реклами відносно потенційного клієнта повинне бути перпендикулярно до його руху [3, с. 232]. Саме перпендикулярне розташування вітражної вивіски створює не лише умови для світлового заломлення, а й ефективно привертає увагу потенційних клієнтів.

Прикладом такого кольорового контрасту з архітектурою є вітражна рекламна вивіска на вулиці Староєврейській у м. Львові на стінах сувенірної крамнички (рис. 1, а). Стилізоване зображення подарунків створює контраст на тлі монотонних стін, акцентуючи тим самим увагу перехожих міщан.



а



б

Рис. 1. Вітражні вивіски: а) рекламний вітраж-вивіска на сувенірній крамниці; б) вітраж-вивіска на підприємстві ремонту взуття.

Навіть скромна композиція з поєднанням декількох кольорів (як на рис. 1, б) створює візуальний контраст з архітектурою. Також, якщо порівняти обидва вітражі, то можна помітити, що тонше і прозоріше скло забезпечує менший ефект від заломлення світла, розсосереджуючи увагу на відображенні. При цьому накладається вигляд з протилежного боку. Відповідно, що товстіше і менш прозоре скло, то краще воно затримує світло і дарує відчуття гармонії порівняно з прозорішим. Водночас, якщо вітраж позбавити повністю прозорості, він може втратити свій вигляд. Адже перехід з одного світлового середовища в інше – одна з основних умов проявлення виразності вітражів. Наприклад, вітражі на фасаді храму Покрови Пресвятої Богородиці у м. Львові (рис. 2) позбавлені можливості світлового переходу, тому нагадують картини. Проте у формі картин вітражі програють порівняно з іншими видами декору (наприклад, з мозаїкою).

Також важливо зазначити, що за можливості доцільно додатково підсвічувати вітражні вивіски для того, щоб вони могли виконувати свою функцію навіть у вечірній час. Проте важливо, щоб підсвітка захоплювала саме рекламні елементи, акцентуючи увагу перехожих. Наприклад, вивіска львівської крамнички солодоців на вул. Академіка В. Гнатюка (рис. 3), виконана у вигляді кошика з цукерками, проте у вечірній час, коли освітлюється лише кошик, цукерки втрачають яскравий вигляд, і стають похмурими, а тому навряд чи можуть привабити покупця.

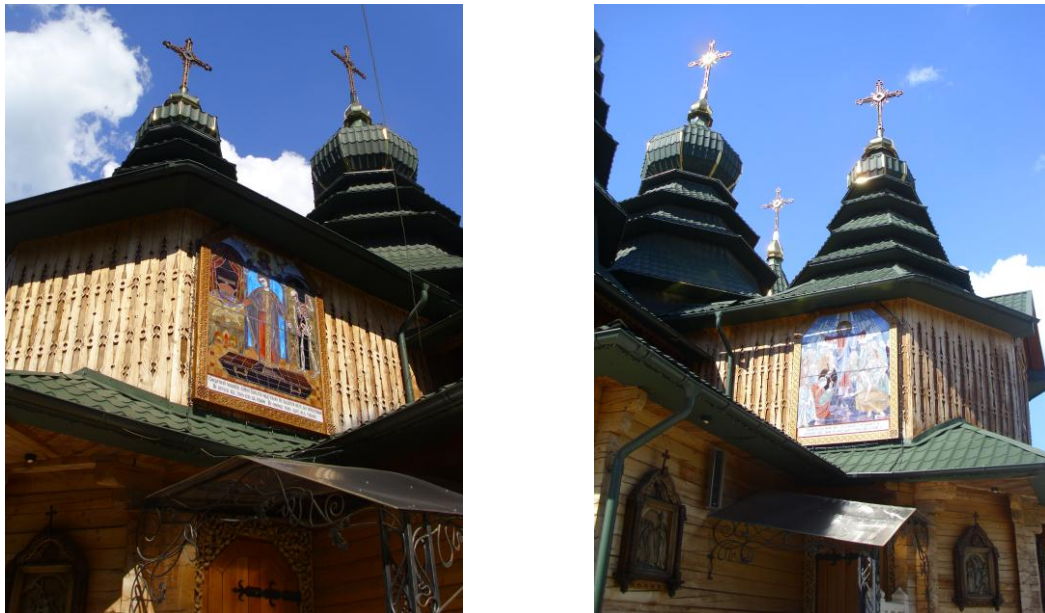


Рис. 2. Вітражі-картини на храмі Покрови Пресвятої Богородиці



Рис. 3. Вітраж у темну пору на стіні крамниці солодошів на вул. Академіка В. Гнатюка

Кардинально інший вигляд має вітрина крамниці льодяників на вул. Сербській, прикрашена скляним містом, виконаним О. Турецькою у техніці фьюзінг (рис. 4). Яскраві будиночки, стилізовані як пам'ятки архітектури Львова, усі казкові мешканці і навіть трамвайчик кожною деталлю нагадують кольорові смаколики. Таке видовище приваблює не лише дітей, а й дорослих, що охоче фотографуються на тлі карамельного міста.

У рекламі дуже важливі дрібниці. Кожна деталь може привертати увагу. Наприклад, скляна пляшка на стіні ресторану (рис. 5, а), або класичний підвісний ліхтарик під вітражем-вказівником (рис. 5, б). Вітражні вказівники повинні передусім асоціюватися з назвою чи функцією закладу, про який інформують.



1.
Рис. 4. Карамельне місто О. Турецької на вітрині крамниці льодяників.



а



б

Рис. 5. Ресторани на вул. Вірменській та на вул. І. Федорова у м. Львові:
а) пляшка на стіні ресторану; б) класичний ліхтар під вітражним вказівником.

Висновки

Отже, у просторі міста вітраж відіграє особливу роль, адже функціонує не лише як заповнення віконних та дверних проїомів (храмів, магазинів, кафе і ресторанів, банків тощо), а й безпосередньо на фасадах як оздоба, що привертає увагу перехожих і водночас інформує про функцію установи.

Однією з основних умов розкриття виразності вітражу є перехід світла. У випадку влаштування вітражів у віконних пройомах ця умова виконується ззовні в інтер'єрі (вдень) та з інтер'єру назовні (вночі). Проте застосування вітражів у формі вивіски чи окремого елемента декору потребує особливого підходу. Зокрема важливо акцентувати не на пропускній здатності скла, а на заломленні світла. Для цього краще використовувати фактурне скло з меншою пропускнуою здатністю. Також іноді доцільно додатково підсвітити вітраж для вечірнього функціонування, особливо тієї частини, яка ілюструє функцію закладу. Такий підхід не лише допоможе виділити вітраж на тлі монотонної архітектури, а й приверне увагу перехожих до закладу. Вдало підібрана композиція з декоративного скла може стати атракцією для туристів, або навіть візитівкою міста.

