

**Міністерство освіти та науки України**  
**ДВНЗ «Херсонський державний аграрний університет»**  
**ХФ «Академія будівництва України»**  
**Приватна науково-проектна фірма «Херсонпроект»**  
**ПП «Індустріальна промислова компанія»**  
**Херсонський національний технічний університет**

**ВСЕУКРАЇНСЬКА НАУКОВО-ПРАКТИЧНА  
ІНТЕРНЕТ-КОНФЕРЕНЦІЯ «КОНСТРУКЦІЇ,  
БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ ТРЕТЬОГО  
ТИСЯЧОЛІТТЯ»**



**17 травня 2018 року**  
**м. Херсон**

**УДК 624.01**

Видається за рішенням організаційного комітету науково-практичної інтернет конференції та вченої ради факультету водного господарства, будівництва та землеустрою ДВНЗ «ХДАУ»

*Рекомендовано до друку засіданням кафедри будівництва*

*Протокол № 10 від 15 травня 2018 р.*

Матеріали конференції спрямовані на науковий пошук, обмін досвідом, упровадження результатів наукових досліджень у практичну діяльність підприємств і установ, установлення нових контактів і співробітництва між організаціями та фахівцями.

**ОРГКОМІТЕТ КОНФЕРЕНЦІЇ:**

**Кирилов Ю.Є.** - д.е.н., професор кафедри публічного управління та адміністрування ДВНЗ "Херсонський державний аграрний університет";

**Яремко Ю.І.** - д.е.н., професор кафедри землеустрою, геодезії та кадастру ДВНЗ ХДАУ;

**Аверчев О.В.** - д. с.-г. н., професор, проректор з наукової роботи ДВНЗ ХДАУ;

**Марасанов В.В.** - д.т.н., професор кафедри технічної кібернетики ХНТУ;

**Артюшенко В.В.** - к.с-г.н., доцент, декан факультету ВГБЗ;

**Чеканович М.Г.** –к.т.н., професор, зав. кафедри будівництва ДВНЗ ХДАУ, Заслужений винахідник України; дійсний член академії будівництва України;

**Сандик Б.М.** – Заслужений будівельник України, Дійсний член Академії Будівництва України, Голова наглядової ради ПАТ «Херсонбуд»;

**Морозов В.В.** - к. с.-г. н., професор, науковий керівник проблемної науково-дослідної лабораторії екомоніторингу ім. проф. Шапошникова ХДАУ;

**Янін О.Є.** - к.т.н., доцент кафедри будівництва ДВНЗ ХДАУ;

**Шкарапата Я.Є.** - к.т.н., доцент кафедри будівництва ДВНЗ ХДАУ;

**Кутузова Т.Ю.** – кандидат архітектури, доцент кафедри будівництва ДВНЗ ХДАУ;

**Волох М.В.** – головний інженер приватної науково-проектної фірми «Херсонпроект»

### **ОСНОВНІ НАПРЯМКИ РОБОТИ КОНФЕРЕНЦІЇ:**

- нові оригінальні будівельні конструкції, будівлі та споруди;
- проектування конструкцій, будівель і споруд;
- ефективні залізобетонні конструкції для різних умов та режимів експлуатації;
- експериментальні та теоретичні дослідження залізобетонних конструкцій;
- нові інноваційні технології виготовлення залізобетонних конструкцій та їх застосування у будівництві;
- енергозберігаючі технології у будівництві;
- обстеження, підсилення та реконструкція будівель і споруд;
- проблеми технічної експлуатації, методи оцінювання технічного стану та визначення залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій;
- нові матеріали для залізобетону та їх довговічність;
- архітектура та містобудування.

### **Перелік секцій конференції:**

1. сучасні проблеми у галузі будівництва;
2. прогресивні технології проектування у будівництві.
3. архітектура та містобудування

Тексти матеріалів тез подані в авторській редакції. Відповідальність за точність, достовірність і зміст поданих матеріалів несуть автори.

© Державний вищий навчальний заклад  
«Херсонський державний аграрний університет», 2018

## ЗМІСТ

<b>БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ</b>		
1	<b>Дармосюк І.Л., ТОВ «Пенетрон – Одеса»</b> ГИДРОИЗОЛЯЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ ПЕНЕТРОН	7
2	<b>Ємельянова Т.А.</b> ДИФЕРЕНЦІАЛЬНІ РІВНЯННЯ ВІЛЬНИХ КОЛИВАНЬ ТРИШАРОВОЇ ПОЛОГОЇ ОБОЛОНКИ, ПІДКРІПЛЕНОЇ ПОЗДОВЖНИМИ РЕБРАМИ ЖОРСТКОСТІ	11
3	<b>Шкарапата Я.Є., Лобанова Т.Ю.</b> ДОСЛІДЖЕННЯ МОЖЛИВОСТІ ЗДІЙСНЕННЯ ВОДОПІДГОТОВКИ В БУДІВЕЛЬНІЙ ГАЛУЗІ ШЛЯХОМ ІСКРОЕРОЗІЙНОЇ ОБРОБКИ	14
4	<b>Янін О.Є.</b> ПІДБІР ПОЗДОВЖНЬОЇ РОЗТЯГНУТОЇ АРМАТУРИ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ З УРАХУВАННЯМ ДІЙСНОЇ РОБОТИ БЕТОНУ І АРМАТУРИ	18
5	<b>Chekanovych, M.</b> AN EFFECTIVE PRESTRESSING SYSTEM	22
6	<b>Янін О.Є.</b> ВИБІР РАЦІОНАЛЬНИХ ПАРАМЕТРІВ ВАНТОВОГО ПОКРИТТЯ ПРИ РОЗПОДІЛЕННІ РІВНОМІРНОГО НАВАНТАЖЕННЯ УЗДОВЖ ВАНТИ	24
7	<b>Mechyslav Chekanovych, Lena Chekanovych.</b> STRESS SENSOR AND ENTROPY DENSITY FOR CONCRETE UNDER FORCE AND TEMPERATURE IMPACT	34
8	<b>Янін О.Є.</b> ТОЧНЕ ВИЗНАЧЕННЯ ГРАНИЧНОГО ВІДНОШЕННЯ ПРОЛЬОТУ СТАЛЕВОГО НАСТИЛУ БАЛОЧНОЇ КЛІТКИ ДО ЙОГО ТОВЩИНИ	40
9	<b>Mechyslav Chekanovych</b> REGULATED PRESTRESSING	42
10	<b>Чеканович М.Г., Романенко С.М.</b> ВОГНЕЗАХИСТ ЗОВНІШНЬОГО АРМУВАННЯ ТА МЕТОДИ ВИЗНАЧЕННЯ МЕЖІ ВОГНЕСТІЙКОСТІ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ	44
11	<b>Чеканович М.Г., Андрієвська Я.П.</b> САМОРЕГУЛЬОВАНА СИСТЕМА НА ЗГИНАНИХ ЕЛЕМЕНТАХ.	50
12	<b>Ковтун В.М.</b> НИЗЬКОТЕМПЕРАТУРНІ ТЕПЛОНОСІЇ В БУДІВНИЦТВІ	55
13	<b>Новікова С. М.</b> УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ ПІДБОРУ ПЕРЕРІЗУ ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТОГО ДЕРЕВ'ЯНОГО СТЕРЖНЯ КІЛЬЦЕВОГО ПРОФІЛЮ	59
14	<b>Романенко С.М.</b> ПАСИВНИЙ БУДИНОК - ЦЕ ЕНЕРГЕТИЧНА НЕЗАЛЕЖНІСТЬ	67

15	<b>Чеканович М.Г.</b> ЗАЛІЗОБЕТОННІ ЕЛЕМЕНТИ ЗМІЦНЕНІ РЕГУЛЬОВАННЯМ	71
16	<b>Андрієвська Я.П.</b> АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ТЕОРЕТИЧНИХ ТА ПРАКТИЧНИХ РОЗРАХУНКІВ ПІДСИЛЕНИХ ЗГИНЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ.	75
17	<b>Волошин М.М.</b> БАЛАНСУВАННЯ СИСТЕМИ ОПАЛЕННЯ - ВИРІШЕННЯ ПРОБЛЕМ З ОБІГРИВОМ В СТАРИХ СПОРУДАХ	81
18	<b>Чеканович М. Г., Янін О.Є.</b> ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗОВНІШНЬОЮ АРМАТУРОЮ	84
19	<b>Леонова Л. М.</b> ТЕНДЕНЦІЇ РОЗВИТКУ БУДІВНИЦТВА ТА СИСТЕМАТИЗАЦІЯ ЖИТЛОВОГО ФОНДУ.	86
20	<b>Романенко С.М.</b> СИСТЕМНІ ОСОБЛИВОСТІ ЕКСПЛУАТОВАНОЇ ЗЕЛЕНОЇ ПОКРІВЛІ З ЗАСТОСУВАННЯМ МАТЕРІАЛІВ КОМПАНІЇ «ТЕХНОНІКОЛЬ»	88
21	<b>Чеканович М.Г., Андрієвська Я.П.</b> ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ РОЗТЯГУ ВІД ДІЇ СИСТЕМИ ПІДСИЛЕННЯ НА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ СТИСНУТОЇ ЗОНИ БЕТОНУ БАЛКИ	92
22	<b>Романенко С.М., Цегельнюк Д. О.</b> ТЕОРЕТИЧНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ДОЦІЛЬНОСТІ ТА ЕКОНОМІЧНОЇ ЕФЕКТИВНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ (АРКА, РАМА, ЗВІД) ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСУ LIRA-SAPR	96
23	<b>Андрієвська Я.П., Буриченко О.В.</b> БУДИНОК МАЙБУТНЬОГО. ЕНЕРГОЕФЕКТИВНЕ ЖИТЛО В УКРАЇНІ	101
24	<b>Гайдабура С.К., Пономаренко Є.П.</b> ВПЛИВ НАСИЧЕННЯ БЕТОНУ ЕПОКСИДНИМ ПОЛІМЕРОМ НА ЙОГО МІЦНІСТЬ ПРИ ВИГІНІ	105
25	<b>Новікова С. М.</b> ОСОБЛИВОСТІ ТЕХНОЛОГІЇ ВЛАШТУВАННЯ ДАХУ З ОЧЕРЕТУ В СУЧАСНОМУ БУДІВНИЦТВІ	111
26	<b>Андрієвська Я.П.</b> МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ РОЗРАХУНКУ ЗОВНІШНЬОЇ СИСТЕМИ ПІДСИЛЕННЯ	116
27	<b>Піддубко О.А.</b> ТЕХНОЛОГІЯ ВИКОНАННЯ ОБЛИЦЮВАЛЬНИХ РОБІТ З ГІПСОКАРТОННИХ ЛИСТІВ	123
28	<b>Романенко С.М., Веретенник Д.М.</b> ОБСТЕЖЕННЯ КОРПУСУ ФАКУЛЬТЕТУ РИБНОГО ГОСПОДАРСТВА	124

	ТА ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ ДВНЗ «ХДАУ» ЩОДО ДОСТУПНОСТІ МАЛОМОБІЛЬНИХ ГРУП НАСЕЛЕННЯ	
29	<b>Журахівський В.П., Безрук В.П.</b> МІЦНІСТЬ РАДІАЛЬНО ОБТИСНЕНИХ ПО ПОВЕРХНІ БЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ	129
30	<b>Тарасенко А. М.</b> СОВРЕМЕННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ РЕМОНТА И УСИЛЕНИЯ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ	133
<b>АРХІТЕКТУРА ТА МІСТОБУДУВАННЯ</b>		
31	<b>Кутузова Т.Ю.</b> АРХИТЕКТУРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ: ПРО-ОБРАЗ ТЕКТОНИКИ	137
32	<b>Воскова Н.</b> МЕТАМОРФОЗИ КУПОЛУ	139
33	<b>Сысоева В.В.</b> ЭСТЕТИЧЕСКОЕ ВОСПРИЯТИЕ НЕЛИНЕЙНОЙ АРХИТЕКТУРЫ	142

## УДК 691

### Опыт применения в строительстве гидроизоляционного материала пенетрон.

*Дармосюк І.Л., керівник Херсонського філіалу  
ТОВ «Пенетрон – Одесса», м. Херсон*

**Пенетрон** представляет собой систему материалов, применяемых для гидроизоляции сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций. В основную линейку входят шесть материалов:

«**Пенетрон**» – сухая строительная гидроизоляционная проникающая смесь, предназначенная для гидроизоляции бетонных и железобетонных элементов конструкций за счет повышения их водонепроницаемости путем заполнения пор и микротрещин дендритными кристаллическими новообразованиями и свойства «самозалечивания» трещин раскрытием до 0,4 мм.

«**Пенекрит**» – сухая строительная гидроизоляционная поверхностная смесь, предназначенная для гидроизоляции статичных трещин, швов, стыков, вводов коммуникаций, сопряжений и примыканий за счет высокой водонепроницаемости и отсутствия усадки. Обладает повышенной адгезией к бетону, металлу, камню, пластику и другим материалам. Характеризуется удобоукладываемостью и тиксотропностью.

«**Пенетрон Адмикс**» – сухая гидроизоляционная добавка в бетонную смесь, предназначена для гидроизоляции ограждающих конструкций путем повышения и обеспечения водонепроницаемости бетона на стадии бетонирования или изготовления за счет заполнения пор кристаллическими новообразованиями и приобретения бетоном свойства «самозалечивания» трещин раскрытием до 0,4 мм.

«**Пенебар**» – гидроизоляционный полимерно-бентонитовый гидроактивный расширяющийся жгут, предназначенный для гидроизоляции технологических (рабочих) швов бетонирования при строительстве зданий и сооружений, а также для гидроизоляции мест ввода инженерных коммуникаций как на этапе строительства, так и при выполнении ремонтных работ. При взаимодействии с водой гидроизоляционный жгут способен разбухать до 300 %. При наличии воды в ограниченном пространстве «Пенебар» создает плотный водонепроницаемый гель, образующий барьер для фильтрации влаги.

«**Пенеплаг**» – сухая строительная гидроизоляционная поверхностная быстросхватывающаяся смесь, предназначенная для мгновенной остановки течей воды за счет повышенной стойкости к размыванию водой, быстрого схватывания и расширения при последующем твердении.

«**Ватерплаг**» – сухая строительная гидроизоляционная поверхностная быстросхватывающаяся смесь, предназначенная для быстрой остановки течей воды за счет быстрого схватывания и расширения при последующем твердении.

Помимо этого в линейке представлены инъекционные материалы «ПенеПурФом» и «ПенеСплитСил», а также система для гидроизоляции деформационных швов «ПенеПокси».

### **Особенности материалов «Пенетрон»**

1. материалы системы «Пенетрон» применяются только по влажной поверхности; не требуется их предварительная сушка, что значительно снижает затраты при выполнении работ;
2. технология применения материалов не требует сложной и длительной подготовки поверхности;
3. материалы просты в использовании, следует лишь четко соблюдать инструкцию по применению;
4. применение материалов системы «Пенетрон» одинаково эффективно как с внешней, так и с внутренней стороны конструкции, независимо от направления давления воды;
5. использование материалов «Пенетрон» приводит к значительному повышению марки бетона по водонепроницаемости и морозостойкости;
6. в случае механического повреждения обработанной поверхности приобретенные высокие гидроизоляционные и защитные свойства бетонной конструкции сохраняются;
7. наиболее эффективный и экономичный в сравнении с другими видами и способами гидроизоляции;
8. обработанный раствором смеси «Пенетрон» бетон или бетон с гидроизоляционной добавкой «Пенетрон Адмикс» сохраняет паропроницаемость;
9. обработанный раствором смеси «Пенетрон» бетон или бетон с гидроизоляционной добавкой «Пенетрон Адмикс» приобретает коррозионную стойкость к воздействию агрессивных сред;
10. обработанный раствором смеси «Пенетрон» бетон или бетон с гидроизоляционной добавкой «Пенетрон Адмикс» приобретает свойство «самозалечивания» трещин шириной до 0,4 мм;
11. материалы применяются на строящихся и эксплуатируемых сооружениях всех категориях трещиностойкости;
12. применение материалов позволяет предотвратить коррозию арматуры в железобетоне;
13. материалы применяются даже при воздействии высокого гидростатического давления;
14. обработанный бетон сохраняет все приобретенные гидроизоляционные свойства даже при наличии высокого радиационного воздействия;
15. материалы сертифицированы для использования в системе хозяйственно-питьевого водоснабжения;
16. материалы не токсичны, не горючи, не взрывоопасны;
17. материалы имеют длительный срок хранения – 18 месяцев с даты производства при условии ненарушенной герметичности заводской упаковки.
18. применение материалов позволяет обеспечить долговечную гидроизоляцию – на весь срок службы бетонного сооружения.



Материал **пенетрон** применяются для устройства и восстановления гидроизоляции, существующих и находящихся в стадии строительства монолитных и сборных бетонных и железобетонных конструкций всех категорий трещиностойкости класса не ниже С8/10 (М150).

**Пенетрон** применяют для следующих гидротехнических сооружений:

- резервуаров (открытых, обвалованных, заглубленных и т. д.);
- шлюзов;
- плотин;
- бассейнов (открытого и закрытого типа);
- колодцев;
- доков;
- причалов;
- конструкций очистных сооружений (аэротенков, отстойников, насосных станций и т. д.);
- бетонных дамб и т. д.

**Конструкции объектов жилищного и коммерческого строительства:**

- Фундаменты
- Подвальные помещения
- Подземные сооружения (парковки, гаражи, переходы и т. д.)
- Балконы
- Эксплуатируемые и неэксплуатируемые кровли
- Лифтовые шахты и т. д.
- Сооружения промышленного и агропромышленного назначения:
- Производственные помещения
- Бассейны градирен
- Овощехранилища
- Дымовые трубы
- Шахты
- Бункеры
- Бетонные сооружения, подверженные агрессивному воздействию

**Объекты ГО и ЧС:**

- Убежища
- Пожарные резервуары и т. д.

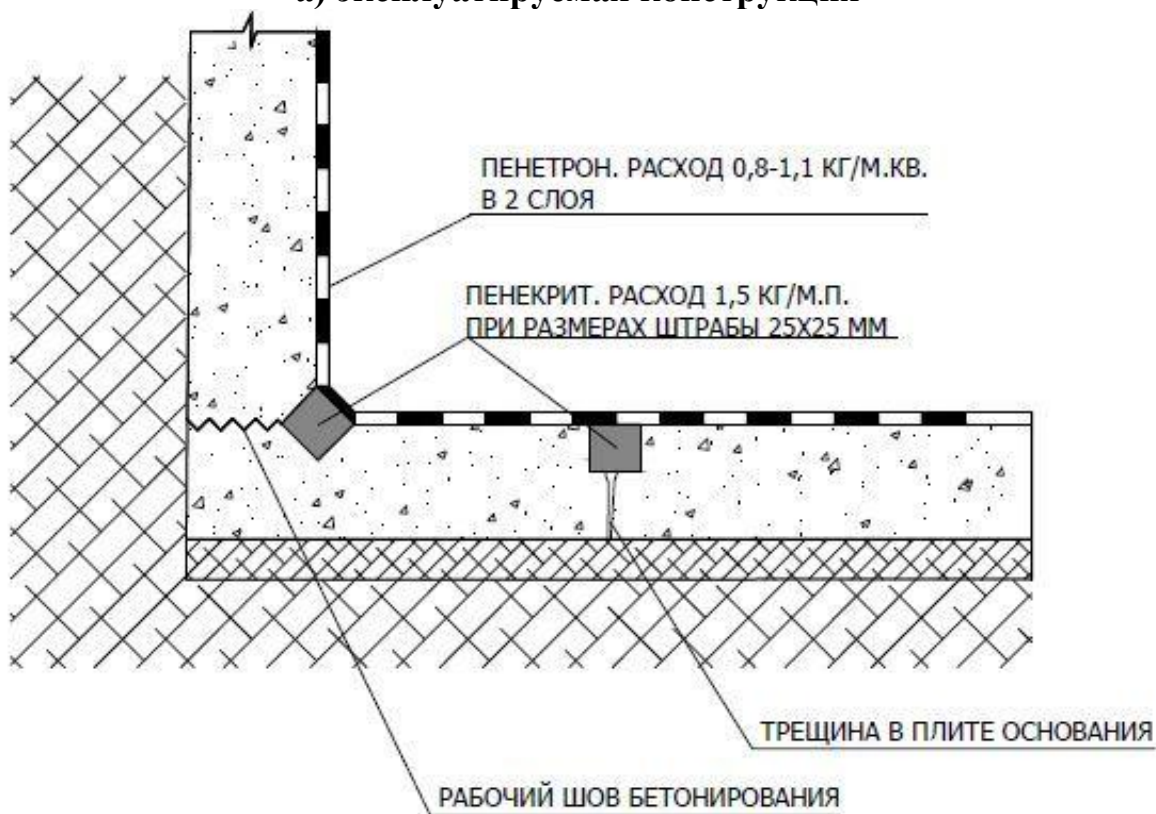
**Объекты энергетического комплекса:**

- Бассейны выдержки ОЯТ
- Насосные станции
- Хранилища ОЯТ
- Каналы
- Эстакады топливоподачи
- Кабельные тоннели
- Бетонные сооружения, подверженные радиационному воздействию

**Объекты транспортной инфраструктуры:**

- Тоннели (автомобильные, железнодорожные, пешеходные и т. д.)
- Метрополитены
- Аэродромы

- Элементы мостов и дорог и т. д.  
 Типовые узлы приведены на рис. 1.  
 а) эксплуатируемая конструкция



б) конструкция на этапе строительства

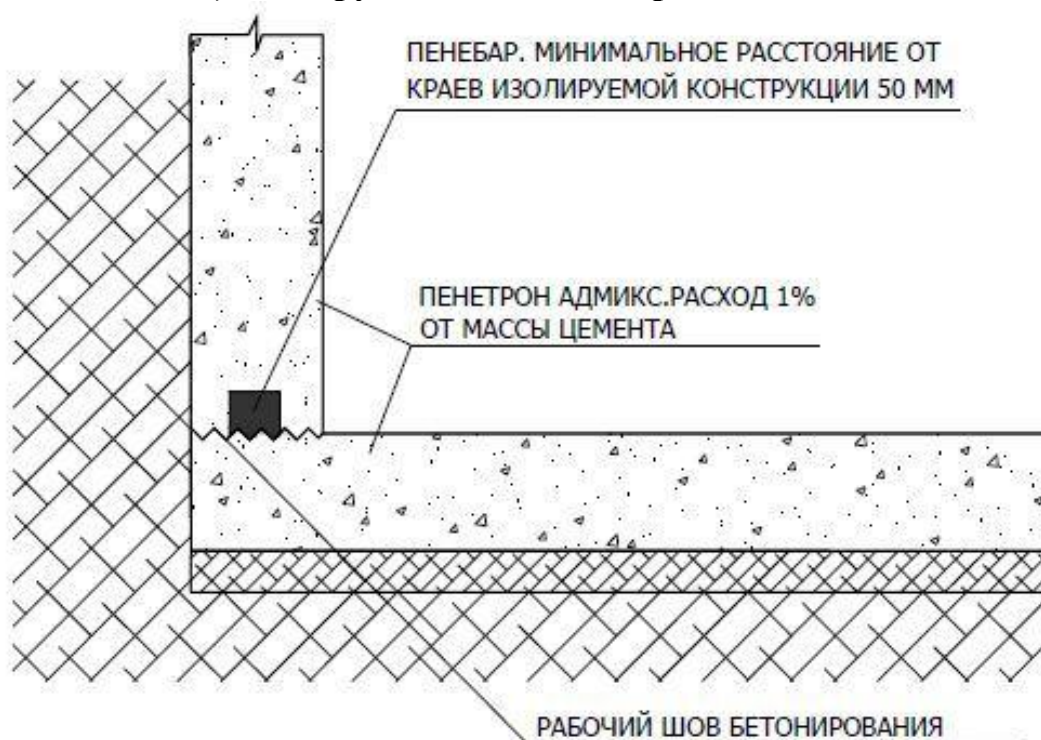


рис. 1. Типовые узлы

УДК 624.073.4

## Диференціальні рівняння вільних коливань тришарової пологої оболонки, підкріпленої поздовжніми ребрами жорсткості

Ємельянова Т.А., старший викладач

ДВНЗ «ХДАУ», кафедра фізики та загальноінженерних дисциплін, м. Херсон

В даний час в різних областях техніки широке застосування знаходять шаруваті конструкції, і, зокрема, тришарові оболонки.