Бібліографічний список

1. Білодід Ю. Основи дизайну : навч посіб. / Ю. Білодід, О. Поліщук. – К. : Парапан, 2004. – 240 с.
2. Бірюльов Ю. Мистецтво львівської сецесії (Искусство львовской сецессии), на украинском языке / Ю. Бірюльов. – Львов : Центр Європи, 2005. – 184 с.
3. Власова П. Психологія в рекламі / П. К. Власова. – 2-е изд., перераб., исправл. – Харьков : Изд-во Гуманитарный Центр, 2007. – С. 320.
4. Задорожний Б. Вплив художника А. Мухи на творчість сучасних митців-вітражистів / Б. В. Задорожний // Вісник Львівського національного аграрного університету : архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2013. – № 14. – С. 194–198.
5. Клименюк Т. М. Ілюстрований словник архітектурних термінів : навч. посібник / Т. М. Клименюк, В. І. Проскураков, Х. І. Ковальчук. – Львів : Вид-во Львівської політехніки, 2010. – 180 с.
6. Линч К. Образ города / К. Линч. – М. : Стройиздат, 1982. – 328 с.
7. Чинь Франсис Д. К. Архитектура: форма, пространство, композиция / Франсис Д. К. Чинь ; пер. с англ. Е. Нетесовой. – М. : АСТ : Астрель, 2005. – 399 с.

Задорожний Б. Декоративне скло в міському просторі Львова

Розглянуто вітраж як особливий елемент архітектурного декору в просторі міста. Проаналізовано види вітражів залежно від їх розташування, особливостей сприйняття та функцій, які вони відповідно виконують. Порівняно і зіставлено вітражі у просторі Львова, їх позитивні та негативні риси. Сформовано рекомендації з використання творів вітражного мистецтва у просторі міста.

Ключові слова: вітраж, простір міста, міська тканина, художній образ, композиція.

Zadorozhnyi B. Stained glass in the space city Lviv

The article examined the stained glass as a special element of decoration of the cities architecture. It analyzed the types of stained glass, depending on their location, characteristics and perceptions functions, with they are accordingly performing. Also it compared and matched stained glass windows in the space of the Lviv city, their positive and negative features, formed using recommendations of glass works as part in the space of the city.

Key words: stained glass, city space, urban fabric, arts character, composition.

Задорожний Б. Витраж в просторанстве города Львова

Рассматривается витраж как особый элемент архитектурного декора в просторанстве города. Анализируются виды витражей, зависимых от их расположения, особенно восприятий и функций, которые они соответственно выполняют. Сравняются и сопоставляются витражи в просторанстве Львова, их положительные и негативные стороны. Сформированы рекомендации по использованию произведений витражного искусства в просторанстве города.

Ключевые слова: витраж, просторанство города, городская ткань, художественный образ, композиция.

Стаття надійшла 27.06.2017.

УДК 69.009

ОСОБЛИВОСТІ ЗДІЙСНЕННЯ ТЕХНІЧНОГО НАГЛЯДУ ПІД ЧАС ЗВЕДЕННЯ КОМЕРЦІЙНИХ ОБ'ЄКТІВ АРХІТЕКТУРИ В УКРАЇНІ

*Т. Райхенбах, к. н. з держ. упр., Т. Боднарчук, к. т. н., С. Безрука, магістр,
А. Височенко, старший викладач
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Питання технічного нагляду в будівництві та його взаємозв'язку з девелопорськими та інжиниринговими компаніями в Україні недостатньо вивчене.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Проблемі технічного нагляду в сучасному будівництві України присвячено, на жаль, небагато праць. Було опрацьовано матеріали, документи та закони України стосовно ролі технічного нагляду в будівництві й матеріали із закордонного досвіду.

Постановка завдання. Завдання нашого дослідження – аналіз сучасного стану справ у будівництві в контексті технічного нагляду.

Виклад основного матеріалу. Однією з важливих складових зведення об'єктів будівництва в питанні забезпечення високої якості виконаних робіт є технічний нагляд. Сучасні зміни в законодавстві, у стандартах, вимогах Замовника до виконаних робіт не можуть не відобразитися на роботі інженерів технічного нагляду за будівництвом. Ще нещодавно, коли головним замовником масштабних інвестицій була держава, чи не основним завданням технагляду був контроль за коштами бюджету. Важливим моментом було не лише забезпечення якості виконаних робіт, а й чітка їх відповідність кошторисній документації. Також оплата праці служби технагляду чітко визначалася кошторисною документацією і часто не відповідала складності та обсягам виконаних робіт. Це пов'язано з необхідністю чітко дотримуватися нормативних документів (ДСТУ) під час складання кошторисів на державні об'єкти будівництва. Практично жорсткі вимоги щодо витрати бюджетних коштів зробили процес будівництва негнучким та бюрократизованим.

Із початком капіталізації будівельного ринку України та появою приватних інвесторів виникли принципово нові взаємовідносини між інвесторами та будівельними компаніями. Девелоперські компанії взяли на себе обов'язки замовника починаючи з ідеї, її розвитку та реалізації. Головною кінцевою метою є максимальне збільшення вартості проекту та отримання прибутку. Девелопери часто виконують функції, які раніше покладалися на працівників технічного нагляду, а саме: контроль за обсягами будівельних матеріалів та виконаних робіт; вартістю матеріалів та робіт; термінів виконання робіт та ін. Отже, під час залучення девелоперською компанією інженерів технічного нагляду на свої об'єкти будівництва перед ними ставлять дещо інші завдання. Питання кошторису та фінансів часто є комерційною таємницею. Фактично роль технагляду в таких випадках зводиться до контролю якості виконаних робіт та матеріалів, відповідності проектних рішень. Від технагляду також вимагають аналізу проектної документації, що має супроводжуватися зауваженнями та пропозиціями з метою оптимізації витрат та збільшення прибутковості проекту загалом.

Співпраця девелоперів та представників технічного нагляду має також свої особливості. Такі договори можуть містити пункти, які, на перший погляд, не притаманні технагляду, а саме виконання фотофіксації виконаних робіт, написання щоденних (щотижневих) звітів, постійна присутність на об'єкті будівництва та ін. Щодо штрафних санкцій за неякісно виконану роботу, то тут договором можуть бути передбачені особливі вимоги. Оплата праці також є предметом перемовин і не обов'язково повинна відповідати рекомендаціям Мінрегіонбуду та ДСТУ. Власне для комерційних об'єктів оплата за виконані роботи обґрунтованіша та реально відповідає показникам вартості людино-дня. Зважаючи на такі виклики будівельного ринку, з'явилися інжинірингові компанії, які надають комплексні послуги зі здійснення технічного нагляду на об'єктах будівництва. Переваги таких компаній порівняно з окремими фахівцями-інженерами технічного нагляду очевидні. Насамперед це можливість сконцентрувати фахівців різних напрямків будівництва в одній установі, тобто не лише інженерів із виконання загальнобудівельних робіт (промислове та цивільне будівництво, будівництво доріг та аеродромів), а й таких вузьких напрямків як електромонтажні роботи, теплогазопостачання, вентиляція та кондиціонування тощо. Окрім того, інжинірингові компанії, як правило, мають у своєму розпорядженні низку сучасних дороговартісних вимірювальних приладів та інструментів. Вони дають змогу службі замовника оперативно здійснювати контроль якості матеріалів та виконаних робіт. У разі залучення інжинірингової компанії для здійснення технагляду виникає ще один цікавий момент – відповідальність. Адже якщо працівник технагляду є штатним працівником Замовника (Забудовника), то і відповідальність його обмежується його посадовою інструкцією та законодавчими актами України. Коли ж укладають договір з інжиніринговою компанією, відповідальність сторін можна істотно розширити.

Також у реалізації проектів, що фінансуються за кошти іноземних інвесторів та міжнародних компаній, ставлять особливі вимоги до інжинірингових компаній та їх персоналу. Виконання вимог FIDIC та членство в «Міжнародній гільдії інженерів-консультантів» – необхідна вимога. Термін «інженер-

консультант» з'явився нещодавно у професійній термінології будівельників. І хоча в Україні ще до кінця не затверджено кваліфікаційних вимог до таких фахівців і не забезпечено їх підготовки, інжинірингові компанії працюють над вирішенням цих питань, переймаючи досвід провідних європейських країн. Невдовзі компанії, які матимуть у своєму штаті інженерів-консультантів, зможуть претендувати на участь у великих міждержавних інвестиційних проектах.

Ще однією перевагою інжинірингових компаній є динамічне навчання інженерів технічного нагляду відповідно до кваліфікаційних характеристик, передбачених законодавством України. Сьогодні кваліфікаційні характеристики інженера з технічного нагляду передбачають чотирирівневе кваліфікаційне категоріювання. Найвища кваліфікація – «провідний інженер технічного нагляду», далі – «інженери технічного нагляду I та II категорій», і найнижча кваліфікація – «інженер технічного нагляду». Залежно від категорії складності (класу наслідків) об'єктів для здійснення технічного нагляду повинні призначатися інженери відповідної категорії. На жаль, у зв'язку з неврегульованістю деяких нових термінів з нормативними документами кваліфікація інженера технічного нагляду та складність об'єкта сьогодні практично ніяк не корелюються. Та починаючи з другої декади 2017 року набувають чинності нові вимоги, що врегулюють залежність між кваліфікацією інженерів технічного нагляду та класом наслідків об'єктів будівництва. Власне інжинірингові компанії, маючи у своєму штаті інженерів технічного нагляду різної кваліфікації, можуть вести декілька складних об'єктів одночасно, забезпечуючи безперервний контроль якості виконання робіт. Під час аналізу нормативної, проектно-кошторисної документації, актів виконаних робіт виникає потреба в ліцензійному програмному забезпеченні. Маючи великий штат працівників інженерів технагляду, інжиніринговій компанії буде рентабельно придбати програми типу АВК-5, Ліра-САПР, AutoCAD та інші. Це також перевага інжинірингових компаній порівняно з інженерами технагляду, що працюють самостійно.

Висновки. Як видно з аналізу будівельного ринку України, багато питань стосовно здійснення технічного нагляду до кінця не врегульовані. На законодавчому рівні потрібно чітко визначити залежність кваліфікації працівників та складність об'єктів будівництва. Також визначення кошторисної вартості послуг за здійснення технічного нагляду потребує додаткових роз'яснень. Попри деякі неврегульовані аспекти роботи інженерів технічного нагляду, однозначно можна стверджувати, що майбутнє – за інжиніринговими компаніями. Саме такі компанії найкраще зможуть представляти інтереси Замовника у процесі будівництва об'єктів архітектури.

Бібліографічний список

1. Тугай О. А. Методологічні основи позиціонування будівельно-інжинірингових фірм як провідних виконавців будівельних проектів та проектування їх операційних систем / О. А. Тугай // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. зб. / Київ. нац. ун-т буд-ва і архітектури ; відп. ред. М. М. Осетрін. – К. : КНУБА, 2008. – Вип. 29, 60424. – С. 235.

2. Айрумян Э. Л. В будущее с ЛСТК / Э. Л. Айрумян // Металлические здания. – 2007. – № 3. – С. 26–29.
3. Про архітектурну діяльність : Закон України від 20.05.1999 р. № 687-ХІУ // Відомості Верховної Ради України. – 1999. – № 31. – С. 246.
4. Про основи містобудування : Закон України від 16.11.1992 р. № 2780-ХІІ // Відомості Верховної Ради України. – 1992. – № 52. – 683 с.

Райхенбах Т., Бондарчук Т., Безрука С., Височенко А. Особенности здійснення технічного нагляду під час зведення комерційних об'єктів архітектури в Україні

Проаналізовано особливості застосування систем, які швидко монтуються, на прикладі легких сталевих тонкостінних конструкцій (ЛСТК) для будівництва малоповерхових житлових і громадських будинків, виробничих будівель універсального призначення та перспективи їх розвитку в Україні.

Ключові слова: технічний нагляд, інжинірингові компанії, девелоперські компанії.

Reichenbach T., Bondarchuk T., Bezruka S. Vysochenko A. Features of the implementation of technical supervision during the construction of commercial objects of architecture in Ukraine.

The features of application of systems that are quickly mounted on an example of light steel thin-walled structures (LSTK) for the construction of low-rise residential and public buildings, industrial buildings of universal purpose and prospects for their development in Ukraine have been analyzed.

Key words: technical supervision, engineering companies, development companies.