Розглядається полого тришарова циліндрична оболонка з легким трансверсально – ізотропним заповнювачем, яка підкріплена поздовжніми ребрами однакової жорсткості та розташованими на однакових відстанях одне від одного (рис. 1). Для зовнішніх несучих шарів панелі прийняті гіпотези Кірхгофа – Лява, для заповнювача – лінійний закон зміни тангенціальних переміщень за товщиною. Поперечні деформації заповнювача не враховуються. Для ребер прийняті гіпотези Бернуллі та враховується тільки згин ребер в вертикальній площині [1].

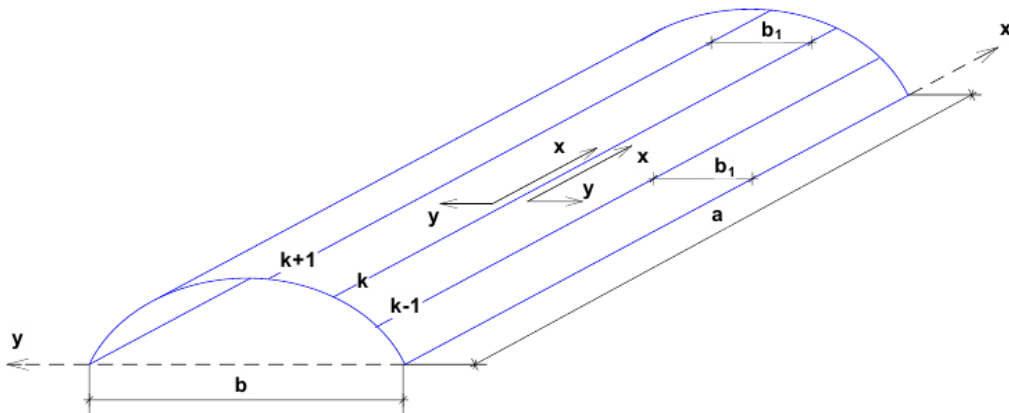


Рисунок 1. Схема тришарової пологої оболонки, підкріпленої поздовжніми ребрами жорсткості

З'єднання оболонки з ребрами і ребер між собою приймається жорстким. Зовнішні сили, прикладені до серединним площинах зовнішніх шарів і до ребер, не змінюються в процесі коливань. Вплив розсіювання енергії на частоти вільних коливань незначний, а тому їм можна знехтувати.

Розглядаючи функціонал-дію за Остроградським - Гамільтоном

$$S = \int_{t_B}^{t_A} (T - U) dt \quad (1)$$

на сукупності головних коливань одного і того ж періоду  $2\pi / \omega$  і виконавши інтегрування по часу на проміжку  $t_A - t_B = 2\pi / \omega$ , прийдемо до рівняння [1]

$$\delta(T_{\max} - U_{\max}) = 0, \quad (2)$$

якому повинні задовольняти власні форми дійсних головних коливань підкріпленої оболонки.

Диференціальні рівняння вільних коливань ділянки оболонки, замкненої

між ребрами або між ребрами і краями оболонки, з урахуванням дії сил в серединних площинах зовнішніх шарів отримані з варіаційного рівняння, розв'язаного в результаті рішення рівняння (2).

Вважаючи  $\delta u_\alpha, \delta v_\alpha, \delta u_\beta, \delta v_\beta, \delta w$  довільними всередині ділянки оболонки, отримуємо п'ять рівнянь вільних поперечних коливань.

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial y} + 2(\rho_H \delta + \rho_3 h) \omega^2 u_\alpha &= 0 \\ \frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial S}{\partial x} + 2(\rho_H \delta + \rho_3 h) \omega^2 v_\alpha &= 0 \end{aligned} \right\} (3)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial n_x}{\partial x} + \frac{\partial n_{xy}}{\partial y} + \frac{1}{h} Q_{3x} + 2\left(\rho_H \delta + \frac{1}{3} \rho_3 h\right) \omega^2 u_\beta - \rho_3 h \frac{\delta}{3} \omega^2 \frac{\partial w}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial n_y}{\partial y} + \frac{\partial n_{xy}}{\partial x} + \frac{1}{h} Q_{3y} + 2\left(\rho_H \delta + \frac{1}{3} \rho_3 h\right) \omega^2 v_\beta - \rho_3 h \frac{\delta}{3} \omega^2 \frac{\partial w}{\partial y} &= 0 \end{aligned} \right\} (4)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} + 2 \frac{\partial m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{H}{h} \left( \frac{\partial Q_{3x}}{\partial x} + \frac{\partial Q_{3y}}{\partial y} \right) + \frac{N_x}{R_1} + \frac{N_y}{R_2} - 2T_1 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - \\ - 2T_2 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2(\rho_H \delta + \rho_3 h) \omega^2 w - \frac{\delta^2}{6} (\rho_H \delta + \rho_3 h) \omega^2 \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) + \\ + \rho_3 h \frac{\delta}{3} \omega^2 \left( \frac{\partial u_\beta}{\partial x} + \frac{\partial v_\beta}{\partial y} \right) = 0 \end{aligned} \quad (5)$$

Останні два члена рівнянь (4) і (5) враховують інерцію обертання тришарової оболонки. А.П.Прусаковим [2], А.І.Холодом [3] та іншими авторами показано, що інерція обертання надає малий вплив на перші частоти вільних коливань і ними можна знехтувати. Так як в цій роботі розглядаються поперечні коливання, то не враховуємо і останні члени рівнянь (3).

Перетворюючи рівняння (5) за допомогою рівнянь (4), отримуємо:

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2}{\partial x^2} [(M_{1x} + M_{2x}) - H(N_{1x} - N_{2x})] + \frac{\partial^2}{\partial y^2} [(M_{1y} + M_{2y}) - H(N_{1y} - N_{2y})] + \\ + 2 \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} [(H_1 + H_2) - H(S_1 + S_2)] + \frac{N_x}{R_1} - 2T_1 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{N_y}{R_2} - 2T_2 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \\ + 2(\rho_H \delta + \rho_3 h) \omega^2 w = 0 \end{aligned} \quad (6)$$

Для спрощення рішення рівнянь (3), (4), (6) введемо функцію зусиль F:

$$N_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}; \quad N_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}; \quad S = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}. \quad (7)$$

Тоді рівняння (3) звернуться в тотожність, а для визначення функції F матимемо рівняння нерозривності деформацій:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_{\alpha x}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{\alpha y}}{\partial x^2} - 2 \frac{\partial^2 \varepsilon_{\alpha xy}}{\partial x \partial y} = -\frac{1}{R_1} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \frac{1}{R_2} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}. \quad (8)$$

Тут:  $\varepsilon_{\alpha x} = \frac{\partial u_\alpha}{\partial x} - \frac{w}{R_1}$ ;  $\varepsilon_{\alpha y} = \frac{\partial v_\alpha}{\partial y} - \frac{w}{R_2}$ ;  $\varepsilon_{\alpha xy} = \left( \frac{\partial u_\alpha}{\partial y} + \frac{\partial v_\alpha}{\partial x} \right)$ .

Використовуюючи залежності (3), (7), визначаємо:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\alpha x} &= \frac{N_x - \mu N_y}{2B(1 - \mu^2)} = \frac{1}{2B(1 - \mu^2)} \left( \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} - \mu \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \right); \\ \varepsilon_{\alpha y} &= \frac{N_y - \mu N_x}{2B(1 - \mu^2)} = \frac{1}{2B(1 - \mu^2)} \left( \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - \mu \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \right); \\ \varepsilon_{\alpha xy} &= \frac{S}{(1 - \mu)} = -\frac{1}{(1 - \mu)B} \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}. \end{aligned} \quad (9)$$

Підставляючи (9) в рівняння (8), отримаємо:

$$\frac{1}{2B(1 - \mu^2)} \nabla^4 F + \frac{1}{R_1} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{1}{R_2} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \quad (10)$$

Остаточно диференціальні рівняння вільних коливань мають вигляд:

$$\begin{aligned} u_\beta - H \frac{\partial w}{\partial x} &= \frac{Bh}{G_3} \left( \frac{\partial^2 u_\beta}{\partial x^2} + \frac{1 - \mu}{2} \frac{\partial^2 u_\beta}{\partial y^2} + \frac{1 + \mu}{2} \frac{\partial^2 v_\beta}{\partial x \partial y} \right); \\ v_\beta - H \frac{\partial w}{\partial y} &= \frac{Bh}{G_3} \left( \frac{\partial^2 v_\beta}{\partial y^2} + \frac{1 - \mu}{2} \frac{\partial^2 v_\beta}{\partial x^2} + \frac{1 + \mu}{2} \frac{\partial^2 u_\beta}{\partial x \partial y} \right); \\ -2D \nabla^4 w - 2BH \nabla^2 \left( \frac{\partial u_\beta}{\partial x} + \frac{\partial v_\beta}{\partial y} \right) &+ \frac{1}{R_1} \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} + \frac{1}{R_2} \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - \\ -2T_1 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - 2T_2 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2(\rho_H \delta + \rho_3 h) \omega^2 w &= 0 \end{aligned} \quad (11)$$

Якщо в рівняннях (11) покласти  $\omega = 0$ , отримаємо рівняння стійкості ділянки оболонки, укладеного між ребрами.

### Список використаних джерел

1. Григолюк Э.И., Чулков П.П. Устойчивость и колебания трехслойных оболочек. – М.: Машиностроение – 1973. – С.172.
2. Прусаков А.П. Устойчивость и свободные колебания трехслойных пластин с легким заполнителем. Докторская диссертация, т.І, институт строительной механики АН УССР, 1955.
3. Холод А.И. Некоторые задачи динамики трехслойных пластин и оболочек. Диссертация, Днепропетровск, 1965.

## УДК 691-4

### **Дослідження можливості здійснення водопідготовки в будівельній галузі шляхом іскроерозійної обробки**

*Шкарапата Я.Є., к.т.н, Лобанова Т.Ю., студентка 2 курсу ВГБЗ ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон*

**Постановка питання.** Забрудненість та корозійна агресивність води, що використовується в технологічних схемах підприємств будівельної галузі багато в чому визначається її складом - наявністю в ній корозійно-агресивних іонів, солей жорсткості, органічних і неорганічних забруднень і ін. Останнє безпосередньо залежить від вибраного способу водопідготовки.

**Стан вивчення питання.** У більшості випадків ці методи ґрунтовані на реагентній обробці води. Вони досить ефективні для нових систем водопідготовки, а також у тому випадку, якщо основні ланки системи - брудовіддільники і градирні досить чисті. Інакше, якщо ці ланки, а також трубопроводи та ін. вузли забруднені відкладеннями, а відділення забрудників, що потрапляють у воду, недостатньо ефективно, ефект від введення добавок у технологічну воду відчувається несуттєво. Корозійна агресивність технологічної води підприємств обумовлюється, в основному, наявністю в ній іонів  $Cl^-$ ,  $SO_4^{2-}$  (1-3). На розвиток корозійних процесів значний вплив робить вугільна кислота, присутня у воді в рівноважній концентрації з атмосферним  $CO_2$ , а також її диссоційовані форми  $-HCO_3^-$ ,  $CO_3^{2-}$ . Карбонатна форма, з'єднуючись з кальцієм, утворює в обладнанні малорозчинні відкладення, знижуючи тим самим їх роботоздатність.

Біогенні поразення, зважених у воді органічних забруднень, призводить до утворення  $H_2S$  і його диссоційованих форм. Це також негативно позначається на корозійній стійкості устаткування і арматури залізобетонних конструкцій. До того ж відкладення на поверхнях арматури високов'язких і смолянистих забрудників істотно погіршує її зчеплення з в'язким..

**Методика досліджень.** З вище сказаного витікає, що очищення технологічної води від іонів і солей жорсткості, а також корозійно-агресивних іонів, різних забруднень органічного і неорганічного походження приведе до значного поліпшення її експлуатаційних характеристик. У цій роботі зроблена спроба оцінки можливості очищення технологічної води сучасним альтернативним методом - електроерозійною коагуляцією. Окрім очищення води, із застосуванням цього методу, також досліджувалася можливість покращення характеристик Дніпровської води, використовуваної для живлення ТЕЦ.

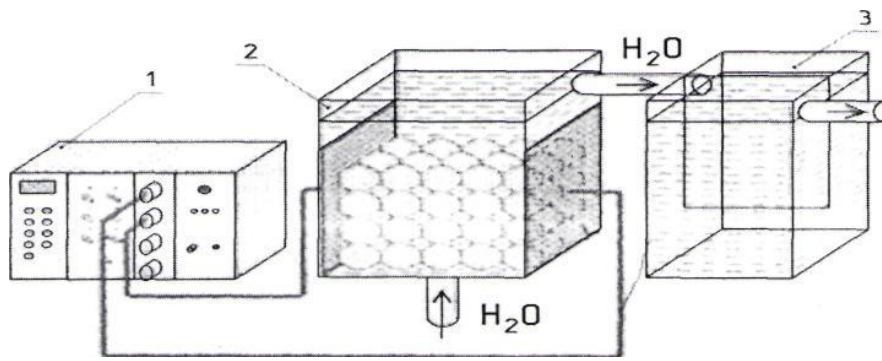


Рис. 1. Схема установки іскроерозійної обробки

Згідно із запропонованим методом (рисі) водний потік пропускається через шар гранул алюмінію або заліза. Гранули знаходяться в розрядній камері (2). До їх шару періодично підводяться імпульси електричної енергії від генератора (1). У місцях контактів гранул (алюмінію або заліза) виникають потужні іскрянні розряди. Вони супроводжуються ультрафіолетовим випромінюванням, мікрогідравлічними ударами і утворенням ерозійних часток металу. Ці частки, хімічно реагуючи з оброблюваною водою, утворюють коагулянт. Ефективність такого свіжоприготовленого коагулянта, як показали попередні дослідження, в 2-3 рази вище, ніж отриманого хімічно, а потім доданого у воду. Дозрівання і осадження коагулянта із захопленими іонами та іншими забруднювачами відбувається у баку-відстійнику (3).

У лабораторних умовах вивчалася ефективність очищення води системи підприємства будматеріалів і Дніпровської води, що живить ТЕЦ, від різних видів забруднень методом іскроерозійної коагуляції в двох режимах.

При одній і тій же питомій дозі дії, в першому режимі при протоці  $Q=3,2$  мл/с вся вода ( $V=2030$  мл) оброблялася в розрядній камері. У другому режимі частина води (245 мл) оброблялася при тих самих електричних режимах і впродовж того ж часу, що і в першому режимі, а потім додавалася в необроблену воду. При цьому сумарний об'єм в першому і другому режимі залишався однаковим  $V=2030$  мл.

Результати досліджень. Всього було оброблено чотири серії проб по 2030мл кожна (два режими, два види води в кожному режимі). У всіх режимах місткість розрядного конденсатора складала  $C=50$ мкф, сумарна індуктивність розрядного контура  $L=1$ мкГн, опір шунта  $R_{ш}=30$ Ом, частота імпульсів  $\omega=25$ Гц. Для дослідів використовувалися алюмінієві гранули середнього діаметру поперечного перерізу  $d=4$ мм і алюмінієві електроди. Довжина міжелектродного проміжку складала  $L=52$  мм, ширина  $b=24$  мм і початкова висота шару гранул  $h=38$  мм. В усіх дослідах час обробки складав 10 хв. 35 с. Електричні параметри розрядних імпульсів вимірювалися осцилографом С8-17, з пам'яттю. Амплітуда напруги розрядних імпульсів на електродах знаходилася в межах 290 - 350В. Амплітуда струму розрядних імпульсів складала 870- ПООА. Тривалість імпульсів дорівнювала 30мкс. При цьому споживаний з однофазної мережі струм не перевищував 0,7А. Детальніше параметри режимів приведені в таблиці 1.

## Параметри процесу обробки води

Таблиця 1

Серія проб	Вид води	Напруга імпульсів, УМВ	Струм імпульсів, А	Тривалість імпульсів, мкс	Частота дотримання, Гц	Струм споживання, А	Час обробки, Тобр., сек.	Оброблюваний об'єм, Vобр., мл.	Сумарний об'єм, Vсум., мл	Проті води, Qмл/с.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	ТЕЦ	290	1100	30	25	0,7	635	2030	2030	3,2
2	Підпр	300	1100	30	25	0,7	634	2030	2030	3,2
3	ТЕЦ	320	990	30	25	0,7	637	245	2030	0
4	Підпр	350	870	30	25	0,7	637	245	2030	0

Ефективність очищення води визначали по зміні змісту в ній хлоридів, сульфатів, нафтопродуктів та ін. органічних домішок, солей кальцію і магнію, величині сухого залишку, а також за змістом іонів заліза, що побічно свідчить про інтенсивність протікання корозійних процесів в цілому. Аналізи кількісного і якісного складу води здійснювали по методиках (4-8). Результати експериментів приведені в таблиці 2.

## Аналізи кількісного і якісного складу води

Таблиця 2

Серія дослідів показник	Початкова вода системи заводу ЗБК	2	4	Дніпровська вода запитки ТЕЦ	1	3
РН	7,05	7,22	7,36	7,76	7,11	7,28
Загальна жорсткість, мг екв/л	9,2	7,2	7,3	4,4	4,3	4,4
Ca <sup>2+</sup> мг.екв. л.	4,4	3,7	4,0	4,0	2,6	2,8
Me <sup>2+</sup> мг.зкв. л.	3,6	3,1	3,2	1,9	-	1,8
CL' мг.екв. л.	394	349	379,7	66,4	42,5	42,9
Нафтопродукти, мг/л	7,5	1,08	1,19	0,449	0,183	0,187
Сухий залишок, мг/л	1128	980	1095	489	323	355
Залізо, мг/л	0,77	0,59	0,383	0,74	0,344	0,371
SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup> , мг/л	390	287	326	184	48,9	49,0



З приведених даних видно, що при іскроерозійній обробці води (системи заводу ЗБК) в ній помітно знижуються концентрації хлоридів і сульфатів, що мають корозійну агресивність по відношенню до металу устаткування і арматури. В результаті обробки також знижується загальна жорсткість, вміст забруднень нафтопродуктами та ін. органічними домішками, знижується величина сухого залишку. При іскроерозійній обробці також знижується вміст іонів заліза у воді, що свідчить про сповільнення протікання корозійних процесів, в усій системі циркуляції води. Причому, помітніше зниження спостерігається у разі режиму з протоком. Аналогічна тенденція по очищенню води спостерігається і при іскроерозійній коагуляції Дніпровської води -зниження вмісту в ній хлоридів, сульфатів, завислих органічних домішок, солей кальцію (див. таблиця. 2).