Райхенбах Т., Бондарчук Т., Безрукая С. Особенности осуществления технического надзора во время строительства коммерческих объектов архитектуры в Украине

Проанализированы особенности применения систем, которые быстро монтируются, на примере легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК) для строительства малоэтажных жилых и общественных зданий, производственных зданий универсального назначения и перспективы их развития в Украине.

Ключевые слова: технический надзор, инжиниринговые компании, девелоперские компании.

Стаття надійшла 28.08.2017.

УДК 72/01: 728.6 (477)

ХРАМ ЯК САКРАЛЬНА ПАРАДИГМА НАРОДУ

*Р. Кюнцлі, к. філол. н., А. Степанюк, к. архітектури
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. Із ХХІ століттям у будівництві та архітектурі з'явилися нові матеріали й технології, які не тільки швидкими темпами завойовують ринок, а й сприяють прискоренню урбанізації суспільства, витісненню традиційної архітектури з регіонів та втраті регіональності своєрідності архітектури. Зі здобуттям незалежності в Україні ці процеси поширилися і на сакральну архітектуру, яка завжди була чітким ідентифікатором регіональної приналежності. Культура творення сакральної архітектури України опинилася перед загрозою втрати своїх навиків та традицій храмобудування.

Вміле використання у храмових будівлях українських традицій, наповнення традиційного інтер'єру новими матеріалами, об'ємно-просторові вирішення у поєднанні традиційного і сучасного – спосіб узгодження нових творчих процесів у сакральній архітектурі, а також створення гармонії у психологічному середовищі, яке століттями формувало українську духовність.

Постановка проблеми. Специфіка українського храму полягає в тому, що церква для українців є не тільки Домом Божим, вона, як відкрита Біблія, яку український народ ілюструє, через будівлі своїх митців, відповідно до їх талантів, якими Господь обдарував. Український храм – це сакральна аура народу, його християнської і духовної віри. Українська церква в архітектурно-просторовому рішенні – атмосфера намоленості її сакральних елементів, віри, страждань, каяття парафіян, це пристрасний погляд у лики святих, це прохання про Богородичний покров, – зв'язок поколінь, який передається через мову молитви, ритуали та традиції.

Тому сьогодні актуальне відродження традицій та їх гармонійне застосування з універсальними співвідношеннями в модерновому творенні сакральної архітектури України, з метою збереження історично набутих навичок та традицій храмобудування.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Питання використання традицій народного будівництва у проектуванні сучасних церков вивчають у своїх працях А. Данилюк [1], Р. Жук [2], Я. Кравченко [3], Г. Логвин [4], В. Січинський [5] та багато інших.

Кожен із поданих авторів пропагує ідею збереження традицій у сакральній архітектурі з вимогою їх переосмислення та модернізації. Проте у своїх працях науковці акцентують увагу на архітектурній формі храму, питання ж внутрішнього його наповнення залишається відкритим.

Постановка завдання. Одним із важливих завдань відродження української нації та відновлення її культурно-мистецького простору є творення гармонійного середовища храму, в якому століттями формувалася духовність українського народу. Відновлення культурно-мистецького простору храму мож-

ливе через поєднання українських традицій храмобудування зі сучасними об'ємно-просторовими вирішеннями та впровадженнями новітніх матеріалів і технологій.

Виклад основного матеріалу. Осмислення будь-якого явища веде нас до першооснови – Творця. Власне Творець та його втілені ідеї є для людини зразком істинності і досконалості. Найвище визнання для будь-якого митця – це визнання його твору унікальним, що підкреслює його оригінальність і вишуканість. Найдосконалішим є божественне.

Зразки справжнього божественного можна черпати і спостерігати у природі. А вона наповнена емоціями й динамікою, барвами і контрастом, різна й цікава. Навіть, здавалось би, така легка Шевченкова ідилія українського селянського вечора «Садок вишневий коло хати, хрущі над вишнями гудуть», породжує в уяві не темні фарби згасаючого дня, а насичені кольори народження дивовижної ночі. Справжнє мистецтво прославляє життя, бо мистецтво – це емоції. Перші й головні відчуття людини при спогляданні за мистецьким твором – це поштовх, імпульс позитивних чи негативних відчуттів.

Урбанізація суспільства та процеси глобалізації в архітектурі створили передумови поширення універсалізму на противагу традиційному, унікальному. На зміну регіональним особливостям і стилям приходять універсалізм і нові принципи формотворення.

Проникнення універсалізму особливо негативно впливає на регіональну сакральну архітектуру. Велика кількість замовлень проектів церков релігійними громадами призвела до появи храмових будівель, які часто не відповідають регіональним особливостям та традиціям, а також не мають ознак унікальності.

Проекти деяких архітекторів, універсальних будівель храмів, які виділяються з-поміж довколишньої забудови хіба що хрестом, з великими стінами в інтер'єрі храму – викликають недовіру у громади до таких талантів своїх митців, художників-монументалістів, на творчості яких мали б виховуватися діти-християни.

Адже з чого починається літургія для дитини, її наближення до вчення Христа, формування її незламної віри, гартування її душі посеред світських спокус? Вона починається з огляду фресок та ікон, з вивчення погляду, лику, розуміння біблійного сюжету тощо.

Для українців храм є і букварем християнства, і найглибшим філософським вченням, церква – місце обміну інформацією з Богом. І важливо, щоб архітектурно-просторові рішення сприяли духовному єднанню людського і божественного. Внутрішнє наповнення храму змушує не тільки спостерігати і дізнаватися, воно спонукає до мислення, аналізу і глибокого осмислення християнської символіки. Чи задумається християнин над символікою, яка супроводжує чотирьох євангелістів, якщо їх лики традиційно не будуть зображені на «вітрилах» церкви? Євангеліста Марка зображують з крилатим левом – знаком могутності і царственної гідності Христа. Євангелісти Лука зображений з тільцем, Іоан – з орлом, Матвей – з ангелом. Найчастіше в розписах православного храму вони будуть розміщені по чотирьох сторонах на так званих вітрилах, що підтримують купол, всередині якого зазвичай – Господь Вседержитель. Також образи чотирьох

євангелістів з чотирма «тваринами» Апокаліпсису, за традицією, зображені на Царських вратах разом з образом Благовіщення [6].

Українська храмова архітектура завжди наповнювалася зримими образами, які супроводжували святу літургію. Ці образи були максимально близькими і зрозумілими українцеві, оскільки тут працювали іконописці та художники (люди духовні), які через глибоку богословську науку, піст і послух, через свої розуміння і бачення перепускали кожен образ.

Візуалізація сакрального світу в акустичному супроводі божественної літургії давала змогу відчутти присутність Бога у храмі, створювалася аура містичного і таємничого, сакрального і піднесеного.

Сьогодні християнин, який заходить у чисто вибілений храм, на стінах нічого не прочитає. Його обмежують у пізнанні Бога, християнської релігії. Універсалізм проникає у храм за допомогою тих, котрі хочуть відірватися від традицій та підкреслити свій космополітизм.

Творчість в усі часи поділяла на дві категорії: та, що ставала вічністю, і та, що давала характеристику історичному періоду. Без сумніву, храми, де панує універсалізм – це дань часу, вони будуть характеризувати період, в якому вони збудовані. У вічність же ввійдуть ті будівлі церков, які є унікальним твором, а не об'єктом, який відповідає тимчасовим примхам моди. Часто за модною претензійною архітектурою, яка розрахована заманити мирянина незвичними формами, втрачається справжнє призначення церкви.

Призначення будь-якого виду мистецтва – передати та поділитися з довколишніми емоціями, відображеними у мистецьких творах. Мистецтво творення сакральної архітектури, на відміну від інших, полягає не тільки в художньому відображенні та передачі емоцій автора спостерігачеві, а й у правдивому зображенні Дому Господнього, образ якого у символах передавався з покоління на покоління та описи якого нам подає Біблія.

Щоб створити образ храму, потрібно насамперед з'ясувати, чим же насправді є для християнина дім Господа, зразок Царства Небесного, Небесний Єрусалим.

Перше, чим є для християнина храм Божий, – це духовна опора, духовний захист, оплот. В Євангелії від Матвія (16:18) зазначено, що Ісус обіцяв: «І Я кажу тобі: ти – Петро, на цій скелі збудую Мою Церкву і пекельні ворота її не подолають». Отже, слова Ісуса до апостола Петра говорять про силу Христової віри, яка повинна бути виражена і в архітектоніці християнського храму. Храм не може бути легким, ажурним, своєю вагою, монументальністю він повинен міцно стверджувати значення віри.

Стабільність і статика. Незалежно від плину часу церква залишається незворушною у своєму розумінні Христової моралі. Отже, в архітектурі християнського храму не може бути агресивного динамізму. Церква не йде за примхами часу, вона стабільна і непохитна у своєму вченні. Науку Христа не можна в різні часи розуміти по-різному. Христос був, є і буде таким, яким він був 2000 років тому. Ця стабільність має простежуватися в об'ємно-просторовому вирішенні храму.

Благодать та умиротворення – головні емоції, які християнин повинен відчувати у храмі. Пастельні тони, плавні лінії, ненав'язливі орнаментальні композиції, фрески з історії життя святих та Христа, блаженні лики святих – це те, що створює атмосферу божественного. Внутрішнє наповнення храму – це його сакральність. Храм, наповнений таємничими божественними символами, робить його містичним і таким, що кличе.

Традиція і шана. Українська християнська церква безпосередньо пов'язана з традицією. Наймогутнішими оберегами українських традицій були святіші Андрей Шептицький, Йосип Сліпий, Любомир Гузар, Філарет. Відмовитися від традиційної церковної архітектури – це зневага до жертвовної праці наших святих отців, які в тяжкі часи кожен по-своєму приклалися до збереження українського традиційного храму.

Висновки. Храм для українського народу завжди був відкритою книгою пізнання, роздумів і аналізу життя земного. Українці спокон-віків аргументовано відстоювали основи християнської віри. Дякуючи постійній і наполегливій праці народних просвітників, в Україні понині панує пріоритет християнської віри, культивується вшанування традиційної сім'ї, громадська мораль.

Христова церква в Україні, маючи всенародну любов та великий авторитет у суспільстві, сформувала унікальну храмову архітектуру, яка стала на всі часи оберегом християнської віри.

Сучасний український християнський храм, підтримуючи багатовікову історичну традицію, має посісти основне місце, яке по праву йому належить, у культурно-мистецькому просторі архітектурного середовища українського села, своєю оригінальністю та неординарністю, унікальними рисами традиційної української сакральної архітектури, втіленої у нових формах та матеріалах.

Бібліографічний список

1. Данилюк А. Г. Народна архітектура Бойківщини. Житлове будівництво / А. Г. Данилюк. – Львів : НФВ «Українські технології», 2004. – 168 с.
2. Жук Р. Ритмічні особливості української церковної архітектури / Р. Жук // Пам'ятки України. – 1991. – № 4. – С. 38-45.
3. Кравченко Я. Творчі методи народних майстрів-будівничих в дерев'яній церковній архітектурі Гуцульщини / Ярослав Кравченко // Історія Гуцульщини [гол. ред. Домашевський М.]. – Львів : Логос, 1999. – Т. IV. – 572 с.
4. Логвин Г. Культові споруди в Україні / Г. Логвин // Українці: Історико-етнографічна монографія : у 2 кн. – Опішне, 1999. – Т. 2. – С. 417-462.
5. Січинський В. Дерев'яні церкви і дзвіниці Галицької України 16–19 ст. / В. Січинський // Збірки національного музею у Львові. – 1925. – 53 с.
6. Що означають образи ангела, теляти, лева і орла на іконах святих, які написали книги Євангелія // Сегодня, 6 січня 2017 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : http://ukr.segodnya.ua/religion/sunday_school/chto-oznachayut-obrazy-angela-telca-lva-i-orka-na-ikonah-svyatyh-napisavshih-knigi-evangeliya-784498.html.

Кюнцлі Р., Степанюк А. Храм як сакральна парадигма народу

Із ХХ століттям у будівництво і архітектуру прийшли нові матеріали і технології, які не тільки швидкими темпами завойовують ринок, а й сприяють

прискоренню урбанізації суспільства, витіснення традиційної архітектури з регіонів і втрати регіональної своєрідності архітектури. Зі здобуттям незалежності в Україні ці процеси поширилися і на сакральну архітектуру, яка завжди була чітким ідентифікатором регіональної приналежності. Культура створення сакральної архітектури України опинилася перед загрозою втрати своїх навичок і традицій храмовбудування.

Уміле використання у храмових будівлях українських традицій, наповнення традиційного інтер'єру новими матеріалами, об'ємно-просторові рішення в поєднанні традиційного і сучасного – спосіб гармонізації нових творчих процесів у сакральній архітектурі, а також створення гармонії у психологічному середовищі, яка століттями формувала українську духовність.

Ключові слова: Українська церква, традиція, універсалізм, космополітизм.