Зниження вмісту перерахованих раніше речовин в технологічній воді на нашу думку повинно також привести до зниження її корозійної агресивності, що особливо важливо для запобігання корозії арматури і при експлуатації технологічного устаткування. Для оцінки впливу іскроерозаційної коагуляції води на її корозійну агресивність в лабораторних умовах визначали швидкість

корозії ст.20, як найбільш поширеної при виготовленні устаткування, трубопроводів і арматури як у вихідній воді, так і у воді після її обробки за описаною раніше схемою (використали воду серії проб І). Виміри швидкості корозії показали, що в результаті обробки, остання знижується від 0,14 мм/рік -для початкової води і до 0,05 мм/рік для води після її обробки.

Варіюючи режимами обробки, вдалося досягти і глибше очищення води. Так, наприклад, вдалося досягти зниження загальної жорсткості від 7,2-9,2 до 0,6 при одночасному поліпшенні її прозорості.

**Висновки і пропозиції.** Отримані лабораторні дані дозволяють зробити припущення про те, що реалізація електроіскроерозійної коагуляції в промисловому масштабі, підбір раціональних режимів обробки може бути дієвим методом очищення технологічної води підприємств будівельної галузі від корозійно-агресивних речовин, солей жорсткості і різних забруднень.

### **Список використаних джерел**

1. Арчаков Ю.И., Тесля Б.М., Бурлов В.В. и др. Современное состояние и перспективы защиты от коррозии конденсационно-холодильного оборудования и градирен от воздействия оборотных вод нефтеперерабатывающих и нефтехимических производств. // Тематический обзор. М.: ЦНИИТЗнефтехим, 1983.-59с.

2. Железо. КНД 211.1.4.040-95 "Методика фотометрического определения железа с сульфосалициловой кислотой в сточных водах". - Киев. 1995. - СЮ

3. Жесткость. Методическое руководство по анализу сточных вод нефтеперерабатывающих и нефтехимических предприятий. Миннефтехимпром СССР.-М., 1977 г. С. 10.

4. Карелин Я.А., Попова И.А., Евсева Л.А. и др. Очистка сточных вод

нефтеперерабатывающих заводов. -М.: Стройиздат, 1982.-184с.

5. Нефтепродукты СЗВ "Унифицированные методы исследования качества вод" — ч.1 — М.- 1987 г. сб.1 "Колоночная хроматография с весовым окончанием" М.1987. -С.6

6. Сухой остаток. ОСТ 38.011.95 "Вода техническая, оборотная, сточная нефтеперерабатывающих заводов. Методы определения взвешенных и растворенных веществ. - М. 1982 г. -С.5

7. Хлориды. КНД 211.1.4.037-95

"Методика меркуриметрического определения хлоридов в поверхностных и сточных водах". -Киев.-1995. С.1 1

8.Шутько А.П., Сороченко В.Ф., Козликовский Я.Б., и др. Очистка воды основными хлоридами алюминия.-Киев.: Техника. - 1984- 136с.

## УДК 624.01

### Підбір поздовжньої розтягнутої арматури залізобетонної балки з урахуванням дійсної роботи бетону і арматури

*Янін О.Є., к.т.н., доцент*

*ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон*

У зв'язку з прийняттям нових норм проектування залізобетонних конструкцій [1],[2], виникає необхідність у розробці методики їх розрахунку з урахуванням дійсної роботи бетону і арматури. Вирішенню задачі підбору арматури балок присвячені фундаментальні праці видатних вітчизняних вчених [3], які засновані на використанні методу послідовних наближень. Такий підхід дозволяє швидко отримати необхідний результат з достатнім ступенем точності.

Цей метод полягає у використанні рівнянь рівноваги для нескінченно малого елемента залізобетонної балки [3]. При використанні залежності  $\sigma_c$ - $\epsilon_c$  у формі поліному п'ятого ступеню [2], для прямокутного поперечного перерізу рівняння мають вигляд (див стор.49-50[3]):

$$\beta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_{(1)}^2 + \sigma_s \cdot A_s \cdot (d - z_{(1)}) - M = 0, \quad (1)$$

$$\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_{(1)} = \sigma_s \cdot A_s, \quad (2)$$

де  $\beta$  - коефіцієнт відносної несучої здатності нормального перерізу для рівняння моментів;

$\omega$  - коефіцієнт повноти епюри напружень в стиснутому бетоні для рівняння проєкцій;

$M$  – заданий зовнішній згинальний момент;

$f_{cd}$  - розрахункове значення міцності бетону на стиск;

$b$  - ширина поперечного перерізу балки;

$z_{(1)}$  - висота стиснутої зони бетону;

$d$  - робоча висота поперечного перерізу балки;

$A_s$  - площа поперечного перерізу поздовжньої робочої розтягнутої арматури;

$\sigma_s$  - нормальні напруження в арматурі.

Виходячи з максимальної повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони при відповідних значеннях  $\omega = \omega_{max}$  (згідно з таблицею Б.3 додатку Б [3]) і відносної деформації в крайній стиснутій фібрі бетону  $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{c(1)\omega_{max}}$ , можна алгебраїчно розв'язати систему рівнянь (1) і (2) і на цій підставі знайти потрібне значення  $A_s$ . Величина коефіцієнту  $\beta$  визначається згідно з таблицею Б.1 додатку Б [3] при  $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{c(1)\omega_{max}}$ .

Після виразу  $\sigma_s A_s$  з рівняння (2) і підстановки в (1) отримаємо

$$\beta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_{(1)}^2 + \omega_{max} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_{(1)} \cdot (d - z_{(1)}) = M. \quad (3)$$

Аналізуючи вираз (3) можна зробити висновок, що він являє собою алгебраїчне рівняння другого ступеню відносно невідомої висоти стиснутої зони бетону  $z_{(1)}$ . Для його рішення доцільно як і у традиційному підході ввести позначення

$$A_0 = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}; \quad \xi = \frac{z_{(1)}}{d}. \quad (4)$$

Розділивши ліву і праву частини формули (3) на вираз  $f_{cd} \cdot b \cdot d^2$ , отримаємо

$$\beta \cdot \frac{z_{(1)}^2}{d^2} + \omega_{max} \cdot \frac{z_{(1)}}{d} \cdot \frac{(d - z_{(1)})}{d} = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}; \quad (5)$$

$$\beta \cdot \xi^2 + \omega_{max} \cdot \xi \cdot (1 - \xi) = A_0; \quad (6)$$

$$\xi^2 \cdot (\omega_{max} - \beta) - \xi \cdot \omega_{max} + A_0 = 0. \quad (7)$$

Після розв'язання алгебраїчного рівняння другого ступеню (7) відносно невідомого  $\xi$ , будемо мати

$$\xi_{1,2} = \frac{\omega_{max} \pm \sqrt{\omega_{max}^2 - 4 \cdot A_0 \cdot (\omega_{max} - \beta)}}{2 \cdot (\omega_{max} - \beta)}. \quad (8)$$

З двох корнів умовам задачі відповідає

$$\xi = \frac{\omega_{max} - \sqrt{\omega_{max}^2 - 4 \cdot A_0 \cdot (\omega_{max} - \beta)}}{2 \cdot (\omega_{max} - \beta)} < 1. \quad (9)$$

Тоді з формули (4)  $z_{(1)} = \xi \cdot d$ .

Відносна деформація у розтягнутій арматурі згідно з гіпотезою плоских перерізів (див. стор. 42 [3])

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{c(1)\omega_{max}}}{z_1} \cdot (d - z_1). \quad (10)$$

Згідно з п.3.2.1.10 [1] при підборі арматури балки, треба приймати дволінійну діаграму стану деформування арматури Прандтля. Тому, якщо  $\varepsilon_{s1}$  згідно з формулою (10) виявиться більше за  $\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ , то це означає пластичну роботу арматури і треба приймати  $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s0}$ .

Потрібне значення площі поперечного перерізу поздовжньої робочої розтягнутої арматури можна знайти з формули (2) при  $\sigma_s = \varepsilon_{s1} \cdot E_s$ :

$$A_s = \frac{\omega_{max} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_{(1)}}{\varepsilon_{s1} \cdot E_s}. \quad (11)$$

За допомогою сортаменту арматури згідно з отриманим значенням приймаються діаметр і кількість стержнів арматури.

З метою з'ясування можливості практичного використання такого методу, задача була розв'язана для залізобетонної балки прямокутного профілю при таких вихідних даних:

- клас міцності бетону C16/20;
- клас арматури A400C;
- проліт балки  $L=6\text{м}$ ;
- висота поперечного перерізу балки  $h=0,4\text{ м}$ ;
- ширина поперечного перерізу балки  $b=0,2\text{м}$ ;
- відстань від центру ваги арматури до крайнього розтягнутого волокна  $a_0 = 0,03\text{м}$ ;
- лінійне рівномірно-розподілене навантаження на балку  $q = 15 \times 10^{-3}\text{ МН/м}$  для першої групи граничних станів;
- згинальний момент посередині прольоту балки від навантаження  $M_{Ed} = qL^2/8 = 0,0675\text{ МН}\times\text{м}$  для першої групи граничних станів.

Отримані наступні результати:

$$A_0 = 0.214; \quad \xi = 0.2991; \quad \varepsilon_{s0} = 1.732 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{s1} = 1.732 \cdot 10^{-3} = \varepsilon_{s0}; \\ A_s = 5.7861089\text{см}^2.$$

Для того, щоб впевнитись у правильності отриманої площі поперечного перерізу поздовжньої робочої розтягнутої арматури  $A_s$ , був зроблений розрахунок перевірки міцності нормального перерізу згідно традиційному підходу, який виходить зі спрощеної прямокутної епюри нормальних напружень в бетоні стиснутої зони згідно з п.3.1.6.2 [2]. Несуча здатність, виражена через згинальний момент при знайденому значенні  $A_s$  склала  $M_u = 0.0682256\text{ МН}\times\text{м} > M_{Ed} = 0,0675\text{ МН}\times\text{м}$ . Це означає, що міцність нормального перерізу забезпечена при відносно малому запасі.

У випадку, коли припускається можливість будь якої повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони при  $\omega \leq \omega_{max}$ , описана вище методика не може бути використана оскільки  $\varepsilon_{c(l)}$  буде невідомим. У зв'язку з тим, що параметри  $\beta$  і  $\omega$  виражаються через  $\varepsilon_{c(l)}$  у вигляді поліному п'ятого ступеню (див. формули (3.40) і (3.43) [3]), алгебраїчне розв'язання системи рівнянь рівноваги (1) і (2) практично неможливе. У цьому випадку доцільним стає використання комп'ютерного середовища MathCAD, де за допомогою операторів *Given* і *Find* можна розв'язувати системи рівнянь числовим методом. На рис.1 наведений фрагмент документу, розроблений у цьому середовищі для вказаних вище вихідних даних. Він містить чотири рівняння з чотирма невідомими  $A_s$ ,  $\varepsilon_{c(l)} = \varepsilon_{c1} z_1$ ,  $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_s$  з урахуванням обмежень на відносні деформації бетону і арматури. Заміна символіки пов'язана з деякими обмеженнями середовища MathCAD.

Запропонований алгоритм передбачає визначення  $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_s$  за формулою (10) з урахуванням обмеження  $\varepsilon_{s1} \leq \varepsilon_{s0}$  (рис.1). При цьому, відносна деформація у розтягнутій арматурі  $\varepsilon_{s1}$  обчислюється при максимальній повноті епюри напружень у бетоні стиснутої зони для відносної деформації в крайній стиснутій фібрі бетону  $\varepsilon_{c(l)} = \varepsilon_{c(l)\omega max}$ . У випадку, коли  $\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{c1\omega max}}{z_1} \cdot (d - z_1) > \varepsilon_{s0}$ ,  $\varepsilon_{c(l)}$  визначається таким, що відповідає початку текучості в арматурі виходячи з гіпотези плоских перерізів і буде менше за  $\varepsilon_{c(l)\omega max}$ :

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_{s0} \cdot z_1}{d - z_1}. \quad (12)$$

Якщо  $\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{c1\omega max}}{z_1} \cdot (d - z_1) < \varepsilon_{s0}$ , треба приймати  $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{c(1)\omega max}$ . У програмному фрагменті MathCAD (рис.1), описаний алгоритм реалізований у першому та другому елементах системи рівнянь, які підлягають розв'язанню. Третій та четвертий елементи відповідають рівнянням рівноваги для нескінченно малого елемента залізобетонної балки. Таким чином, чотири рівняння системи мають чотири невідомі величини і можуть бути розв'язані.

Given

$$\varepsilon_s = \begin{cases} \left[ \frac{\varepsilon_{c1\omega max}}{z_1} \cdot (d - z_1) \right] & \text{if } \frac{\varepsilon_{c1\omega max}}{z_1} \cdot (d - z_1) \leq \varepsilon_{s0} \\ \varepsilon_{s0} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{c1} = \begin{cases} \frac{\varepsilon_{s0} \cdot z_1}{d - z_1} & \text{if } \frac{\varepsilon_{c1\omega max}}{z_1} \cdot (d - z_1) > \varepsilon_{s0} \\ \varepsilon_{c1\omega max} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{Ed} = \left[ \frac{a_1}{3} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cL}} + \frac{a_2}{4} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cL}} \right)^2 + \frac{a_3}{5} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cL}} \right)^3 + \frac{a_4}{6} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cL}} \right)^4 + \frac{a_5}{7} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cL}} \right)^5 \right] \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_1^2 + \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s \cdot (d - z_1)$$

$$\left[ \frac{a_1}{2} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cL}} + \frac{a_2}{3} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cL}} \right)^2 + \frac{a_3}{4} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cL}} \right)^3 + \frac{a_4}{5} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cL}} \right)^4 + \frac{a_5}{6} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cL}} \right)^5 \right] \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_1 = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s$$

$$\begin{pmatrix} A_{спотр1} \\ \varepsilon_s \\ z_1 \\ \varepsilon_{c1} \end{pmatrix} := \text{Find}(A_s, \varepsilon_s, z_1, \varepsilon_{c1}) \quad A_{спотр1} = 5.9108316 \times 10^{-4} \quad \varepsilon_s = 1.732 \times 10^{-3} \\ \varepsilon_{s0} = 1.732 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{c1} = 1.141 \times 10^{-3} \quad z_1 = 0.1469636 \quad \xi := \frac{z_1}{d} \quad \xi = 0.3971988 \\ \varepsilon_{c1\omega max} = 2.852 \times 10^{-3}$$

*Рис.1. Визначення потрібної площі поперечного перерізу арматури  $A_{спотр1}$ ,  $m^2$  при використанні комп'ютерного середовища MathCAD і можливості неповної епюри напружень у бетоні стиснутої зони*

### **Висновки:**

1. Розглянутий метод алгебраїчного розв'язання системи рівнянь рівноваги для нескінченно малого елемента залізобетонної балки дає можливість отримати достовірний результат без використання методу послідовних наближень при максимальній повноті епюри напружень у бетоні стиснутої зони.

2. Отримана потрібна площа поперечного перерізу поздовжньої робочої розтягнутої арматури  $A_{s_{номп1}} = 5.9108316\text{см}^2$  коли припускається можливість будь якої повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони, мало відрізняється від значення  $A_s = 5.7861089\text{см}^2$ , знайденого при алгебраїчному розв'язанні системи рівнянь рівноваги для нескінченно малого елемента залізобетонної балки. Відсоток розбіжності складає

$$(A_{s_{номп1}} - A_s) / A_s = (5,9108316 - 5,7861089) \times 100 / 5,7861089 = 2,2\%.$$

**Список використаних джерел:**

1. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону/ Правила проектування / Мінрегіонбуд України. – Київ, 2011. – 118с.
2. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції / Основні положення / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – Київ, 2011. – 71с.
3. Є. М. Бабич, В. Є. Бабич. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок: навчальний посібник / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич. – друге видання перероблене і доповнене. – Рівне: НУВГП, 2017. – 191с.

**УДК 624.01**

**AN EFFECTIVE PRESTRESSING SYSTEM**

*Чеканович.М.Г., к.т.н., професор*

*ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон*

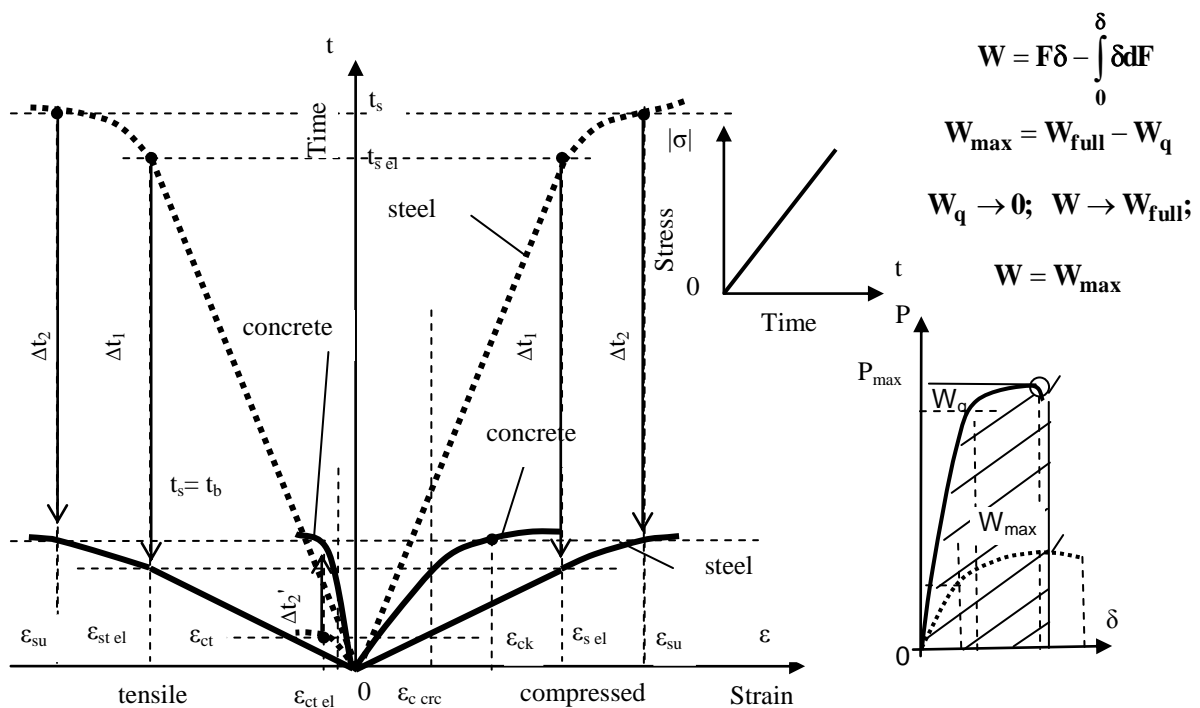
Widely applied reinforced concrete structures do not fully utilize strength properties and energy of failure resistance of concrete and steel under loads [1]. To this category belong beams working in bending and columns compressed with significant eccentricity, where a considerable and sometimes greater part of the cross section is excluded from performance before the carrying capacity is exhausted. Prestressing application increases stiffness and crack resistance, but has little effect on the strength of structures. When loads are high, prestressing is here exhausted, cracks appear, and also exclude part of the compressed structure's cross section from work.

In columns compressed centrally and with insignificant eccentricity, concrete's strength properties are utilized more effectively. But here we also have considerable strength reserves. In traditional columns it is difficult to fully realize high strength of best steels, as concrete fails at stresses and strains much lower than high strength steels do. A somewhat lesser but still considerable property difference is preserved when using high strength concrete (HSC). In this case, high strength of concrete is gained by maximum utilization of strength properties of its components and their compounds, taking into account modern technologies and design methods [2]. Maximizing strength and providing high failure resistance energy of reinforced concrete as a whole makes it possible to achieve a more efficient utilization of prestressed concrete structures in modern construction.

**Maximization of the structure's strength.** A prestressing system with maximum utilization of strength properties of concrete and steel has been developed for concrete structures [3]. High strength of the structure is achieved due to the structure's simultaneous acquiring maximum concrete and steel strength; in addition, the limits of micro crack formation of concrete and steel elasticity coincide.

$$\begin{aligned} t_{c\ crc}^0 &= t_{s\ el}^* = t_{st\ el}^* = t_{ct}^{0*}; \\ t_{ckm} &= t_{sm}^* = t_{stm}^* = t_{ct}^* \end{aligned} \quad (1)$$

Essential improvement in the joint performance of materials is strain synchronization of both elasticity and strength properties of concrete and steel (Fig. 1). Within the range of service load, steel can work without any residual deformations in its elasticity zone, and concrete can preserve its properties up to the bottom micro-cracking limits. As tensile strains in concrete and steel are hundreds of times different when reaching their maximum strengths, to compensate for this difference the tensile tendons are provided with a force regulating system. Thanks to self - regulation, when changing the structure's loading, strain amplitude in steel is several times higher than that in concrete, a positive effect and a chance for concrete's non-crack performance are ensured. Taking into account cyclic performance of most structures, it is very important to secure synchronized steel and concrete performance. It is obvious that the speed of steel strain should considerably exceed that of concrete strain, especially in the elasticity zone of the performance of the materials. At the moment of reaching maximum strength of concrete and steel, compressive strains are also different but to a smaller extent.