Kiuntsli R., Stepaniuk A. Temple as a sacred paradigm of the nation

XXI century introduced to construction and architecture new materials and technologies that are not only rapidly gaining popularity on the market, these technologies accelerate urbanization of society, the displacement of traditional architecture of the region and the loss of identity of regional architecture. Since independence of Ukraine these processes spread onto the sacral architecture of Ukraine, which has always been a pinnacle of sacred architecture. Culture of creation in Ukrainian sacred architecture faced the threat of losing its skills and traditions of temple building. Skillful combination of temple building utilizing Ukrainian traditions, traditional filling its interior with new materials, three-dimensional solution, combination of traditional and modern – a way to harmonize new creative processes in sacral architecture, as well as creating harmony in psychological environment, which for centuries formed Ukrainian spirituality.

Key words: Ukrainian church, tradition, universalism, cosmopolitanism.

Кюнцли Р., Степанюк А. Храм как сакральная парадигма народа

С XX веком в строительство и архитектуру пришли новые материалы и технологии, которые не только быстрыми темпами завоевывают рынок, а способствуют ускорению урбанизации общества, вытеснению традиционной архитектуры из регионов и потери регионального своеобразия архитектуры. С обретением независимости в Украине эти процессы распространились и на сакральную архитектуру, которая всегда была четким идентификатором региональной принадлежности. Культура создания сакральной архитектуры Украины оказалась перед угрозой потери своих навыков и традиций храмоустройства.

Умелое использование в храмовых зданиях украинских традиций, наполнение традиционного интерьера новыми материалами, объемно-пространственные решения в сочетании традиционного и современного – способ гармонизации новых творческих процессов в сакральной архитектуре, а также создание гармонии в психологической среде, которая веками формировала украинскую духовность.

Ключевые слова: Украинская церковь, традиция, универсализм, космополитизм.

Стаття надійшла 07.06.2017.

УДК 728.6:728.82(477.83)

СВІРЗЬКИЙ ЗАМОК, ЙОГО ВПЛИВ ТА ЗНАЧЕННЯ В АРХІТЕКТУРНОМУ СЕРЕДОВИЩІ СЕЛА, ПРИСТОСУВАННЯ ДО СУЧАСНИХ ПОТРЕБ

*В. Смолинець, асистент, Р. Партика, старший викладач
Львівський національний аграрний університет*

Постановка проблеми. У багатій історико-архітектурній спадщині України визначне місце належить пам'яткам оборонної архітектури – фортецям, замкам, оборонним храмам, міським укріпленням. У XVII–XVIII ст. оборонні споруди втрачають своє значення і набувають ознак палацової архітектури.

Замок, а пізніше палац, були символом влади. Передусім це було житло, призначене для знатних людей-шляхти, які володіли селом або кількома селами, і могли собі дозволити будівлі такого типу. На сьогодні, із соціальними та політичними змінами в державі, замки і палаци втратили своє первісне призначення. За радянської влади більшість таких будівель використовували як школи, санаторії, склади, в'язниці. Із часів незалежної України замки у занедбаному стані й помалу руйнуються. Прикладом такої будівлі є Свірзький замок. Порівняно з іншими замками, він більш-менш у доброму стані і не втратив свого аутентичного вигляду. Але на сьогодні реставраційні роботи призупинені і будівля замку закрита.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Архітектуру замків Львівщини досліджували багато науковців, зокрема О. Мацюк [1], Т. Палков [2], В. Шовчко [3], та ін., проте пристосування замку до сучасних потреб села не достатньо досліджене.

Постановка завдання. Наше завдання – дослідити еволюцію формування архітектурного середовища замку в с. Свіржі, та запропонувати варіанти його сучасного пристосування.

Виклад основного матеріалу. Рік заснування замку в місті Свіржі (тепер село) достовірно невідомий, але початком літочислення для нього прийнято вважати 1427 р.

У 1530 р. замок кардинально перебудовують, змінюючи його вигляд на відповідніший до канонів фортифікаційної науки того часу. За часів володіння замком сім'єю Свірзьких (XV ст.) фортеця була одноповерховою прямокутною будівлею з підземеллями (сторони 52 x 25 м), посиленою двома вежами на торцях, західна з яких досі входить до комплексу оборонних споруд.

При Ігнатії Олександрі Цетнері (1728–1787 рр.) замок у Свіржі перетворився на магнатську резиденцію. Споруда набула всіх властивих цій трансформації рис: пишності оздоблення внутрішніх покоїв, лиску в обробці

зовнішніх фасадів, і найважливіший штрих – палацевий англійський парк, який вигідно обігравав місце розташування комплексу будівель на пагорбі над ставом [3].

Свій вигляд, практично відповідний нинішньому замок набув при володінні родини Цетнерів у XVII ст. під керівництвом військового інженера і архітектора Павла Гродзицького. Зодчий зміг реалізувати у проекті симбіоз оборонного комплексу і пишної магнатської резиденції з урахуванням характерних особливостей ландшафту (відокремлений пагорб з обривистими схилами над ставом, оточений болотами) [1] (рис. 1).

Від колишньої пишноти зовнішнього барокового декору замку до наших днів збереглися лише фронти, білокам'яні портали та кам'яна різьблена лиштва віконних прорізів. Особливу принадність становлять кам'яні вази біля сходового маршу та грифон на одному з фасадів [5].

Внутрішнє ж реставроване оздоблення приміщень ще зберігає сліди колишньої розкоші – лиштва дверних прорізів, дерев'яні різьблені сходи, стельове оздоблення – скупі нагадують про колишню велич.



Рис. 1. Загальний вигляд Свірзького замку



Рис. 2. Парадний корпус

Свірзький замок складається зі Східного (одноповерхового з підвалом) і Західного корпусів (з боку внутрішнього двору – двох, з боку Господарського – чотириповерхового), що слугував надійною перешкодою між двома дворами. У парадному дворі розташована тераса з центральними одномаршевіми сходами, які примикають до парадного корпусу і прикрашені кам'яними вазами (рис. 2).

Господарський двір розташований нижче за рівнем основного комплексу і сполучається з ним за рахунок сходів у західному корпусі, з трьох інших сторін по периметру обнесений одноповерховими підсобними приміщеннями (стайнями, кухнею, службами), і має власний заїзд з півдня. У дворі, ближче до північної частини, розташований замковий колодязь [2].

Із початку ХІХ століття представники родини Цетнерів залишають улюблене дітище. Замок переходив від одного власника до іншого, котрі поступово призвели до його занепаду.