**Fig. 1.** Synchronized diagrams

To see concrete and steel revealing their maximum strength synchronically when under stress, a non-contact steel - concrete interaction proposed by the author

proved sufficient. More intensive steel strains in the structures can be ensured by creating a special contact zone at the reinforcing bar surface.

Thanks to the self-regulation of the structure the height ( $h$ ) of the compressed zone in the cross-section is considerably greater than in the non-regulated structure –  $h_0$ . The effect of an increase in concrete resistance in the rectangular cross-section is defined by the quadratic function:

$$k_c = \frac{f_{ck} b h^2 \sum_{i=1}^5 \frac{a_i}{i+2} \left( \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{ck}} \right)^i}{f_{ck0} b h_0^2 \sum_{i=1}^5 \frac{a_{0i}}{i+2} \left( \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{0ck}} \right)^i}; \quad k_c \approx \frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \left( \frac{h}{h_0} \right)^2 \quad (2)$$

The structures developed are used in construction. Synchronized concrete and steel performance contributes to higher performance structures. This can be obtained by means of tendon tensioning force regulation. Strength maximization of self-regulating prestressing concrete structures has led to an increase in their carrying capacity from minimum forty per cent up to three times, to concrete's non-crack performance, and to a considerable deflection decrease of the structures.

#### REFERENCES

1. Leongard F. "Spannbeton" für die Praxis. Wyd.3. Ernst u Sohn, Berlin-München-Düsseldorf, 1973, p.246.
2. Walraven J. Challenges for new materials in concrete structures. Proc. of the XIII-th FIP Congress on Challenges for concrete in the Next Millennium, May 1998, Amsterdam, vol. 1, pp. 3-8.
3. Chekanovych M.G. Concrete Structures with Self-Regulating Prestress. Structural Concrete. The bridge between people. fib Symposium, October 1999, Prague, Czech Republic, vol. 2, pp. 775-777.

УДК 624.01

#### Вибір раціональних параметрів вантового покриття при розподіленні рівномірного навантаження уздовж ванти

Янін О.Є., к.т.н., доцент

ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон

Розвиток комп'ютерних технологій дає можливість вирішувати задачі оптимізації прогресивних конструктивних рішень покриття будинків з великими прольотами. Одним з таких рішень є вантове покриття, в яких ефективно використовується міцність сталі. Основним несучим елементом такого покриття є гнучка сталева нитка-ванта.

Отримаємо рівняння кривої, уздовж якої розміститься вісь гнучкої нерозтяжної нитки, яка завантажена рівномірно розподіленим за її довжиною вертикальним лінійним навантаженням  $\rho$ , кН/м. Нитка має проліт



l і підвішена у точках **A** і **B**, які розташовані симетрично відносно вертикальної осі **y** (рис.1a).

Розглянемо елементарний фрагмент нитки, довжиною **dl** у точці **M** у рівновазі (рис.1б). Горизонтальну проекцію **dl** позначимо **dx**, а вертикальну **dy**. Гнучка нитка працює тільки на розтяг, і в неї виникає поздовжня сила **T**. Нехай у точці **M** сила **T=T<sub>(x)</sub>** отримує приріст **dT**. Тоді фрагмент буде завантажений зліва і справа відповідно силами **T<sub>(x)</sub>** і **T<sub>(x)</sub>+dT**, уздовж осі нитки. Поперечної сили та згинаючих моментів у нитці не виникає. Спроекуємо силу **T<sub>(x)</sub>** на вертикальну і горизонтальну осі. Горизонтальну проекцію – розпір позначимо **H<sub>(x)</sub>**, а вертикальну - **V<sub>(x)</sub>**. Приріст проекції **V<sub>(x)</sub>** на довжині нитки **dl** позначимо **dV**. Фрагмент нитки завантажений зовнішньою вертикальною силою

$$dF = \rho \cdot dl = \rho \cdot \sqrt{(dx)^2 + (dy)^2} = \rho \cdot \sqrt{1 + (y'_{(x)})^2} \cdot dx. \quad (1)$$

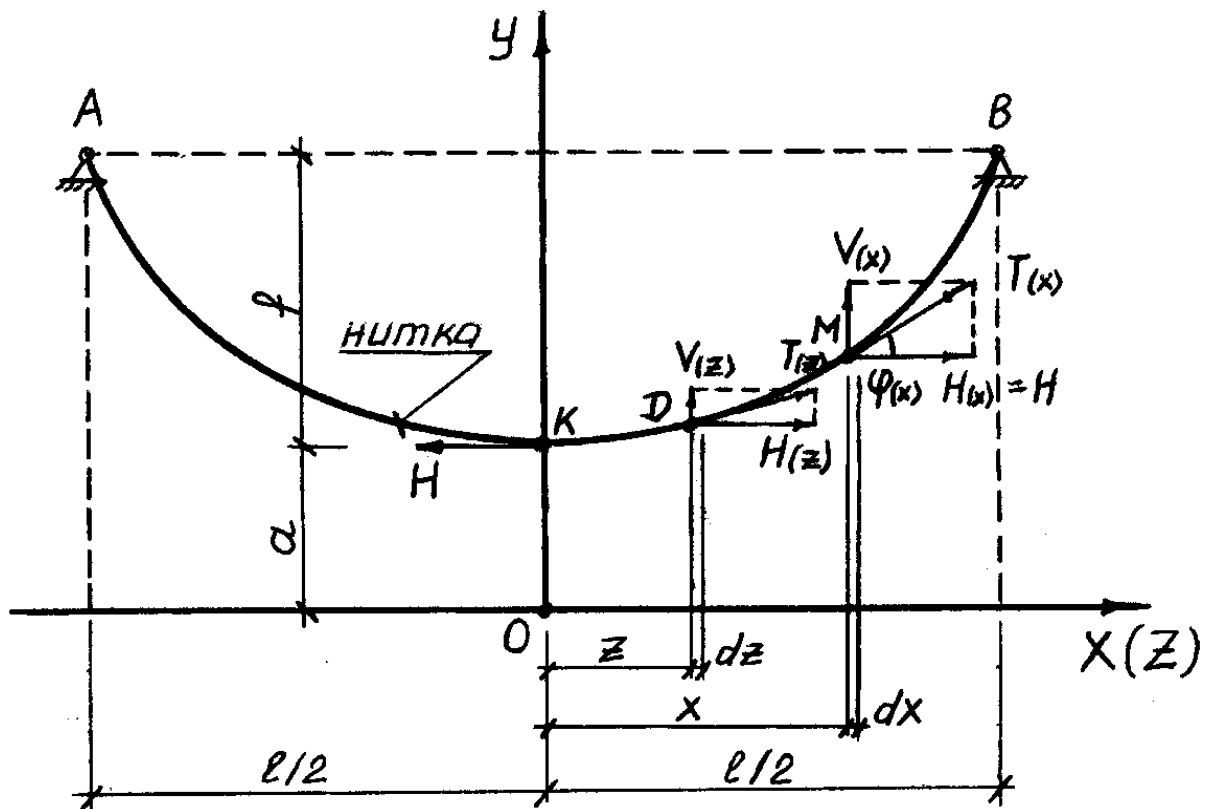
Запишемо рівняння проекцій усіх сил, які діють на фрагмент, на вертикальну вісь

$$V_{(x)} + dV - dF - V_{(x)} = 0. \quad (2)$$

Тоді з урахуванням (1) отримаємо

$$dV = \rho \cdot \sqrt{1 + (y'_{(x)})^2} \cdot dx \quad \text{або} \quad \frac{dV}{dx} = \rho \cdot \sqrt{1 + (y'_{(x)})^2}. \quad (3)$$

а) Розрахункова схема нитки



б) фрагмент нитки, довжиною **dl** у точці **M**

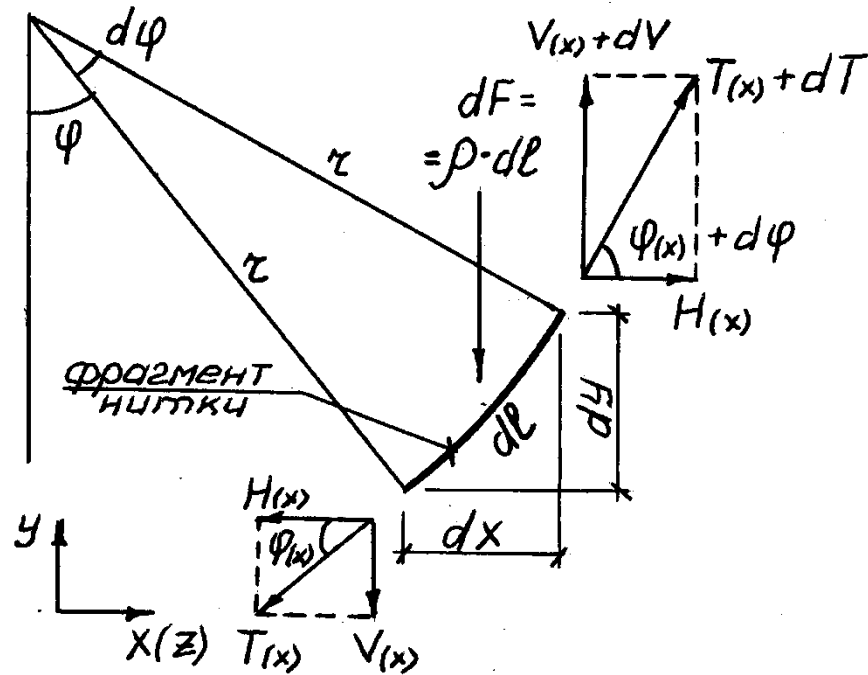


Рисунок 1. Гнучка нитка-ванта

З рівняння проєкцій усіх сил, які діють на фрагмент на горизонтальну вісь впливає, що розпір  $\mathbf{H}_{(x)} = \mathbf{H}$  зліва і справа від фрагменту є однаковий та за довжиною нитки не змінюється.

Кут між вектором сили  $\mathbf{T}_{(x)}$  і віссю  $\mathbf{X}$  позначимо  $\phi_{(x)}$ . Тоді

$$y'_{(x)} = \operatorname{tg} \phi_{(x)}; \quad (4)$$

$$\frac{V_{(x)}}{H} = \operatorname{tg} \phi_{(x)} = y'_{(x)}; \quad (5)$$

$$\frac{V_{(x)} + dV}{H} = \operatorname{tg}(\phi_{(x)} + d\phi), \quad (6)$$

де  $d\phi$  - приріст кута  $\phi_{(x)}$  на довжині нитки  $d\mathbf{l}$ .

З рівнянь (5) і (6) отримаємо

$$\frac{V_{(x)} + dV}{H} - \frac{V_{(x)}}{H} = \operatorname{tg}(\phi_{(x)} + d\phi) - \operatorname{tg} \phi_{(x)}. \quad (7)$$

$$\frac{dV}{H} = \operatorname{tg}(\phi_{(x)} + d\phi) - \operatorname{tg} \phi_{(x)}. \quad (8)$$

Друга похідна  $y$  по  $x$  у точці  $\mathbf{M}$

$$y''_{(x)} = \frac{tg(\phi_{(x)} + d\phi) - tg\phi_{(x)}}{dx}. \quad (9)$$

Тоді

$$tg(\phi_{(x)} + d\phi) - tg\phi_{(x)} = y''_{(x)} \cdot dx. \quad (10)$$

Після підстановки різниці  $tg(\phi_{(x)} + d\phi) - tg\phi_{(x)}$  з формули (10) у формулу (8) отримаємо

$$\frac{dV}{H} = y''_{(x)} \cdot dx \text{ або} \quad (11)$$

$$\frac{dV}{dx} = H \cdot y''_{(x)}. \quad (12)$$

Виключивши з системи рівнянь (3) і (12) відношення  $\frac{dV}{dx}$  будемо мати

$$\rho \cdot \sqrt{1 + (y'_{(x)})^2} = H \cdot y''_{(x)}. \quad (13)$$

Це рівняння можна отримати іншим чином. Розглянемо частину нитки між точками **K** і **M** (див. рис.1а) у рівновазі. У точці **K** до цієї частини прикладений тільки розпір **H**.

На деякій відстані **z** від осі **y** у точці **D** (**z < x**) виділимо елементарний фрагмент нитки. Горизонтальну проекцію цього фрагменту позначимо **dz** (див. рис.1а). Зовнішня вертикальна сила, яка діє на фрагмент дорівнює (див. формулу (1))

$$dF_{(z)} = \rho \cdot \sqrt{1 + (y'_{(z)})^2} \cdot dz. \quad (14)$$

З рівняння проекцій на вертикальну вісь усіх сил, які діють на частину нитки між точками **K** і **M** отримаємо

$$V_{(x)} - \int_0^x dF_{(z)} = 0, \text{ або} \quad (15)$$

$$V_{(x)} = \int_0^x \rho \cdot \sqrt{1 + (y'_{(z)})^2} \cdot dz. \quad (16)$$

З урахуванням формули (5)

$$H \cdot y'_{(x)} = \rho \int_0^x \sqrt{1 + (y'_{(z)})^2} \cdot dz. \quad (17)$$

Щоб розв'язати отримане інтегральне рівняння позначимо первісну підінтегральної функції правої частини через  $\Phi_{(z)}$ . Тоді

$$\Phi'_{(z)} = \sqrt{1 + (y'_{(z)})^2}. \quad (18)$$

З урахуванням формули Ньютона–Лейбниці рівняння (17) можна записати таким чином

$$H \cdot y'_{(x)} = \rho \cdot \Phi_{(z)} \Big|_0^x = \rho \cdot (\Phi_{(x)} - \Phi_{(0)}). \quad (19)$$

Диференціюючи рівняння (19) по  $x$  з урахуванням того, що  $\Phi_{(0)}$  є число, отримаємо

$$H \cdot y''_{(x)} = \rho \cdot \Phi'_{(x)} = \rho \cdot \sqrt{1 + (y'_{(x)})^2}. \quad (20)$$

Останнє рівняння співпадає з рівнянням (13). Перетворимо його до такого вигляду

$$\frac{y''_{(x)}}{\sqrt{1 + (y'_{(x)})^2}} = \frac{\rho}{H} \quad \text{або} \quad \frac{dy'_{(x)}}{\sqrt{1 + (y'_{(x)})^2}} = \frac{\rho}{H} \cdot dx. \quad (21)$$

Інтегруючи ліву і праву частини отримаємо

$$\text{Arsh}(y'_{(x)}) + m_1 = \frac{\rho}{H} \cdot x. \quad (22)$$

Значення константи  $m_1$  знайдемо виходячи з того, що при  $x=0$   $y'_{(x)}=0$  (див. рис. 1а)

$$m_1 = -\text{Arsh}(y'_{(0)}) = -\text{Arsh}(0) = 0.$$

Тоді рівняння (22) прийме вигляд

$$\text{Arsh}(y'_{(x)}) = \frac{\rho}{H} \cdot x \quad \text{або} \quad y'_{(x)} = \text{sh}\left(\frac{\rho}{H} \cdot x\right). \quad (23)$$

Інтеграл отриманого рівняння

$$y_{(x)} = \frac{H}{\rho} \cdot \text{ch}\left(\frac{\rho}{H} \cdot x\right) + m_2. \quad (24)$$

Значення константи  $m_2$  знайдемо виходячи з того, що при  $x=0$   $y_{(x)}=a$  (див. рис. 1а)

$$m_2 = a - \frac{H}{\rho}.$$

Тоді рівняння кривої, уздовж якої розміститься вісь нитки буде мати вигляд

$$y_{(x)} = a - \frac{H}{\rho} + \frac{H}{\rho} \cdot \text{ch}\left(\frac{\rho}{H} \cdot x\right) = a + \frac{H}{\rho} \cdot \left[ \text{ch}\left(\frac{\rho}{H} \cdot x\right) - 1 \right]. \quad (25)$$

Перша та друга похідні функції  $y_{(x)}$  мають вигляд

$$y'_{(x)} = sh\left(\frac{\rho}{H} x\right); y''_{(x)} = \frac{\rho}{H} \cdot ch\left(\frac{\rho}{H} x\right). \quad (26)$$

Легко впевнитись, що отримана функція  $y_{(x)}$  є рішенням диференційного рівняння (13). Відстань  $a$  може бути прийнята довільно. Графік функції, побудований згідно з рівнянням (25) відомий у математиці під назвою “ланцюгова лінія”[1], [2].

Кривизна кривої  $y_{(x)}$  у точці  $\mathbf{K}$  при  $\mathbf{X}=0$

$$c = \frac{y''_{(0)}}{\left[1 + \left(y'_{(0)}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} = \frac{\frac{\rho}{H}}{\left(1 + 0^2\right)^{\frac{3}{2}}} = \frac{\rho}{H}. \quad (27)$$

Тоді рівняння (25) прийме такий вигляд

$$y_{(x)} = a - \frac{1}{c} + \frac{1}{c} \cdot ch(cx) = a + \frac{1}{c} \cdot [ch(cx) - 1]. \quad (28)$$

Довжина частини нитки між точками  $\mathbf{K}$  і  $\mathbf{B}$  (див. рис.1а)

$$\begin{aligned} d_n &= \int_0^{0.5l} \sqrt{1 + \left(y'_{(z)}\right)^2} \cdot dz = \int_0^{0.5l} \sqrt{1 + sh^2(cz)} \cdot dz = \\ &= \int_0^{0.5l} ch(cz) \cdot dz = \frac{1}{c} sh(cz) \Big|_0^{0.5l} = \frac{1}{c} sh(0,5cl). \end{aligned} \quad (29)$$

Проліт нитки  $l$  і її довжина  $d_n$  можуть бути заданими величинами. Якщо  $d_n$  і  $l$  є відомими, то розв'язавши рівняння (29) можна знайти  $c$ , підставити у формулу (28) та отримати рівняння кривої, уздовж якої розміститься вісь нитки.

Поздовжня сила у нитці на відстані  $z$  від осі ординат у точці  $\mathbf{D}$  (див. рис.1а)

$$T_{(z)} = \sqrt{V_{(z)}^2 + H_{(z)}^2}. \quad (30)$$

де  $V_{(z)}$  і  $H_{(z)}$  – відповідно вертикальна і горизонтальна проекції сили  $T_{(z)}$ .

З рівняння проекцій на вертикальну вісь усіх сил, які діють на частину нитки між точками  $\mathbf{K}$  і  $\mathbf{D}$  отримаємо

$$V_{(z)} - \int_0^z dF_{(z)} = 0.$$

З урахуванням формули (14)

$$V_{(z)} = \int_0^z \rho \cdot \sqrt{1 + \left(y'_{(z)}\right)^2} \cdot dz = \rho \cdot \int_0^z \sqrt{1 + sh^2(cz)} \cdot dz =$$

$$= \rho \cdot \int_0^z ch(cz) \cdot dz = \frac{\rho}{c} sh(cz) \Big|_0^z = \frac{\rho}{c} sh(cz). \quad (31)$$

Перша похідна у точці **D**

$$y'_{(z)} = \frac{V_{(z)}}{H_{(z)}}. \quad (32)$$

Тоді

$$H_{(z)} = \frac{V_{(z)}}{y'_{(z)}} = \frac{\frac{\rho}{c} sh(cz)}{sh(cz)} = \frac{\rho}{c} [2]. \quad (33)$$

З останньої формули випливає, що  $H_{(z)}$  (тобто розпір) не залежить від  $z$ , а значить не змінюється за довжиною нитки.

Після підстановки  $V_{(z)}$  і  $H_{(z)}$  в формулу (30) будемо мати

$$T_{(z)} = \sqrt{\frac{\rho^2}{c^2} sh^2(cz) + \frac{\rho^2}{c^2}} = \frac{\rho}{c} ch(cz). \quad (34)$$

Аналізуючи формулу (34) можна зробити висновок, що  $T_{(z)}$  зростає при збільшенні  $z$ , і приймає максимальне значення  $T_{\max}$  при  $z = \pm 0,5l$  у місці підвісу нитки (тобто у точках **A** і **B**). Це значення дорівнює

$$T_{\max} = \frac{\rho}{c} ch(0,5cl). \quad (35)$$

Стріла провисання нитки (див.рис.1а)

$$f = y_{(0,5l)} - a = \frac{1}{c} \cdot [ch(0,5cl) - 1]. \quad (36)$$

З цієї формули випливає, що при заданому прольоті нитки (тобто при фіксованому  $l$ ), величина  $f$  залежить тільки від кривизни кривої **C** у точці **K**. Можна знайти таке значення  $C$  і відповідне йому значення  $f$ , при якому витрати сталі на нитку будуть мінімальними.

Об'єм частини нитки між точками **K** і **B**

$$V = A \cdot d_n, \quad (37)$$

де  $A$  – площа поперечного перерізу нитки, яка визначається згідно з п.14.9 [3],

$$A = \frac{T_{\max}}{R_s}; \quad (38)$$

$R_s$  – розрахунковий опір сталі, з якої виконана нитка.

Тоді з урахуванням формул (29) і (35)

$$V = \frac{T_{\max}}{R_s} \cdot d_n = \frac{1}{R_s} \cdot \frac{\rho}{c} ch(0,5cl) \cdot \frac{1}{c} sh(0,5cl) = \frac{\rho}{R_s} \cdot \frac{sh(cl)}{2c^2}. \quad (39)$$

З цього виразу видно, що об'єм  $V$  можна розглядати як функцію, яка залежить від  $C$ :

$$V = V_{(c)} = \frac{\rho}{R_s} \cdot \frac{sh(cl)}{2c^2}. \quad (40)$$

Досліджуючи її на екстремум, можна знайти таке значення оптимальної кривизни  $C=C_0$ , при якому об'єм  $V$  буде мінімальним. Знаходимо першу похідну функції  $V_{(c)}$  і дорівнюємо її нулю

$$V'_{(c)} = \frac{\rho}{R_s} \cdot \frac{ch(cl)}{c^3} \left[ \frac{1}{2} cl - th(cl) \right] = 0. \quad (41)$$

Похідна дорівнює нулю, якщо

$$\frac{1}{2} cl = th(cl) \text{ або } \frac{1}{2} p = th(p), \quad (42)$$

де  $p=cl$ .

Щоб розв'язати рівняння (42) побудуємо графіки функцій

$$S_{1(p)} = \frac{1}{2} p; \quad (43)$$

$$S_{2(p)} = th(p) \text{ (див. рис.2)}. \quad (44)$$

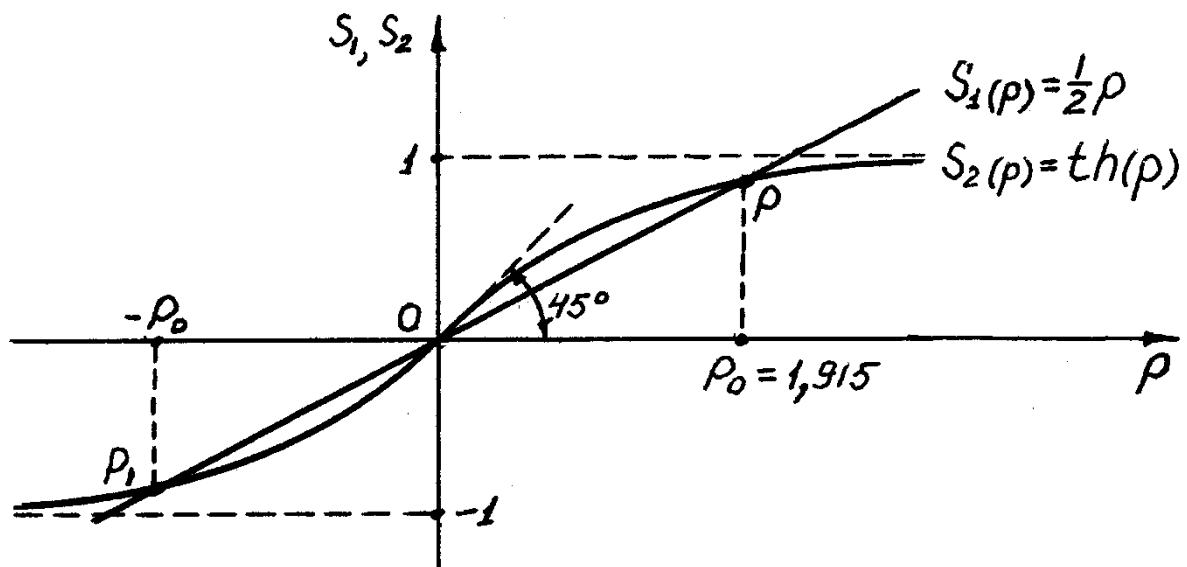


Рисунок 2. Графіки функцій  $S_{1(p)}$  і  $S_{2(p)}$

З графіків випливає, що рівняння (42) має рішення, які відповідають точкам  $O$ ,  $P$ , і  $P_1$ .

Лівіше точки  $P \frac{1}{2} cl < th(cl)$ , тобто  $V'_{(c)} < 0$ .

Правіше точки  $P \frac{1}{2} cl > th(cl)$ , тобто  $V'_{(c)} > 0$ .

Тоді точці  $P$  і абсцисі  $P_0$  відповідає мінімум функції  $V_{(c)}$ . Негативні значення кривизни  $C$  і відповідне значення  $P$  для точки  $P_1$  розглядати немає смислу.

Рішення рівняння (42), яке відповідає точці  $P$  знайдено за допомогою комп'ютерної системи MathCAD:  $P = P_0 = 1,915$ .

Відповідне значення оптимальної кривизни

$$c_0 = \frac{P_0}{l}. \quad (45)$$

Розглянемо покриття будинку, яке складається з паралельно розташованих ниток-вант, на які покладені елементи покриття. Кожна ванта буде працювати за описаною вище схемою.

Визначимо таке значення кривизни  $C$  посередині прольоту ванти у точці  $K$ , при якому вартість покриття буде мінімальною. Для цього складемо цільову функцію вартості ванти і покриття, що приходиться на цю ванту

$$S = S_{\text{ванти}} + S_{\text{покриття}}. \quad (46)$$

де  $S_{\text{ванти}}$  – вартість ванти;

$S_{\text{покриття}}$  – вартість покриття у межах відстані між вантами  $B$  (кроку вант);

$$S_{\text{ванти}} = 2 \cdot V \cdot \rho_{\text{ст}} \cdot \Pi_{\text{ст}} \quad (47)$$

де  $\rho_{\text{ст}}$ ,  $\text{кг/м}^3$  – щільність сталі;

$\Pi_{\text{ст}}$ ,  $\text{гр/кг}$ - ціна 1 кг сталі;

$V$ ,  $\text{м}^3$  – об'єм частини нитки між точками  $K$  і  $B$ ;

$$S_{\text{покриття}} = 2 \cdot d_n \cdot B \cdot \Pi_n \quad (48)$$

де  $\Pi_n$ ,  $\text{гр/м}^2$ - ціна  $1 \text{ м}^2$  покриття.

Тоді з урахуванням формул (29) і (40)

$$S = 2 \cdot V \cdot \rho_{\text{ст}} \cdot \Pi_{\text{ст}} + 2 \cdot d_n \cdot B \cdot \Pi_n = 2 \cdot \rho_{\text{ст}} \cdot \Pi_{\text{ст}} \cdot \frac{\rho}{R_s} \cdot \frac{sh(cl)}{2c^2} + 2 \cdot B \cdot \Pi_n \cdot \frac{1}{c} sh(0,5cl). \quad (49)$$

З цього виразу видно, що вартість  $S$  можна розглядати як цільову функцію, яка залежить від  $C$ :

$$S = S_{(c)} = 2 \cdot \rho_{\text{ст}} \cdot \Pi_{\text{ст}} \cdot \frac{\rho}{R_s} \cdot \frac{sh(cl)}{2c^2} + 2 \cdot B \cdot \Pi_n \cdot \frac{1}{c} sh(0,5cl). \quad (50)$$

Досліджуючи її на екстремум, можна знайти таке значення



оптимальної кривизни  $C=C_{01}$ , при якому вартість покриття  $S_{(c)}$  буде мінімальною. Знаходимо першу похідну функції  $S_{(c)}$  і дорівнюємо її нулю

$$S'_{(c)} = 2 \cdot \rho_{cm} \cdot \Pi_{cm} \cdot \frac{\rho}{R_s} \cdot \frac{ch(cl)}{c^3} \left[ \frac{1}{2} cl - th(cl) \right] + 2 \cdot B \cdot \Pi_n \cdot \frac{ch(0,5cl)}{c^2} \left[ \frac{1}{2} cl - th(0,5cl) \right] = 0. \quad (51)$$

При заданому прольоті ванти  $l$  можна розв'язати рівняння (51) і знайти  $C=C_{01}$ . Така задача є достатньо складною і її доцільно вирішувати за допомогою комп'ютерної системи MathCAD.

Якщо ванта займає горизонтальне положення, то  $C=0$ . Тоді

$$\lim_{c \rightarrow +0} T_{\max} = \lim_{c \rightarrow +0} \frac{\rho}{c} ch(0,5cl) \rightarrow +\infty$$

Отже  $T_{\max}$ , а значить  $V = \frac{T_{\max}}{R_s} \cdot d_n$  і  $S_{(c)}$  є нескінченно великими

позитивними величинами.

Якщо ванта нескінченно провисає униз, то  $C \rightarrow +\infty$ . Тоді

$$\lim_{c \rightarrow +\infty} d_n = \lim_{c \rightarrow +\infty} \frac{sh(0,5cl)}{c} = \lim_{c \rightarrow +\infty} \frac{0,5l \cdot ch(0,5cl)}{1} \rightarrow +\infty$$

$$\lim_{c \rightarrow +\infty} V = \lim_{c \rightarrow +\infty} \frac{\rho}{R_s} \cdot \frac{sh(cl)}{2c^2} = \frac{\rho}{R_s} \lim_{c \rightarrow +\infty} \frac{l \cdot ch(cl)}{4c} = \frac{\rho}{R_s} \lim_{c \rightarrow +\infty} \frac{l^2 \cdot sh(cl)}{4} \rightarrow \infty$$

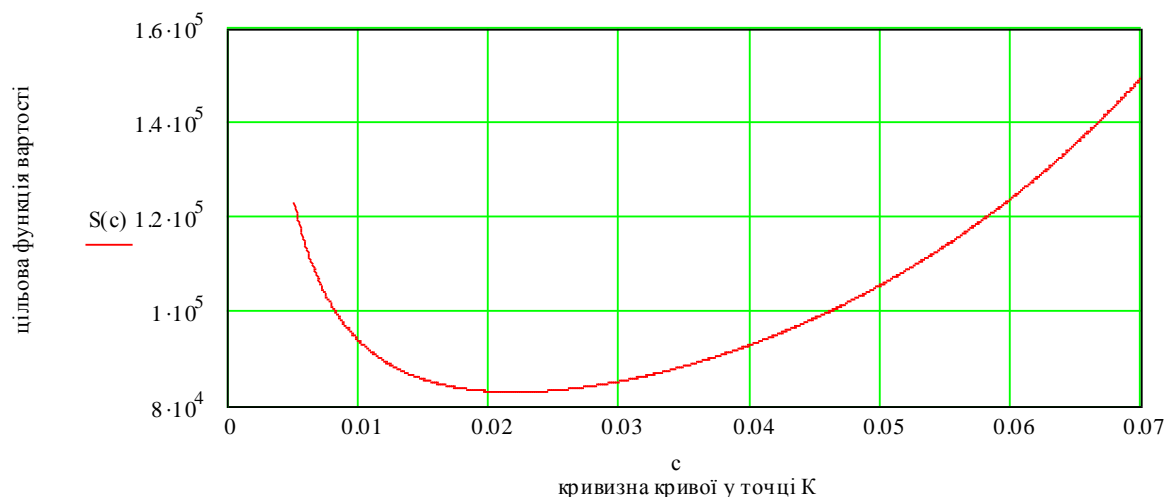
Отже  $d_n$  і  $V$ , а значить і  $S_{(c)}$  є нескінченно великими позитивними величинами.

При позитивному кінцевому значенні  $C$ , цільова функція  $S_{(c)}$  також буде кінцевою. Отже існує таке кінцеве значення  $C=C_{01}$ , при якому функція  $S_{(c)}$  буде мінімальною. Це значення може бути знайдене з рішення рівняння (51). При рішенні конкретного числового прикладу можна за допомогою комп'ютерної системи MathCAD побудувати графік функції  $S_{(c)}$ , і знайти значення оптимальної кривизни. Задача оптимізації вантового покриття була розв'язана при таких контрольних вихідних даних:

$\rho=15\text{кН/м}$ ;  $l=60\text{м}$ ;  $\Pi_n=500\text{гр/м}^2$ ;  $B=4\text{м}$ ;  $\rho_{ст}=7850\text{кг/м}^3$ ;  $R_s=800\text{Мпа}$ ;  $\Pi_{ст}=70\text{гр/кг}$ .

Був отриманий графік функції  $S_{(c)}$ , який має мінімум при  $C=C_{01}=0,02185\text{м}^{-1}$  (рис.3). Відношення стріли провисання  $f$  до прольоту складо

$$\frac{f}{l} = 0,17 \approx \frac{1}{6}.$$



$$c := 0.1 \quad \text{Given} \quad \frac{d}{dc} S(c) = 0 \quad c_{01} := \text{Find}(c) \quad c_{01} = 0.021853786$$

Рисунок 3. Графік функції  $S(c)$  і визначення  $C_{01}$

Проведені дослідження і рішення контрольного числового прикладу показали, що можливо підібрати параметри вантового покриття виходячи з його мінімальної вартості. Пропонована методика визначення цих параметрів може бути реалізована при використанні комп'ютерної системи MathCAD.

#### Список використаних джерел.

1. Бронштейн И.Н., Семендяев К.А. Справочник по математике для инженеров и учащихся втузов. - М.: ОГИЗ, 1945. 556 с.
2. Металлические конструкции: Спец. курс: Учеб. пособие для вузов/ Е.И. Беленя, Н.Н. Стрелецкий, Г.С. Ведеников и др.; Под. общ. ред. Е.И. Беленя. - 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1982. – 472 с.
3. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції / Норми проектування, виготовлення і монтажу / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – Київ, 2011. – 202с.

#### УДК 624.01

### Stress tensor and entropy density for concrete under force and temperature impact

Mechyslav Chekanovych, Lena Chekanovych  
ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон

Concrete is regarded as non-linear thermoelastic environment. The free energy value is determined by strain and temperature tensor. Formulas for specifying entropy density were also derived in the paper. In the case of constant temperature, a stress equation was obtained for non – linear medium. Its form

corresponds to the traditional stress – strain equation of power function. Coming from energy principles, we confirmed the validity of the concrete model in the form of polynomial and received generalized dependence for stress tensor and entropy density under the conditions of three - axis stress and temperature impact.

**Introduction.** A mathematical model of concrete under load can be presented in the form of a degree polinomial [1]. The first member of the polynomial, as a rule, describes concrete elasticity performance and connects with modulus of elasticity the other members of the polynomial take into account plasticity performance and pseudo plasticity performance of concrete. The coefficient values of the polynomial are determined on the basis of experimental data. Today this model of concrete performance requires theoretical substantiation, consideration of three- axis load and temperature impact. To do this, it is necessary to obtain stress tensor and entropy density dependences under force and temperature impact that affect structure's concrete and give a theoretical explanation of concrete model in the form of power series.

**Entropy density and stress tensor.** Let's consider concrete as a non – linear thermoelastic medium [2]. For this environment free energy value  $F$  depends on tensor strain  $\varepsilon_{ij}$  and temperature  $T$ . On the whole, this thermodynamic potential is determined as a difference of internal energy and multiplication of thermodynamic temperature  $T$  and entropy  $S$ .

$$F = U - TS \quad (1)$$

The performance of the system in the isothermal process is equal to energy decrease. Independently, this isothermal process is directed to energy decrease.

$$\varepsilon_{ij,T} = 0; \quad T = T_0; \quad F(0, T) = 0; \quad \sigma_{ij}(0, T_0) = 0; \quad S(0, T_0) = 0 \quad (2)$$

In the vicinity of a phase space point  $\varepsilon_{ij} = 0, T = T_0$ , free energy density can be expanded into a Taylor series for the function of two variables.

$$\begin{aligned}
 F(\varepsilon_{ij}, T) = & \frac{1}{2} \left( \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} + 2 \frac{\partial F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij}} \frac{\partial F(0, T_0)}{\partial T} (T - T_0) + \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial T^2} (T - T_0)^2 \right) + \\
 & + \frac{1}{6} \left( \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial \varepsilon_{mn}} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} + 3 \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \frac{\partial F(0, T_0)}{\partial T} (T - T_0) + \right. \\
 & \left. + 3 \frac{\partial F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij}} \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial T^2} (T - T_0)^2 + \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial T^3} (T - T_0)^3 \right) + \\
 & + \frac{1}{24} \left( \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial \varepsilon_{mn} \partial \varepsilon_{rs}} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} \varepsilon_{rs} + 4 \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial \varepsilon_{mn}} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} \frac{\partial F(0, T_0)}{\partial T} (T - T_0) + \right. \\
 & + 6 \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial T^2} (T - T_0)^2 + \\
 & \left. + 4 \frac{\partial F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij}} \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial T^3} (T - T_0)^3 + \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial T^4} (T - T_0)^4 \right) \quad (3)
 \end{aligned}$$

Let's make such indications in dependence [2]:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} &= A_{ijkl}; & \frac{1}{2} \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial \varepsilon_{mn}} &= B_{ijklmn}; & \frac{1}{6} \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial \varepsilon_{mn} \partial \varepsilon_{rs}} &= C_{ijklmrs}; \\
\frac{\partial F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial T} &= \gamma_{ijT}; & \frac{1}{2} \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial T} &= \gamma_{ijklT}; & \frac{1}{2} \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial T^2} &= \gamma_{ijTT}; \\
\frac{1}{6} \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial \varepsilon_{mn} \partial T} &= \gamma_{ijklmT}; & \frac{1}{4} \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl} \partial T^2} &= \gamma_{ijklTT}; & \frac{1}{6} \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial \varepsilon_{ij} \partial T^3} &= \gamma_{ijTTT}; \\
\frac{1}{2} \frac{\partial^2 F(0, T_0)}{\partial T^2} (T - T_0)^2 &+ \frac{1}{6} \frac{\partial^3 F(0, T_0)}{\partial T^3} (T - T_0)^3 &+ \frac{1}{24} \frac{\partial^4 F(0, T_0)}{\partial T^4} (T - T_0)^4 &= F_0(T - T_0)
\end{aligned} \tag{4}$$

As a result we get:

$$\begin{aligned}
F_0(\varepsilon_{ij}, T) &= \frac{1}{2} A_{ijkl} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} + \frac{1}{3} B_{ijklmn} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} + \frac{1}{4} C_{ijklmrs} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} \varepsilon_{rs} + \\
&+ \gamma_{ijT} \varepsilon_{ij} (T - T_0) + \gamma_{ijklT} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} (T - T_0) + \gamma_{ijTT} \varepsilon_{ij} (T - T_0)^2 + \\
&+ \gamma_{ijklmT} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} (T - T_0) + \gamma_{ijklTT} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} (T - T_0)^2 + \gamma_{ijTTT} \varepsilon_{ij} (T - T_0)^3 + \\
&+ F_0(T - T_0)
\end{aligned} \tag{5}$$

From equation [2] according to the formulas:

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial F(\varepsilon_{ij}, T)}{\partial \varepsilon_{ij}} \tag{6}$$

and

$$S = - \frac{\partial F(\varepsilon_{ij}, T)}{\partial T} \tag{7}$$

determine stress tensor:

$$\begin{aligned}
\sigma_{ij} &= A_{ijkl} \varepsilon_{kl} + B_{ijklmn} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} + C_{ijklmrs} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} \varepsilon_{rs} + \\
&+ \gamma_{ijT} (T - T_0) + 2\gamma_{ijklT} \varepsilon_{kl} (T - T_0) + \gamma_{ijTT} (T - T_0)^2 + \\
&+ 3\gamma_{ijklmT} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} (T - T_0) + \gamma_{ijklTT} \varepsilon_{kl} (T - T_0)^2 + \gamma_{ijTTT} (T - T_0)^3
\end{aligned} \tag{8}$$

and entropy density:

$$S = \left( \begin{aligned} &\gamma_{ijT} \varepsilon_{ij} + \gamma_{ijklT} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} + 2\gamma_{ijTT} \varepsilon_{ij} (T - T_0) + \\ &+ \gamma_{ijklmT} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} + 2\gamma_{ijklTT} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{kl} (T - T_0) + 3\gamma_{ijTTT} \varepsilon_{ij} (T - T_0)^2 + \\ &+ \frac{F_0(T - T_0)}{\partial T} \end{aligned} \right) \tag{9}$$

In the case of constant temperature ( $T = T_0$ ), we get an equation for the anisotropic non – linear elastic medium in the following form:

$$\sigma_{ij} = A_{ijkl} \varepsilon_{kl} + B_{ijklmn} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} + C_{ijklmrs} \varepsilon_{kl} \varepsilon_{mn} \varepsilon_{rs} \tag{10}$$

Here A, B and C – plasticity coefficients

Under the axis isothermic load, the equation [3] is simplified to:

$$\sigma_{11} = A_{11}\varepsilon_{11} + B_{11}\varepsilon_{11}\varepsilon_{11} + C_{11}\varepsilon_{11}\varepsilon_{11}\varepsilon_{11} \quad (11)$$

or

$$\sigma = A\varepsilon + B\varepsilon^2 + C\varepsilon^3 \quad (12)$$

The form of the last equation coincides with the polynomial concrete model. And this equation is traditionally used in precise reinforced concrete calculations [3].

### Correlation of stress and concrete strain

We present the general defining for correlation of stress and concrete strain in the form of power polynomial:

$$\sigma = f_{ct} \sum_{i=1}^3 b_i \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ctf}} \right)^i \quad (13)$$

Analogously, for the strain modulus we get:

$$E = E_{sh} \sum_{i=1}^3 i b_i \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ctf}} \right)^{i-1} \quad (14)$$

Let's consider concrete tension, where processes, connected with tearing off the mortar and contact break with coarse aggregate, dominate. Strong coarse aggregate remains practically whole and unruined, when concrete is destroyed by tension. Here friction has a minor effect and the retardation of crack development is considerably less than it is under compression force. This gave an opportunity to stick to only two stress components, such as the elastic part and the part connected with crack formation. This absolutely coordinates with results, obtained by other explorers, for instance concerning more rapid drop of concrete resistance under extension than under compression [1].