Згідно з офіційними даними до 1882 р. було зруйновано північний корпус, а 1892 р. згоріла східна частина замку.

У 1907 р. замок перейшов до рук Роберта ла Мезан-Салянса (1869–1930 рр.), котрий, отримавши комплекс над ставком у жалюгідному стані, за кілька років провів його капітальну реконструкцію. Проте 1914 р. російські війська спалили твердиню дотла, залишивши лише голі стіни. Друга світова війна (1939–1945 рр.) знову перетворила фортецю в руїни аж на тридцять років [4].

Лише 1975 р., за ініціативи Спілки архітекторів, у володіння якої перейшов замковий комплекс, почалася реставрація зовнішнього і внутрішнього оздоблення з переплануванням під потреби майбутнього будинку творчості [2, с. 53]. На сьогодні реставраційні роботи призупинено, і замок занедбаний.

У європейській практиці замки передають у приватну власність з умовою їх ґрунтовної реставрації. Чимало замків пристосовують під готелі. У деяких випадках частину замку використовують як музей, а іншу, якщо там і досі живуть власники, залишають для проживання. У такий спосіб пам'ятка забезпечує прибуток власнику і державі. Наприклад, у замку Шенонсо (Франція, 1513 р., арх. Делорм. Филибер) і досі є власники. У 1913 р. його купила родина Menier, котра понині ним володіє. Замок Бомінель (1633–1640 рр.) мав багато власників. У 1939 р. його придбав фінансист і бібліофіл Ж. Фюрстенберг, після Другої світової війни розпочавши реставрацію замку та відновлення садів. Із 1982 р., після смерті господаря, замком володіє фонд Фюстенбурга, а у приміщеннях будівлі було відкрито музей (рис. 3).



Рис. 3. Замок Бомінель

В Україні така практика поки що відсутня. Реставрація замку – дуже затратна справа, а для того щоб пристосувати споруду під готель чи базу відпочинку, потрібно чимало часу.

Дивлячись на європейський досвід, Свірзький замок потрібно пристосувати під сучасні потреби. Тут можна створити готель чи турбазу, літні табори для молоді з навколишніх сіл, організувати різні фестивалі; в основних приміщеннях

обладнати музей, а службові, наприклад, використовувати під готельні номери і ресторани з невеличким майданчиком у дворі.

Висновки. Замки в Західній Україні завжди були осередком культурного життя, проте з плином часу вони стали занепадати, що зумовлено економічними проблемами держави. Історичний аналіз Свірзького замку показує, що в період розквіту будівлі близькі до неї поселення розбудовувалися і розвивалися. Зараз село Свірж – це невелике поселення. Свірзький замок належить спілці архітекторів і по завершенню реставраційних робіт його використовуватимуть як базу відпочинку для архітекторів. Але для того щоб замок пристосувати для сучасних потреб, потрібно розробити інфраструктуру села і залучати інвесторів.

Бібліографічний список

1. Мацюк О. Я. Замки і фортеці Західної України. Історичні мандрівки. – Вид. 2-ге, випр. та доповн. / О. Я. Мацюк. – Львів : Центр Європи, 2005. – 192 с.
2. Палков Т. Замки Львівщини. Історія та легенди : путівник / Т. Палков. – Львів : Ладекс, 2007. – 64 с.
3. Шовчко В. Пам'ятки України / В. Шовчко [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <http://zabytki.in.ua/uk/585/svirzhskii-zamok-na-lvivshchini>. Час звернення: 13. 02. 2016 р.
4. Іванов О. Замки і палаци Західної України: історія – культура – туризм (Історико-архітектурині пам'ятки замкового мистецтва) / О. Іванов. – К. : ТЗОВ «Наш світ», Укргеодезкартографія, 2004.
5. Тимчишин Я. Подорожі по Львівщині : краєзнавчо-туристичний нарис / Я. Тимчишин, М. Савка, П. Тимошенко. – Львів : Каменяр, 1967. – 384 с.

Смолинець В., Партика Р. Свірзький замок, його вплив та значення в архітектурному середовищі села, пристосування до сучасних потреб

Розглянуто історичний розвиток замку в с. Свіржі. Подано пропозиції для його подальшого пристосування в сучасних умовах.

Ключові слова: європейська архітектура, замок, село.

Smolynets V., Partyka R. Svirzh castle, its impact and significance in the built environment of the village, adaptation to modern needs

The article deals with the historical development of the castle in the village. Svirzh. Suggestions for further adaptation to the modern world.

Key words: european architecture, castle, village.

Смолинец В., Партика Р. Свиржский замок, его влияние и значение в архитектурной среде села, приспособления к современным потребностям

Рассматривается историческое развитие замка в с. Свирже. Представлены предложения для его дальнейшего приспособления в современных условиях.

Ключевые слова: европейская архитектура, замок, село.

Стаття надійшла 10.05.2017.