Let's consider concrete stress as a sum of two components:

$$\sigma = \sigma_{el} + \sigma_{crc} \quad (15)$$

Where elasticity stresses can be derived from the expression:

$$\sigma_{el} = f_{ct} b_1 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ctf}} \quad (16)$$

Stresses caused by crack formation are described by the following dependences:

$$\sigma_{crc} = f_{ct} \left( b_2 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ctf}} \right)^2 + b_3 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ctf}} \right)^3 \right) \quad (17)$$

Here:  $f_{ct}$  – concrete strength under extension,  $b_i$  – coefficients of power polynomial,  $\varepsilon$  – relative deformations that are given,  $\varepsilon_{ctf}$  – relative deformations that answer concrete strength.

Accordingly, concrete strain modulus consists of two components. From numerous researches the initial elasticity moduli for extension and compression are practically equal. From where

$$b_1 = \frac{f_{ck} \varepsilon_{ctf}}{f_{ct} \varepsilon_{ckf}} a_1 \quad (18)$$

Concrete is considerably damaged by cracks at the moment when stress gets almost the same value as maximum concrete strength. Structural bond breaking results in the heterogeneous stress state of material. The process of crack formation is accelerated (see on Fig 1). At the moment when the diagram reaches point  $Z_t$ , the concrete strength limit -  $f_{ct}$  will be obtained. Point  $Z$  is characterized by the condition:

$$\sigma_{zt} = \sigma_{el} - f_{ct} \quad (19)$$

The relative deformation value will be -  $\varepsilon = \varepsilon_{ctf}$

Let's find this stress value. If relative deformations -  $\varepsilon_{ctf}$  - are given, total stresses are known. They correspond to concrete extension strength -  $f_{ct}$ . Stresses caused by concrete elasticity deformations -  $\sigma_{el}$  are known from formulas (15).

As  $\varepsilon = \varepsilon_{ctf}$ , after transformation we get:

$$\sigma_{zt} = f_{ct} (b_1 - 1) \quad (20)$$

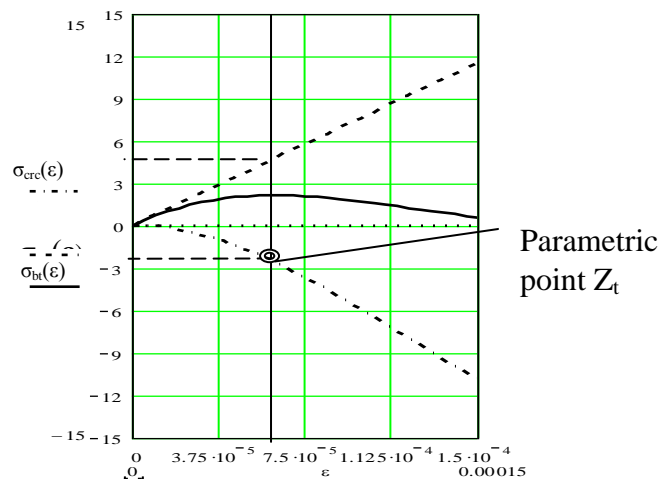


Fig. 1 Stress – strain diagrams for concrete B40

For example, for concrete B40, stresses in the parametric point  $Z$  (see Fig. 1) amount to 2.65 MPa.

The equation (20) gave an opportunity to get an extra condition for determining coefficients of the polynomial of the concrete “stress – strain” diagram. If we take into account that the sum of all coefficients equals one, and stress extreme function condition, then after the transformation we will get the solution. For the first coefficient that characterizes concrete elasticity performance this condition is to be fulfilled:

$$b_1 \geq \frac{E_0 \varepsilon_{ntf}}{f_{ct}} \quad (22)$$

The crack formation impact is characterized by a pair of coefficients, where the second one is determined by the dependence:

$$b_2 = 3 - 2b_1$$

The third one is found from the correlation:

$$b_3 = \frac{-b_1 - 2b_2}{3} \quad (23)$$

The results of coefficient calculations are given in Table 1.

Table 1. Values of power polynomial coefficients

Concrete	$b_1$	$b_2$	$b_3$
B 35	1,958	-0,916	-0,042
B 40	2,078	-1,156	0,078
B 45	2,139	-1,279	0,139
B 50	2,239	-1,478	0,239

That gives an opportunity to check the calculations.

The calculation results for heavy – weight concrete parameters are presented in Fig. 2

All the obtained data exactly coincide with those, given in the equation in reference [2].

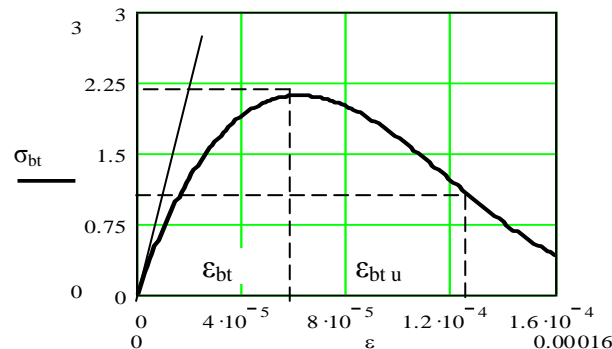


Fig. 2 Full concrete extension diagram

Pseudoplasticity processes, described by the second and the third components of power polynomial, are the result of structural bond breaking in concrete. The parameters of point Z can be used as an extra criterion of concrete extension strength.

### Conclusion

Thus this interpretation of concrete stress – strain state under extension brings into conformity physicomechanic processes in concrete with power polynomial parameters of the third order. Parametric point that determines concrete strength limit has been received. It is influenced by plasticity and pseudo plasticity processes in concrete. Coming from energy principles, we confirmed the validity

of the concrete model in the form of polynomial and received generalized dependence for stress tensor and entropy density under the conditions of three - axis stress and temperature impact.

### Referances

[1] Бамбура А.Н., Бачинский В.Я., Журавлева Р.В., Пешкова И.Н. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона – К.: НИИСК, 1987. - 24 с.

[2] Nowacki W. Teoria sprężystości. Panswowe Wydawnictwo Naukowe. Warszawa, 1970, p. 78 -120.

[3] Чеканович М.Г. Інтерпретація повної діаграми стиску та критерій міцності важкого бетону / Вісник Сумського національного аграрного університету, Вип. 7.-Суми: СДАУ, 2002. - С. 77 – 84.

### УДК 624.01

#### Точне визначення граничного відношення прольоту сталевго настилу балочної клітки до його товщини

*Янін О.Є., к.т.н., доцент*

*ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон*

Відомо, що визначення граничного відношення прольоту сталевго настилу балочної клітки  $l$  до його товщини  $t$  пов'язано з розв'язанням алгебраїчного рівняння третього ступеню [1]. У минулі роки при відсутності електронних засобів обчислення це викликало значні математичні труднощі. Тому у той час інженерами була запропонована приблизна достатньо проста формула для розрахунку граничного відношення [1], яка давала задовільні результати при виконанні інженерних розрахунків і використовувалась на протязі багатьох років.

У теперішній час при наявності відповідних комп'ютерних можливостей стає доцільним знайти точне рішення рівняння третього ступеню і з'ясувати, чи можна при цьому отримати певний економічний ефект.

Алгебраїчне рівняння третього ступеню для визначення граничного відношення прольоту сталевго настилу балочної клітки  $l$  до його товщини  $t$  має вигляд (стор. 131[1])

$$(lt)^3 - \frac{96E_1}{5n_0^3q_n}(lt)^2 - \frac{32E_1}{5n_0q_n} = 0 \quad (1)$$

де  $(lt)$  - граничного відношення, що визначається;

$q_n$  - експлуатаційне рівномірно розподілене тимчасове (змінне) навантаження на настил у  $\text{кН/см}^2$ ;



$E_1$  - модуль пружності, коли поперечні деформації виникати не можуть;

$$E_1 = 2,26 \cdot 10^4, \text{ кН/см}^2;$$

$$n_0 = \left[ \frac{l}{f} \right] - \text{відношення прольоту настилу } \mathbf{l} \text{ до його гранично}$$

припустимого прогину  $\mathbf{f} = \mathbf{f}_u$  (знаходять виходячи з нормативного значення  $\left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{150}$  для настилів, тобто  $n_0 = 150$ ).

Приблизна формула для визначення граничного відношення (стор. 131[1])

$$Lt = \frac{4n_0}{15} \left( 1 + \frac{72E_1}{n_0^4 \cdot q_n} \right). \quad (2)$$

Для точного розв'язання рівняння третього ступеню (1) відносно ( $lt$ ) доцільно використати метод Кардано (стор. 43-44 [2]). Після виконання потрібних алгебраїчних перетворень отримаємо формулу для розрахунку граничного відношення

$$lt = \sqrt[3]{\frac{16E_1}{5n_0q_n} \left( \frac{16^3 E_1^2}{50n_0^8 q_n^2} + 1 + \sqrt{1 + \frac{16^3 E_1^2}{25n_0^8 q_n^2}} \right)} + \sqrt[3]{\frac{16E_1}{5n_0q_n} \left( \frac{16^3 E_1^2}{50n_0^8 q_n^2} + 1 - \sqrt{1 + \frac{16^3 E_1^2}{25n_0^8 q_n^2}} \right)} + \frac{32E_1}{5n_0^3 q_n} \quad (3)$$

Друге і третє рішення являють собою комплексні числа і тому не розглядаються.

Якщо  $q_n = 20 \text{ кН/м} = 0,002 \text{ кН/см}$ , то згідно з формулами (2) і (3)

$$lt = 106,76 > Lt = 104,39;$$

$$\text{відсоток перевищення } \frac{lt - Lt}{lt} 100\% = 2,22\% .$$

Це означає, що при використанні точного граничного відношення за формулою (3) і фіксованому прольоті настилу  $\mathbf{l}$ , його товщина  $\mathbf{t}$  може бути зменшена на 2,22%.

Графіки залежності  $lt$ ,  $Lt$  і  $\frac{lt - Lt}{lt} 100\%$  від  $q_n$  (в кН/см) наведені на рис.1. З них випливає, що при  $q_n > 14 \text{ кН/м} = 0,0014 \text{ кН/см}$ ,  $lt - Lt > 0$  і відсоток  $\frac{lt - Lt}{lt} 100\% > 0$ . Це відкриває можливість зменшення  $\mathbf{t}$  при фіксованому  $\mathbf{l}$ , якщо використовувати формулу (3).

Якщо  $q_n < 14 \text{ кН/м} = 0,0014 \text{ кН/см}$ , то  $lt < Lt$ . Це означає, що використання приблизної формули (2) може привести к тому, що значення  $t$  виявиться менше за потрібне і граничний стан наступить при навантаженні, меншому за  $q_n$ .

В цілому, проведені дослідження показали, що при використанні точного граничного відношення прольоту сталевго настилу балочної клітки I до його товщини  $t$  може бути досягнутий певний економічний ефект за рахунок економії сталі.

### Список використаних джерел

1. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников и др.; Под. общ. ред. Е.И. Беленя. 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с., ил.
2. Г. Корн, Т. Корн. Справочник по математике для научных работников и инженеров. - М.: Наука, 1973, 832 стр. с илл.

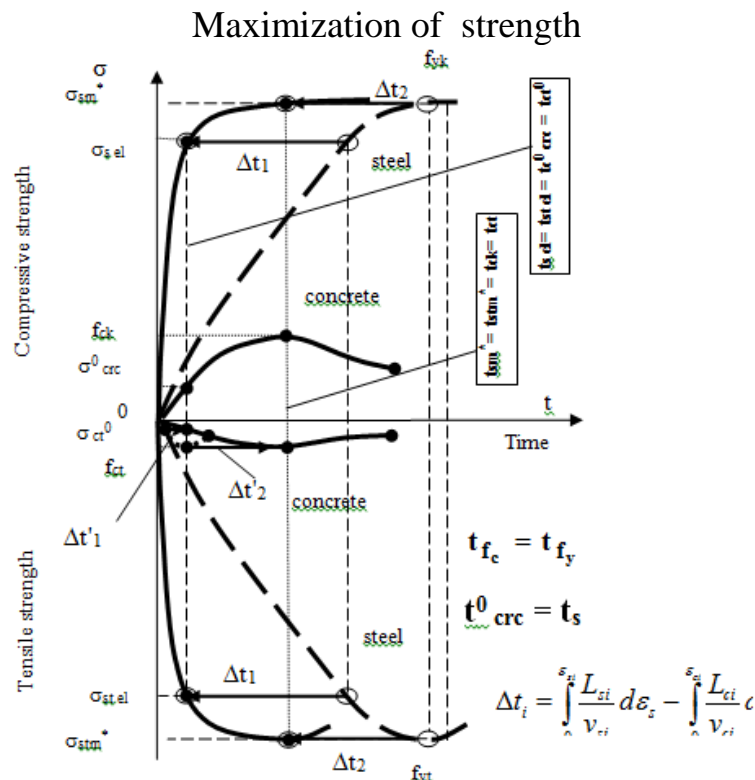
УДК 624.01

## Features of External Regulated Prestressing

*Mechyslav Chekanovych*

*Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна*

Traditional prestressing of reinforced concrete structures of segmental bridge spans does not always rationally utilize compression [Walraven (1998)]. High prestressing may cause overloads even before the exploitation of such structures.



To increase the efficiency of the compression force utilization in concrete, man-made stress regulation in steel is proposed. Concrete compression by steel stress goes ahead of an increase in loads (*Fig.2-1*). Intensity of steel strains is higher than that of concrete. It partially or completely prevents cracking in the structure. Due to external placing of high strength steel and application of regulation devices, an intensive increase in compression of the structure at external loads is ensured (*Fig.2-1, 2-3*).

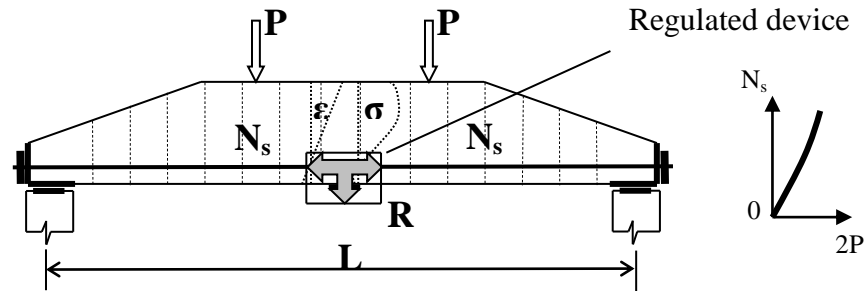


Fig. 2 Self-regulated beam

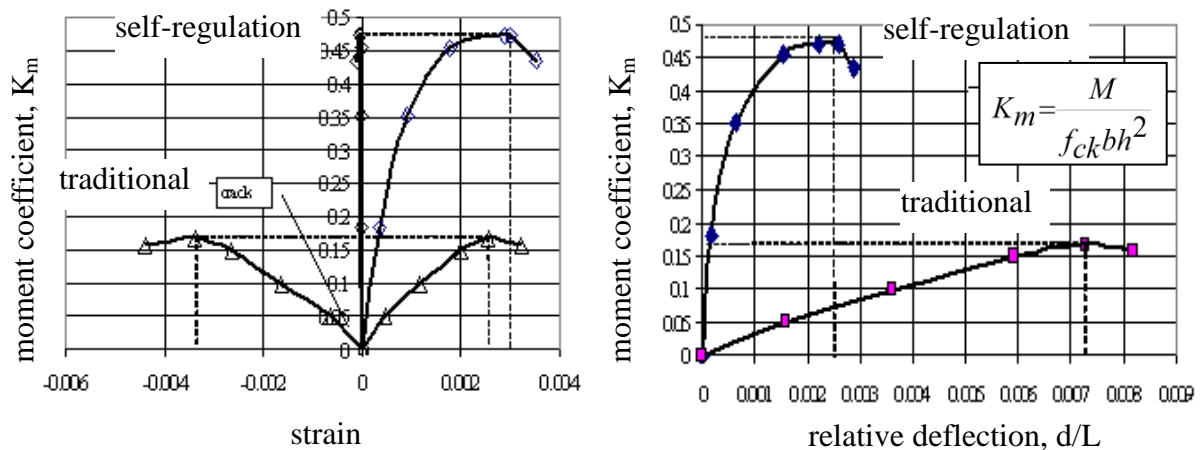


Fig. 3 Testing results

The greater the loads are the higher the intensity of compression increase is. At no-load a reverse process takes place, and the span is unloaded but preserves minimum stress. As a result of stress regulation of steel, synchronous revelation of steel and concrete strength is achieved. Under experimental failure loads, beams without any normal cracking in the middle have been made. The structure operates with its full cross section not damaged by cracks. The regulation devices developed are placed in the span or on the piers of the beam.

The proposed structures with externally placed steel tendons are self-regulated as they use for their compression only the energy of external loading. Thanks to full utilization of concrete and steel tendons strength an almost two times increase in the beam strength was obtained.

## References

- [1] Walraven J. : Challenges for new materials in concrete structures. Proceedings of the XIII-th FIP Congress on Challenges for concrete in the Next Millennium, 23-29 May 1998, Amsterdam, vol. 1, pp.3-8

**УДК 620.168****Вогнезахист зовнішнього армування  
та методи визначення межі вогнестійкості металоконструкцій**

*Чеканович М.Г., к.т.н, проф., Романенко С.М., ст. викладач,  
ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва м. Херсон*

Закон України «Про пожежну безпеку» [1] визначає, що всі будівлі і споруди, що вводяться в експлуатацію після завершення будівництва та реконструкції, повинні відповідати вимогам пожежної безпеки. До нормативних актів, які регулюють загальні положення щодо забезпечення пожежної безпеки об'єктів будівництва відноситься ДБН В.1.1-7-2002 «Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва»[2], які встановлюють пожежно-технічну класифікацію будівельних матеріалів, конструкцій і т.п..

Основні положення і послідовність процедури вогнезахисту сталевих конструкцій найбільш повно викладені в правилах з вогнезахисту [3], які містять основні вимоги щодо виконання робіт з вогнезахисної обробки будівельних конструкцій, способи виконання робіт, умови експлуатації та утримання вогнезахисного покриття.

«Пожежна безпека будівельних виробів і будівельних об'єктів» - це основна вимога яка визначена в «Технічному регламенті» [4] і ДБН В.1.2-7:2008 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Пожежна безпека»[5].

Межа вогнестійкості несучих конструкцій визначається шляхом вогневих випробувань. Державними стандартами [6-9] встановлено методи випробувань будівельних конструкцій і виробів на вогнестійкість в яких враховані вимоги та рекомендації Міжнародного стандарту [10], Європейського стандарту [11,14-16], а також стандартів Німеччини [12] та Польщі [11]. Мета методу випробування несучих конструкцій полягає у визначенні часу від початку теплового впливу за стандартним температурним режимом до настання одного з граничних станів конструкції з вогнестійкості.

Методи випробувань і розрахунків вогнестійкості конструкцій залежить від вибору можливих розрахункових сценаріїв пожежі (стандартний, пожежний, вуглеводородний) згідно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 [17] і температури навколишнього середовища.

Практично при нагріванні більше 500 - 600К сталеві конструкції втрачають несучу здатність, а при температурі 700 – 800К обвалення під власною вагою. В якості основної критичної (проектної) температури згідно ДСТУ Б В.1.1-4-98\* "Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги" прийнята температура 500К. На даний час ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 вводить диференційний підхід до визначення критичної температури. На рис. 1 показані залежності коефіцієнтів зниження міцності стали від температури, які наведені в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 "Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій.

Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість "[18].

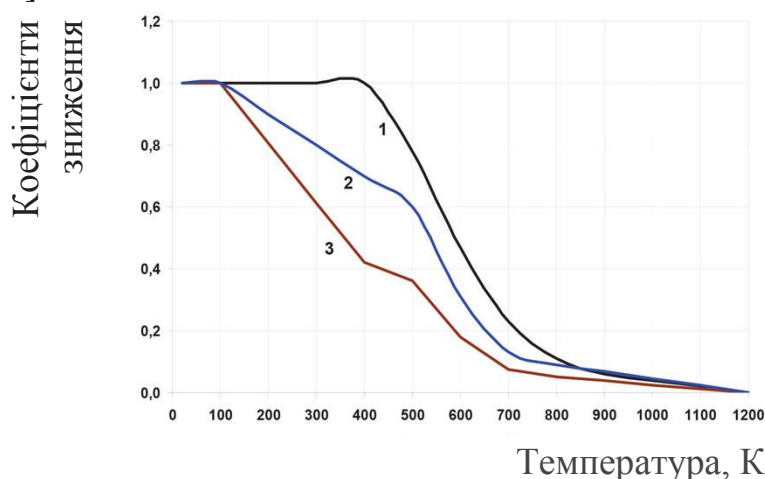


Рис. 1 Зниження міцності при нагріванні: 1 - коефіцієнт зниження межі текучості; 2- коефіцієнт зниження межі пропорційності; 3- коефіцієнт зниження межі модуля пружності

Так, самонесучі і недовантажені сталеві конструкції можуть зберігати свою несучу здатність і при температурі 650К, несуча здатність нормально навантажених конструкцій (з нормативним коефіцієнтом запасу) зберігається при 500 - 550К, перевантажені конструкції можуть втрачати несучу здатність вже при 400 - 450К. Наприклад, в Європі, Китаї та США значення критичної температури становить 530-810К, в Японії не перевищує 400К, в Англії прийнято дві критичні температури 500К і 620К.

Критична температура металоконструкцій залежить і від типу використовуваної марки сталі при нормативній експлуатаційному навантаженні [18-20].

Вогнестійкість сталевий незахищеною конструкції залежить від її наведеної товщини (див. Рис. 2). Наведена товщина визначається відношенням площі поперечного перерізу конструкції до її обігрівається периметру. Реально в будівництві застосовуються конструкції з наведеною товщиною не більше 24 мм.

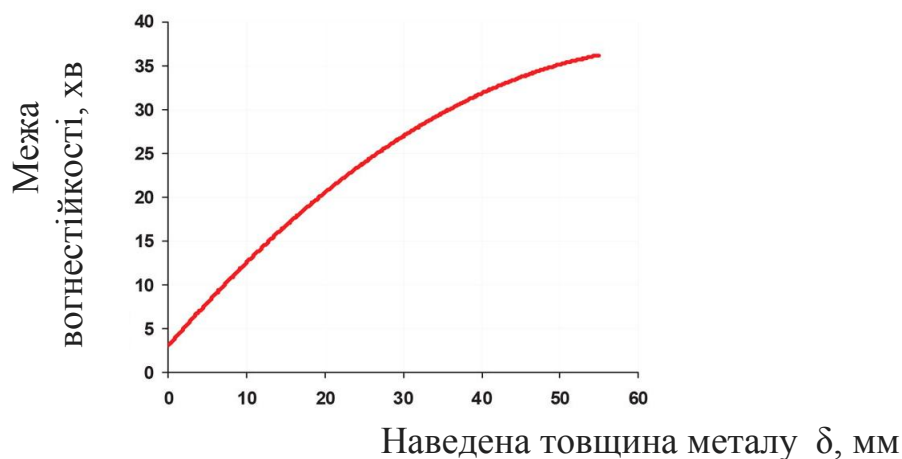


Рис. 2 Залежність межі вогнестійкості незахищеною сталевій конструкції від її наведеної товщини δ

Будівельні вироби повинні проектуватися та зводиться так, щоб у разі виникнення пожежі вони могли зберігати несучу здатність протягом певного проміжку часу, а також чинити опір поширенню вогню.

Показником вогнестійкості є межа вогнестійкості конструкцій, який визначається в умовах стандартних випробувань і часом від початку вогневого впливу до настання одного з граничних станів конструкції:

- втрата несучої здатності (R);
- втрата цілісності (E);
- втрата теплоізолюючої здатності.

Сталеві несучі конструкції по вогнестійкості поділяються на класи R15, R30, R45, R60, R90, R120, R150, R180. Літерне позначення R означає граничний стан конструкції за втратою несучої здатності. Цифрове позначення - межа вогнестійкості, що визначається в хвилинах від початку вогневого впливу за стандартним температурним режимом до досягнення критичної температури металу (для сталевих конструкцій).

Загальні вимоги до класів (меж) вогнестійкості будівельних конструкцій наведені в ДБН В.1.1-7-2016 "Загальні вимоги. Пожежна безпека об'єктів будівництва". Для сталевих конструкцій ці вимоги можна представити у вигляді таблиці 1.

Таблиця 1

Ступінь вогнестійкості будинку	Мінімальні класи вогнестійкості сталевих конструкцій	Назва розділу	Назва розділу	Назва розділу
	Колони	Сталеві несучі конструкції сходових площадок і маршів	Сталеві несучі конструкції перекриттів	Балки, ферми, арки, рами покриттів
I	R150	R60	R60	R30
II	R120	R60	R45	R30
III	R120	R60	R45	не нормується
IIIa	R15	R15	R15	R15
IVa	R15	R15	R15	R15
V	не нормується			

З неї видно, що в будівлях і спорудах I - III ступеня вогнестійкості застосування незахищених сталевих конструкцій неможливо. У разі, коли нормативний клас вогнестійкості конструкції становить R15 (RE 15, REI 15), допускається застосування незахищених сталевих конструкцій не залежно від їх фактичної межі вогнестійкості (п. 4.40 ДБН В.1.1-7-2016)

Тому в будівлях ступеня вогнестійкості IIIa, IVa і V, сталеві конструкції можуть застосовуватися без вогнезахисту, за винятком випадків обумовлених в нормативній документації.

Для забезпечення нормативної межі вогнестійкості посиленних зовнішнім армуванням конструкцій застосовуються:

- нанесення на їх поверхню вогнезахисних покриттів і облицювань;
- застосування вогнезахисних екранів.

При реставраційних роботах та реконструкції будівель і споруд поширені спосіб вогнезахисту конструкцій обетонуванням, облицюванням цеглою та теплоізоляційними плитами. Для облицювання застосовують різні плити і листові вироби, керамічні кам'яні вироби, блоки, вогнезахисні штукатурки (суха будівельна суміш).

При вогнезахисному облицюванні матеріалами, які містять природну і хімічно з'єднуючу воду (гіпсокартон, штукатурки), сталева конструкція за кілька хвилин нагрівається до температури 100К і тримається певний час.

Вогнестійкість сталевій конструкції, яка облицювана мінераловатними плитами, може бути підвищена не тільки збільшенням захисного шару, а й за рахунок застосування плит з більшою щільністю. Нагрівання конструкцій з такою облицюванням йде монотонно. За рахунок застосування облицювання можна отримати значні межі вогнестійкості сталевих конструкцій до 180 хвилин і вище.

Вогнезахисні облицювання застосовуються, коли необхідно отримати межа вогнестійкості більше 60 хв (див. таблицю 1). Оцінка ефективності вогнезахисних облицювань проводиться в основному відповідно до ДСТУ Б В.1.1-13:2007 "Захист від пожежі. Балки. Метод випробувань на вогнестійкість "(EN 1365-3:1999, NEQ) і ДСТУ Б В.1.1-14:2007" Захист від пожежі. Колони. Метод випробувань на вогнестійкість "(EN 1365-4:1999, NEQ).

На жаль, ці стандарти не завжди дозволяють за отриманими під час випробувань результатами будувати інтерполяційні залежності для різних значень наведених товщини металу, товщини облицювання й критичних температур. Для захисту несучих сталевих конструкцій міжповерхових перекриттів можуть застосовуватися вогнезахисні підвісні стелі, які виготовляються за допомогою плитних матеріалів.

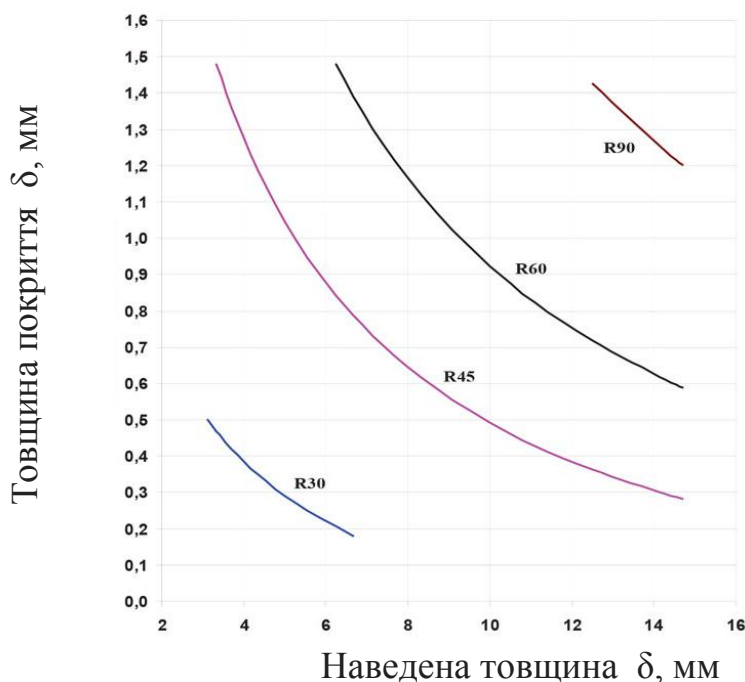
Фактично підвісні стелі це - горизонтальна підвісна облицювання. Випробування вогнезахисних підвісних стель проводяться відповідно до ДСТУ Б В.1.1-9:2003 "Захист від пожежі. Підвісна стеля. Метод випробувань на вогнестійкість "(EN 1364-2:1999, NEQ).

Незважаючи на те, що за рахунок вогнезахисних облицювань можна істотно підвищити вогнестійкість металевих конструкцій, застосування їх не завжди можливо і доцільно через їх високу вартість і маси, наприклад, для вогнезахисту конструкцій з невеликим межею вогнестійкості.

Для вогнезахисту сталевих несучих конструкцій, нормований межа вогнестійкості яких не перевищує 60 хвилин, раціонально застосування вогнезахисних фарб (покриттів), які терморозширюються (спучуються).

Вогнестійкість конструкцій з вогнезахисним спучуючи покриттям більше залежить від наведеної товщини конструкції, на відміну від конструкцій з вогнезахисної облицюванням. Це пов'язано з тим, що теплоємність металу конструкції і облицювання величини одного порядку, а теплоємність спучуючого тонкого покриття суттєво менше.

Оцінка вогнезахисної здатності спучуються покриттів, як і облицювань, може бути проведена відповідно до ДСТУ Б В.1.117:2007 "Захист від пожежі. Вогнезахисні покриття для будівельних металевих конструкцій. Метод визначення вогнезахисної здатності "(ENV 13381-4:2002, NEQ). На рис. 7 наведено графічне представлення фрагмента такої залежності для конкретного спучуються покриття при критичній температурі 500К.



*Рис. 3 Характерні залежності товщини спучуючого покриття і наведеної товщини металу для різних значень вогнестійкості при проектній (критичній) температурі 500К*

Інтумесцентні покриття містить в своєму складі комплекс хімічних речовин, які в процесі термічних перетворень супроводжується комплексом ендотермічних хімічних реакцій, можуть виділяти продукти термолізу та горіння, що чинить негативний вплив під час пожежі на організм людини і навколишнє середовище [21].

Перевагою цих покриттів є мінімальна товщина, вагове навантаження на конструкції, технологічність робіт по вогнезахисту, ремонтпридатності, вібростійкість та добрі декоративні властивості.

**Висновки.** Будівельні матеріали та вироби, які застосовуються в різних будівельних роботах, повинні відповідати стандартам та Директивам ЄС [22-27].

Міжнародний досвід свідчить про те, що необхідним інструментом який гарантує відповідність якості продукції вимогам нормативно-технічної документації (НТД) є сертифікація - підтвердження відповідності продукції певним вимогам, конкретним стандартам або технічним умовам.

За даними Державного центру сертифікації ДСНС України на даний момент в Україні сертифіковані 19 вогнезахисних матеріалів для сталевих,



залізобетонних конструкцій, які відносяться до гнучкої (мати) та жорсткої (плити) конструкційного вогнезахисту.

Тому вибір захисного покриття для кожного випадку повинен проводитися окремо, в залежності від характеру агресивного середовища і матеріалу, що покривається.

#### **Список використаних джерел**

[1] Закон України «Про пожежну безпеку» ( із змінами і доповненнями). Постанова Верховної Ради України №3747-ХІІ від 17.12.1993

[2] ДБН В.1.1.7-2016 «Загальні вимоги. Пожежна безпека об'єктів будівництва». – Київ: Мінрегіонбуд та житлво-комунального господарства України, 2017

[3] НАПБ Б.01.012-2007 «Правила з вогнезахисту» наказ МНС України №460 від 2.07.2007

[4] «Технічний регламент будівельних виробів, будівель і споруд» (із змінами і доповненнями). Постанова Кабінету Міністрів України №543-2010-п від 30.06.2010

[5] ДБН В.1.2-7:2008 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.- 3 с.

[6]ДСТУ Б В.1.1-4-98 Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги.- Київ: Держбуд України, 1999

[7] ДСТУ Б В.1.1-14:2007 «Захист від пожежі. Колони. Метод випробування на вогнестійкість»

[8] ДСТУ Б В. 1.1-13:2007(EN 1365-3:1999, NEQ) Балки. Метод випробування на вогнестійкість. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2007.- 13-14 с.

[9]ДСТУ Б В.1.1-17:2007 «Вогнезахисні покриття для будівельних несучих металевих конструкцій. Метод визначення вогнезахисної здатності».

[10] ISO 834-1:1999: Fire-resistance tests-Elements of building construction-Part 1: General requirements

[11] EN 1363-1: Fire Resistance Test-Part 1: General Requirement

[12] DIN 4102:1998: Reaction to fire tests Part 1, B2: Ignitability of building products subjected to direct impingement of flame

[13] PN -B- 02851-1:1997: Fire protection of buildings- Method of test for fire resistance of elements of building construction-General requirements and classification

[14] EN 1365-3: 1999: Fire resistance tests for load bearing elements Part 3: Beams

[15] EN 1365-4: 1999: Fire resistance tests for load bearing elements Part 4: Columns

[16] EN 1365-2: 1999: Fire resistance tests for load bearing elements Part 2: Floors and roofs

[17] ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 «Еврокод 1. Действия на конструкции. Общие действия. Действия на конструкции во время пожара»

[18] ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Общие правила и правила для сооружений»

[19] В.М. Ройтман. «Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий».- М.: -2001.- 382 с.

[20] J. Milke, V. Kodur, C. Marrion. «Overview of Fire. Protection in Buildings», [http://www.fema.gov/pdf/library/fema403\\_apa.pdf](http://www.fema.gov/pdf/library/fema403_apa.pdf)

[21] С. Селиванов. Пожар и его влияние на жизнедеятельность человека.- Бюлетень пожежної безпеки. - 2002. - №6. - с.2

[22] Закон україн «Про стандартизацію» Відомості Верховної Ради (ВВР), 2014, № 31, ст.1058 (Із змінами, внесеними згідно із Законом [№ 124-VIII від 15.01.2015](#), ВВР, 2015, № 14, ст.96)

[23]Декрет Кабінета Міністрів України "Про стандартизацію і сертифікацію". Відомості Верховної Ради України (ВВР), 1993, N 27, ст.289

[24] 99/454/ЕС - Решение Комиссии от 22 июня 1999 года о порядке подтверждающих соответствие строительной продукции в соответствии со статьей 20 (2) Директивы Совета 89/106/ЕЕС в отношении пожара остановки, огонь уплотнений и огнезащитных продуктов (уведомления под номером документа С (1999) 1481) (текст имеет отношение к ЕЭЗ);

[25] 99/469/ЕС - Решение Комиссии от 25 июня 1999 года о порядке подтверждающих соответствие строительной продукции в соответствии со статьей 20 (2) Директивы Совета 89/106/ЕЕС в отношении продуктов, связанных с бетона, строительного раствора и раствора (уведомление в соответствии с номер документа С (1999) 1480) (текст имеет отношение к ЕЭЗ)

[26] 95/467/ЕС Решение Комиссии от 24 октября 1995 г, внедряющее Статью 20 (2) Директивы Совета 89/106/ЕЕС по строительной продукции

[27] Наказ «Про затвердження переліку продукції, що підлягає обов'язковій сертифікації в Україні» Державний комітет України з питань технічного регулювання та споживчої політики № 28 від. 01.02.2005 (Із змінами, внесеними згідно з Наказами Міністерства економічного розвитку і торгівлі )

## УДК 624.01

### **Саморегульована система на згинаних елементах.**

*Чеканович М.Г., к.т.н., професор; Андрієвська Я.П., інженер  
ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон*

Одним з істотних резервів розвитку будівництва в нашій країні є більш повне й ефективне використання будівельних матеріалів, створення нових економічних і довговічних конструкцій, а також розроблення способів посилення існуючих конструкцій при реконструкції діючих будівель та споруд. Залізобетонні балки являють собою клас несучих конструкцій, що згинаються, висока ефективність яких забезпечується раціональною схемою їх роботи.

Експериментальні дослідження несучої здатності та деформативності



в)

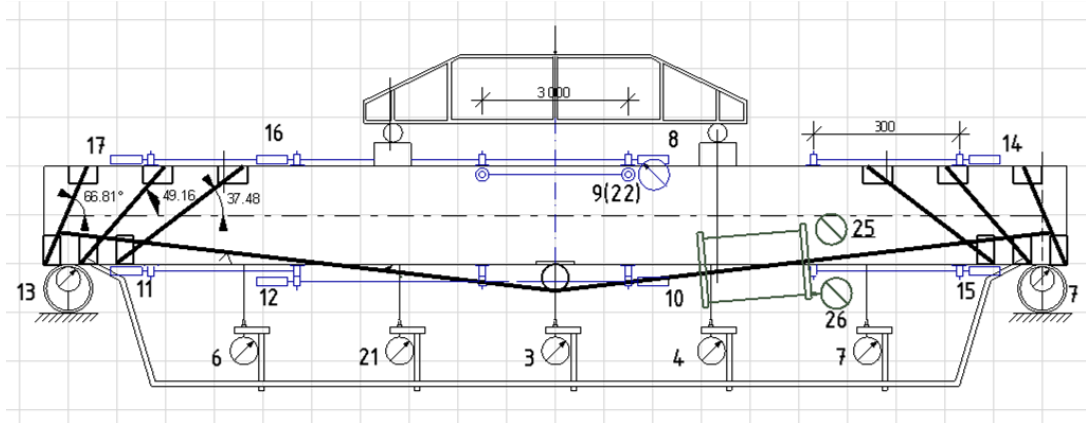


Рис. 1 – Схема випробування звичайних та підсилених, запропонованою системою балок з розміщенням індикаторів годинникового типу:  
а) зразок серії БО-II; б) зразок серії БПС-II; в) зразок серії БПС-III



Рис. 2 Загальний вигляд випробування БПС-III-1

Проведено порівняння звичайних балок БО-I-1 та балок підсилених БПС-II-1, БПС-III-1. Після проведених випробувань було встановлено, що звичайна балка витримала навантаження 14,374кН, в свою чергу підсилені балки витримали навантаження 17,844 кН та 25,62 кН, що в 1,24 та 1,78 рази більше ніж звичайна балка. БПС-III витримала у 1,43 рази більше ніж БПС-II. Зіставимо та порівняємо графіки роботи приладів на бетоні, арматурі та прогиномірів по центру балок, які були однаково встановлені, як на звичайній балці так і на підсилених. Дивись на рисунках 3-7