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1. АНАЛІТИЧНІ ТА ЧИСЛОВІ МЕТОДИ В МЕХАНІЦІ ТА ФІЗИЦІ РУЙНУВАННЯ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ І КОНСТРУКЦІЙ	3
<i>Боднар Ю., Волинець М.</i> АНАЛІЗ ДЕФОРМАЦІЙНИМ МЕТОДОМ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ СТАЛЕБЕТОННИХ БАЛОК ІЗ ЗМІШАНИМ АРМУВАННЯМ	3
<i>Бубняк Т., Фамуляк Ю.</i> КОНЦЕНТРАЦІЯ НАПРУЖЕНЬ ПІД ЧАС КРУЧЕННЯ	8
<i>Віват А.</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ТОЧНОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕВИЩЕНЬ МЕТОДОМ GNSS	11
<i>Shmyh R.</i> MODELING OF THE STRESSED-DEFORMED CONDITION OF REINFORCED CONCRETE BEAMS IN SIMULTANEOUS INFLUENCE OF AGGRESSIVE ENVIRONMENT AND LOADING	19
<i>Дмитрів В., Дмитрів Г.</i> МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ПРОДУКТИВНОСТІ БІОГАЗОВОЇ УСТАНОВКИ ЯК АЛЬТЕРНАТИВНОГО ДЖЕРЕЛА ЕНЕРГІЇ	28
РОЗДІЛ 2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ ТА ДІАГНОСТИКА РОБОТИ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ І КОНСТРУКЦІЙ	34
<i>Артеменко В., Яковчук Р., Демчина Х.</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ МІНЕРАЛІЗУВАЛЬНИХ ДОДАТКІВ НА ВЛАСТИВОСТІ СИЛІЦІЙОРГАНІЧНИХ КОМПОЗИЦІЙ	34
<i>Білозір В.</i> УТВОРЕННЯ І РОЗКРИТТЯ ПОХИЛИХ ТРИЩИН КОМБІНОВАНО АРМОВАНИХ СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ	40
<i>Бурчєня С.</i> ОГЛЯД СУЧАСНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕБЕТОННИХ ТА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ	48
<i>Гнатюк О., Ляпчук М.</i> ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ МЕТОДИК ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ БУРОНАБИВНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МІКРОПАЛЬ	52
<i>Делявський М., Буханець Д.</i> РОЗРАХУНКОВА МОДЕЛЬ ІЗОТРОПНОЇ ПЛИТИ, ЗМІЦНЕНОЇ ПРОСТОРОВОЮ ФЕРМОЮ	56
<i>Добрянський І., Гнатюк О., Ляпчук М., Івчук М.</i> РОЗВ'ЯЗОК МОДЕЛІ ПЕРЕМІЩЕННЯ ПАЛІ НА ПРИКЛАДІ ДВОШАРОВОГО ЗВ'ЯЗНОГО ПИЛУВАТО-ГЛИНИСТОГО ҐРУНТУ	66
<i>Добрянський І., Корчинський Р.</i> ПОНЯТТЯ КАПІТАЛЬНОСТІ В БУДІВНИЦТВІ	70
<i>Дорофєєв В., Зінченко А., Целікова А.</i> ВПЛИВ ТЕХНОЛОГІЧНОЇ ПОШКОДЖЕНОСТІ МАТЕРІАЛУ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ	75
<i>Мазурак А., Ковалик І., Михайлечко В., Андрушків О.</i> АНАЛІЗ ПІДСИЛЕНИХ	

ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗА РІЗНИМИ МЕТОДИКАМИ	82
<i>Добрянський І., Добрянська Л., Грицевич А., Мацук В.</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ЛОКАЛЬНОГО ОХОЛОДЖЕННЯ НА РОБОТУ ЗВАРНИХ З'ЄДНАНЬ	88
<i>Добрянський І., Добрянська Л., Грицевич А., Скрипець Р.</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ХАРАКТЕРУ ДЕФОРМАЦІЙ СТАЛЕБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ДІЇ ПІДВИЩЕНИХ ТЕМПЕРАТУР	93
<i>Грицевич А.</i> ОБҐРУНТУВАННЯ ВИБОРУ РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКОВОЇ КОНСТРУКЦІЇ ЗА ДІЇ ПЕРІОДИЧНИХ ТЕПЛОВИХ ВПЛИВІВ	97
<i>Лопатка С.</i> ОЦІНКА РІЗНОПЛАНОВОСТІ ПІДХОДІВ ДО РОЗРАХУНКУ ВИСОТНОЇ КОНСТРУКЦІЇ З УРАХУВАННЯМ РЕАЛЬНОГО ПРОФІЛЮ ВІТРОВОГО ТИСКУ ВІДПОВІДНО ДО НОРМ РІЗНИХ КРАЇН	103
<i>Стороженко Л., Гасій Г.</i> ВИПРОБУВАННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ЗРАЗКІВ ПОЛОГОЇ СТРУКТУРНО-ВАНТОВОЇ ОБОЛОНКИ ЗІ СУЦІЛЬНИМ НИЖНІМ ПОЯСОМ	109
РОЗДІЛ 3. ТЕОРІЯ АРХІТЕКТУРИ, МІСТОБУДУВАННЯ ТА ПЛАНУВАННЯ СІЛЬСЬКИХ ПОСЕЛЕНЬ	116
<i>Сільник О.</i> САДИ НА ШТУЧНИХ ОСНОВАХ У ПЛАНУВАННІ СУЧАСНИХ МІСТ	116
<i>Баранович А., Баранович Л.</i> АРХІТЕКТУРНА ОРГАНІЗАЦІЯ ЗМІШАНИХ ФЕРМЕРСЬКИХ ГОСПОДАРСТВ	119
<i>Волошенко О.</i> РОЛЬ ФОНТАНІВ У МІСЬКОМУ СЕРЕДОВИЩІ М. ЛЬВОВА	123
<i>Гнесь Л.</i> ПРИРОДНО-ЛАНДШАФТНІ ЧИННИКИ У РОЗПЛАНУВАННІ УКРАЇНСЬКОГО СЕЛА	127
<i>Єгоров Ю.</i> УМАНЩИНА, СОФІЇВКА. СТРУКТУРА ТА КОМПОЗИЦІЯ	132
<i>Задорожний Б.</i> ДЕКОРАТИВНЕ СКЛО В МІСЬКОМУ ПРОСТОРІ ЛЬВОВА	139
<i>Райхенбах Т., Боднарчук Т., Безрука С., Височенко А.</i> ОСОБЛИВОСТІ ЗДІЙСНЕННЯ ТЕХНІЧНОГО НАГЛЯДУ ПІД ЧАС ЗВЕДЕННЯ КОМЕРЦІЙНИХ ОБ'ЄКТІВ АРХІТЕКТУРИ В УКРАЇНІ	145
<i>Кюнцлі Р., Степанюк А.</i> ХРАМ ЯК САКРАЛЬНА ПАРАДИГМА НАРОДУ	149
<i>Смолинець В., Партика Р.</i> СВІРЗЬКИЙ ЗАМОК, ЙОГО ВПЛИВ ТА ЗНАЧЕННЯ В АРХІТЕКТУРНОМУ СЕРЕДОВИЩІ СЕЛА, ПРИСТОСУВАННЯ ДО СУЧАСНИХ ПОТРЕБ	154

Наукове видання

**ВІСНИК
ЛЬВІВСЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО
АГРАРНОГО УНІВЕРСИТЕТУ**

Архітектура і сільськогосподарське будівництво
№ 18

Редактор: Н.В. Скосарьова
Коректор: Д. Б. Дончак

Перелік наукових фахових видань України
Наказ МОН України № 241 від 09.03.2016 р., додаток 9

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 09.10.2017. Формат 70×100/16.
Папір офс. Гарнітура «Таймс». Друк на різнографі.
Обл.-вид. арк. 10,11. Ум. друк. арк. 11,80.
Наклад 500. Зам. 398.

Віддруковано ПП «Арал»
м. Львів, вул. О. Степанівни, 49

Свідоцтво про державну реєстрацію суб'єкта підприємницької діяльності
№ 13135 від 09.02.1998 р.