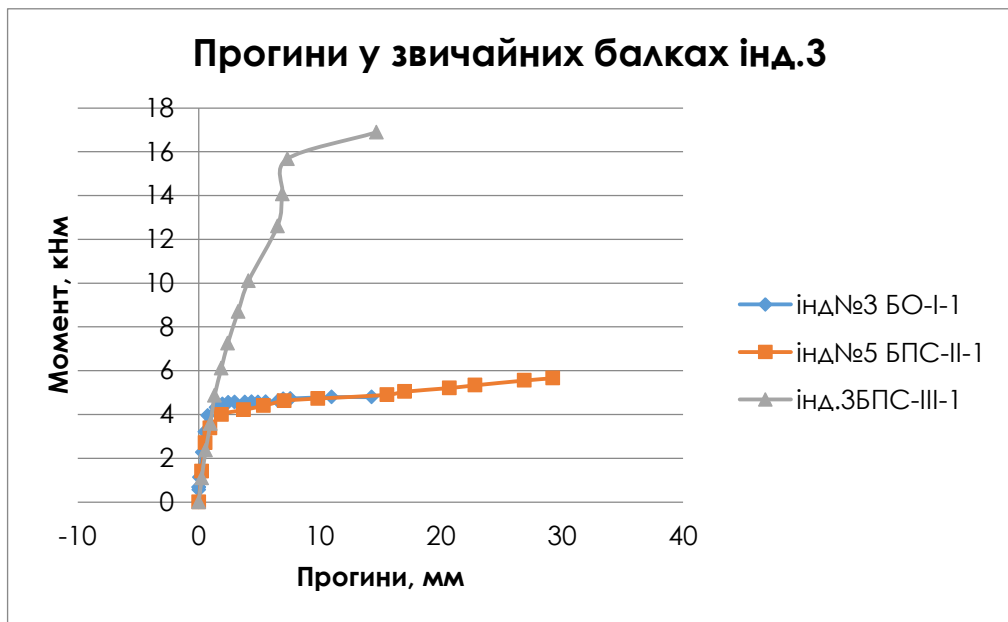


Рис. 3. Прогини по центру балок звичайної та звичайних зовнішньо підсилених

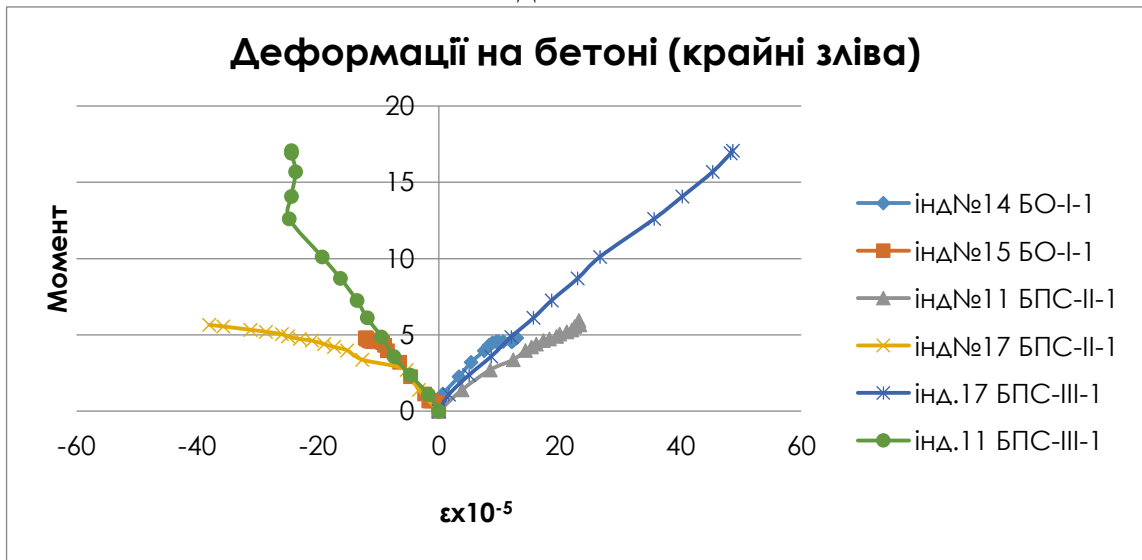


Рис. 4 Деформації на бетоні балок звичайної та звичайних зовнішньо підсилених

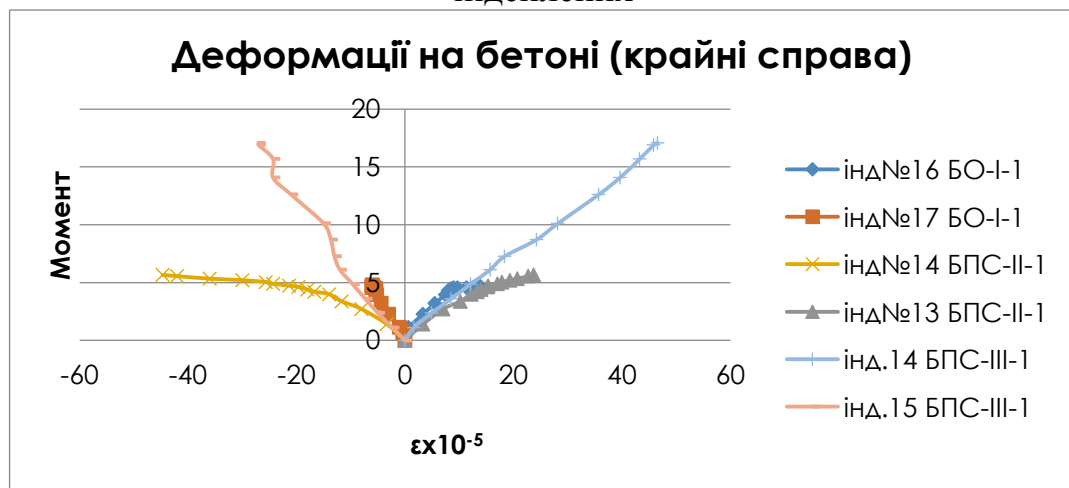


Рис. 5 Деформації на бетоні балок звичайної та звичайних зовнішньо підсилених

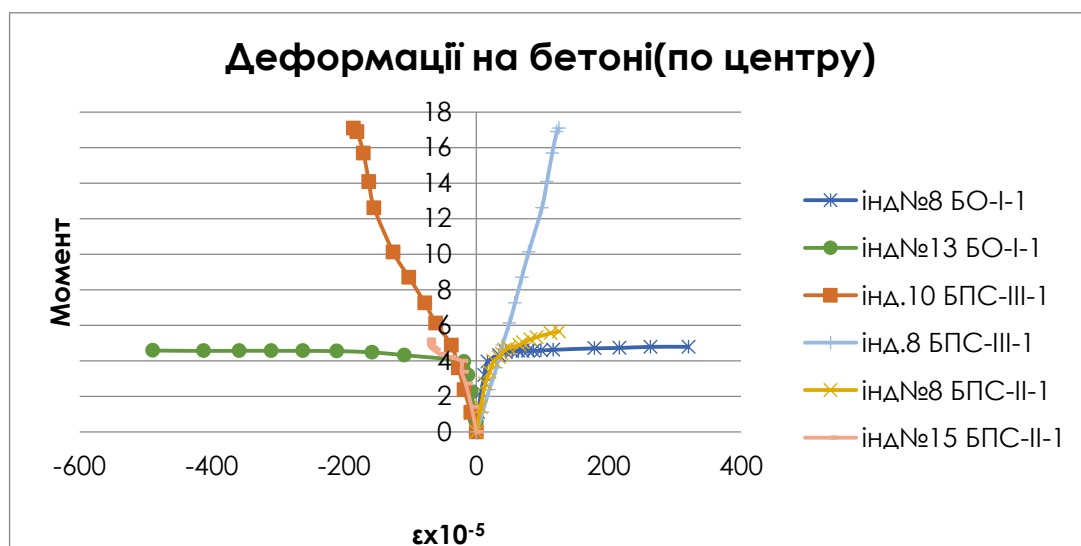


Рис. 6 Деформації на бетоні балок звичайної та звичайних зовнішньо підсилених

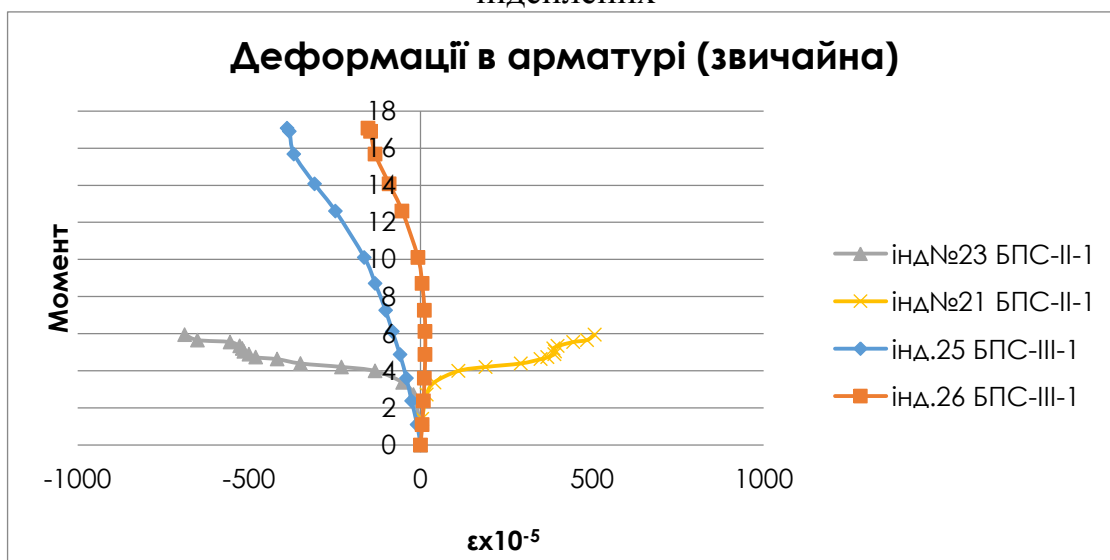


Рис. 7 Деформації на арматурі зовнішнього підсилення А400С діаметр 8мм

### Висновки

1. Для підсилених балок серії БПС-II, БПС-III було досягнуто підвищення несучої здатності у порівнянні з еталонним зразком балки серії БО-I. Максимальний згинальний момент для балки БО-I – 4,791кН·м, БПС-II – 5,94 кН·м та для БПС-III – 17,08 кН·м.

2. Теоретичні та експериментальні дослідження підтвердили доцільність підсилення залізобетонних балок зовнішньою системою підсилення.

### Список використаних джерел

1. Патент України № 99090 У, МПК Е04С3/20 Регульовано напружена балка Чекановича/ а2014 14006; опубл25.05.2015 бюл. №10
2. Гольшев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений/ А.Б. Гольшев, И.Н. Ткаченко. - К.: Логос, 2001. - 172 с.
3. Пат.50136 Україна, МПК Е04В1/00, Е04С5/08. Спосіб підсилення

залізобетонних конструкцій / О.Л. Шагін, В.О. Воблих, М.Ю.Ізбаш, Є.О.Гриневич, І.Я. Лучковський; Тов. з обмеженою відповідальністю «Інститут будівництва» інженерної академії України. - № 2001106966, заявл. 12.10.2001; опубл. 15.10.2002, бюл. №10, 2002 р.

## УДК 697.92

### Низькотемпературні теплоносії в будівництві

*Ковтун В.М., студент 3 курсу ФВГБЗ*

*ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон*

Теплоносій — речовина, що переносить теплоту від тіла нагрітого у більшій мірі до тіла менш нагрітого. Теплоносії застосовують у системах тепlopостачання, опалення, охолодження, вентиляції, сонячних колекторах, в сушильних та інших технологічних апаратах, ядерних реакторах. Основним пристроєм для переносу теплової енергії від джерела з низькою температурою до споживача з більш високою температурою є тепловий насос.

Концепція теплового насосу існувала в 1852 році, а вже в 1855 був спроектований перший тепловий насос. Але практичного застосування тепловий насос набув значно пізніше, а точніше у 40-х роках ХХ століття, коли винахідник-ентузіаст Роберт Вебер експериментував з морозильною камерою. Одного разу Вебер випадково доторкнувся до гарячої труби на виході камери і зрозумів, що тепло просто викидається назовні. Винахідник замислився над тим, як використати це тепло, — і вирішив помістити трубу в бойлер для підігріву води. У результаті Вебер забезпечив свою родину такою кількістю гарячої води, що її вони просто не могли використати, — і при цьому частина тепла потрапляла у повітря. Це наштовхнуло його на думку, що від одного джерела тепла можна підігрівати і воду, і повітря одночасно: Вебер удосконалив свій винахід і почав проганяти гарячу воду по спіралі і за допомогою невеликого вентилятора розповсюджувати тепло по будинку з метою його опалення.

Згодом саме у Вебера з'явилась ідея «викачувати» тепло із землі, де температура не надто змінювалась протягом року. Він помістив у ґрунт мідні труби, якими циркулював фреон, що «збирав» тепло землі. Газ конденсувався, віддаючи своє тепло у домі, та знов проходив через спіраль, щоб підібрати наступну порцію тепла. Повітря приводилося в рух за допомогою вентилятора і розповсюджувалось по будинку.

Принцип роботи теплового насоса заключається в тому, що холодоагент під високим тиском через капілярний отвір попадає у випаровувач, де за рахунок різкого зменшення тиску відбувається процес випару. При цьому холодоагент відбирає тепло у внутрішніх стінок випаровувача, а випаровувач у свою чергу відбирає тепло з земляного або водяного контуру, за рахунок чого він постійно охолоджується. Компресор

вбирає холодоагент із випаровувача, стискає його, за рахунок чого температура холодоагенту різко підвищується й виштовхує в конденсатор. У конденсаторі, нагрітий холодоагент віддає тепло (температура порядку 85-125 градусів Цельсія) опалювальному контуру й переходить у рідкий стан. Процес повторюється постійно. Коли температура в будинку досягає необхідного рівня, електричне коло розривається терморегулятором і тепловий насос перестає працювати. Коли температура в опалювальному контурі падає, терморегулятор знову запускає тепловий насос.

Залежно від принципу роботи теплові насоси поділяють на компресійні та абсорбційні. Компресійні теплові насоси завжди діють за допомогою електроенергії, в той час як абсорбційні теплові насоси можуть також працювати на теплі як джерелі енергії.

Залежно від джерела відбору тепла теплові насоси поділяються на:

1. Геотермальні (використовують тепло землі, наземних або підземних ґрунтових вод)

а) замкнутого типу:

— горизонтальні (Колектор розміщується кільцями або хвилясто у горизонтальних траншеях нижче глибини промерзання ґрунту. Цей спосіб є найбільш економічно ефективним для жилих об'єктів за умови відсутності дефіциту земельної площі під контур);

— вертикальні (Колектор розміщується вертикально у свердловини глибиною до 200 м. Цей спосіб застосовується у випадках, коли площа земельної ділянки не дозволяє розмістити контур горизонтально або є загроза пошкодження ландшафту);

— водні (Колектор розміщується хвилясто або кільцями у водойму (озеро, ставок, річку) нижче глибини промерзання. Це найдешевший варіант);

б) відкритого типу (Така система використовує як теплообмінну рідину воду, що циркулює безпосередньо через систему геотермального теплового насосу в рамках відкритого циклу, тобто вода після проходження системою повертається у землю. Цей варіант можливо реалізувати на практиці лише при наявності достатньої кількості відносно чистої води та за умови, що такий спосіб використання ґрунтових вод є дозволеним);

2. Повітряні (Джерелом відбору тепла є повітря);

3. Такі, що використовують вторинне тепло (наприклад, тепло трубопроводу центрального опалення);

4. Трасовий гідро-газодинамічний тепловий насос – пристрій з розподіленими параметрами, який переносить низькопотенційну теплову енергію з оточуючого середовища в цільовий трубопровідний контур.

Раніше тепловий насос використовувався в першу чергу для охолодження повітря. Система була здатна також забезпечити певну опалювальну потужність. Однак характеристики цього обладнання стрімко змінюються: зараз у багатьох країнах Європи теплові насоси використовуються в опаленні. Таке положення пов'язане з пошуком екологічних рішень: замість традиційного спалювання викопного палива -



використання альтернативних джерел енергії. Для масового споживача одним з найбільш бажаних варіантів використання нетрадиційних джерел енергії є використання низькопотенційного тепла за допомогою теплових насосів.

Успіх застосування теплових насосів залежить від двох чинників: звідки ви вирішите черпати низькотемпературне тепло, і як обігріватиметься ваш будинок (водою або повітрям). Справа в тому, що агрегат працює як база між двома тепловими контурами: одним, що нагріває, на вході (на стороні випарника) і іншим, опалювальним, на виході (конденсатор).

По виду теплоносія у вхідному і вихідному контурах насоси ділять на шість типів:

- грунт-вода
- вода-вода
- повітря-вода
- грунт-повітря
- вода-повітря
- повітря-повітря

Теплові насоси «грунт-вода»:

Грунт - це, мабуть, найбільш універсальне джерело розсіяного тепла. Він акумулює сонячну енергію і круглий рік підігріватиметься від земного ядра. При цьому він завжди "під ногами" і здатний віддавати тепло незалежно від погоди. Адже вже на глибині 5-7 м температура практично постійна протягом всього року. Необхідна енергія збирається теплообмінником, заглибленим у землю, і акумулюється в носії, який потім подається у випарник теплового насосу і повертається назад за новою порцією тепла. В якості такого переносника енергії використовують незамерзаючу, екологічно нешкідливу рідину (антифриз).

Теплові насоси "вода-вода":

Джерелом тепла можуть бути поверхневі (річки, озера) або ґрунтові води (свердловини). Самі насоси майже не відрізняються від тих, які працюють з антифризом. Але, завдяки більш високій температурі теплоносія, взимку ефективність застосування пристроїв типу "вода-вода" виявляється максимальною. Зі свердловиною складніше. Воду з неї свердловинним насосом подають прямо у випарник, а зливають у другу свердловину, віддалену від першої вниз за течією води в підземному шарі на 15-20 м.

Теплові насоси «повітря-вода»:

Являє собою одну із найуніверсальніших технологій. Самі насоси дешевші, і труби (з незмінними земляними роботами) не вимагаються. Недолік один, але істотний: з морозного повітря багато тепла не відбереш. Сійко, хоча і із зменшеною потужністю, ці пристрої працюють до  $-15^{\circ}\text{C}$ . Конструктивно пристрої типу "повітря-вода" виконуються двох компоновальними схемами: спліт і моно. У першому випадку установка складається з двох блоків, з'єднаних комунікаціями. Один, зовнішній, включає потужний вентилятор і випарник. Другий, внутрішній, містить конденсатор і автоматику і встановлюється в приміщенні. У моноблоках всі

елементи збираються в загальному корпусі і монтуються в будинку, а з вулицею з'єднуються гнучким воздуховодом.

До недоліків геотермальних теплових насосів, які використовуються для опалення, слід віднести велику вартість встановленого обладнання, необхідність складного і дорогого монтажу зовнішніх підземних або підводних теплообмінних контурів. Недоліком повітряних теплових насосів є більш низький коефіцієнт перетворення тепла, пов'язаний з низькою температурою кипіння холодоагенту в зовнішньому «повітряному» випарнику. Загальним недоліком теплових насосів є порівняно низька температура води, що нагрівається.

А неодмінними перевагами теплових насосів є:

- Екологічність. Тепловий насос не тільки заощаджує гроші, але й береже здоров'я власникам будинку. Прилад не спалює паливо, виходить, не утворюються шкідливі окиси. Тому навколо будинку на ґрунті немає слідів сірчаної, азотистої, фосфорної кислот і бензолних з'єднань.

- Економічність. Тепловий насос використовує електричну енергію значно ефективніше будь-яких котлів, які спалюють паливо. Коефіцієнт ефективності теплових насосів значно більше одиниці.

- Безпека. Теплові насоси вибухово- і пожежобезпечні. У процесі опалення відсутні небезпечні гази, відкритий вогонь або шкідливі суміші. Деталі теплонасоса не нагріваються до високих температур, здатних стати причиною пожежі. Зупинка теплового насоса не приведе до його поломки, ним можна сміло користуватися після тривалого простою.

- Універсальність. Теплові насоси, обладнані реверсивним клапаном, працюють як на опалення, так і на охолодження. Теплонасос може відбирати тепло з повітря будинку, прохолоджуючи його;

- Широкий спектр застосування. На нашій планеті існує безліч розсіяного тепла. Земля й повітря є скрізь, також більшість людей не мають проблем з водою. Саме вони містять в собі теплову енергію, отриману від сонця. Теплові насоси незалежно від погодних умов, падіння тиску в газовій трубі зберуть це тепло для вас. Усе що потрібно для цього — електрична енергія.

### **Список використаних джерел**

1. Зысин В. А. Отопительные установки с тепловым насосом. Работы ЦКТИ. Кн. 4, вып. 1 - М.- Л.: Машгнз, 1947, с. 31 – 39.
2. Гомелаури В. И., Везиришвили О. Ш. Опыт разработки и применения теплонасосных установок - Теплоэнергетика, - 4, 1978, с. 22 - 25.
3. Янтовский Е. И., Пустовалов Ю. В., Янков В. С. Теплонасосные станции в энергетике. - Теплоэнергетика, - 4, 1978, с. 13 - 19.

## УДК 624.011.1

### Удосконалення методики підбору перерізу центрально-стиснутого дерев'яного стержня кільцевого профілю

Новікова С. М., старший викладач,  
ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон

В сучасному будівництві застосовуються конструкції, елементи яких працюють на осьове стискання. Такими можна назвати дерев'яні ферми та наскрізні рами.

За названого характеру роботи елементів найбільш економними щодо витрат деревини є профілі, у яких матеріал по можливості найбільш віддалено розташований від центру тяжіння перерізу, - кільцеві. За технологічними особливостями виготовлення це елементи з фанерних труб. Згідно з даних [1, с. 197] конструкції з такими елементами перебувають у стадії дослідження, експериментального проектування і будівництва.

Підбір поперечного перерізу центрально-стиснутого кільцевого стержня з фанери виконують, виходячи із забезпечення:

- 1) стійкості
- 2) мінімізації витрат деревини

Умова стійкості за [3] має вигляд

$$\frac{N_d}{k_c \cdot A_{br}} \leq f_{c,0,d} \quad (1)$$

де:  $N_d$  – розрахункова поздовжня стискаюча сила,

$f_{c,0,d}$  – розрахункове значення міцності при стиску вздовж волокон  
(для фанери – зовнішніх шпонів)

$A_{br}$  – площа поперечного перерізу бруто

$k_c$  – коефіцієнт поздовжнього згинання

Значення площі перерізу розраховується таким чином

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot (d_3^2 - d_b^2) = \frac{\pi}{4} (d_3 - d_b) \cdot (d_3 + d_b), \quad (2)$$

де:  $d_3$  – зовнішній діаметр фанерної труби,

$d_b$  – внутрішній діаметр труби.

Товщина стінки

$$t = \frac{d_3 - d_b}{2} \quad (3)$$

Середній діаметр кільця

$$d = d_b + 2 \frac{t}{2} = d_b + t = d_b + \frac{d_3 - d_b}{2} = \frac{2d_b + d_3 - d_b}{2} = \frac{d_b + d_3}{2} \quad (4)$$

Тоді площа перерізу

$$A_{br} = \frac{\pi}{4} \cdot (d_3 - d_B) \cdot (d_3 + d_B) = \frac{\pi}{4} \cdot 2t \cdot 2d = \pi \cdot d \cdot t \quad (5)$$

Коефіцієнт поздовжнього згинання, згідно з нормами [3] визначається таким чином

$$k_c = 1 - a \cdot \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 \quad \text{при } \lambda \leq 70$$

$$k_c = \frac{A_0}{\lambda^2} \quad \text{при } \lambda > 70 \quad (6)$$

де:  $\lambda$  – гнучкість стержня,  
 $A_0 = 2500$ ,  $a = 1$  – для фанери

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} \quad (7)$$

де:  $i$  – радіус інерції поперечного перерізу стержня

$$i = \sqrt{\frac{J}{A}} \quad (7a)$$

де:  $J$  – осьовий момент інерції поперечного перерізу стержня

$$J = \frac{\pi}{64} \cdot (d_3^4 - d_B^4) = \frac{\pi}{64} \cdot (d_3^2 - d_B^2) \cdot (d_3^2 + d_B^2) \quad (8)$$

$$i = \sqrt{\frac{\pi \cdot (d_3^2 - d_B^2) \cdot (d_3^2 + d_B^2)}{64 \cdot \frac{\pi}{4} (d_3^2 - d_B^2)}} = \frac{1}{4} \sqrt{d_3^2 + d_B^2} \quad (9)$$

$$d_3 = d + 2 \frac{t}{2}, \quad d_B = d - 2 \frac{t}{2} \quad (10)$$

$$i = \frac{1}{4} \sqrt{(d+t)^2 + (d-t)^2} = \frac{1}{4} \sqrt{d^2 + 2dt + t^2 + d^2 - 2dt + t^2} = \frac{1}{4} \sqrt{2d^2 + 2t^2}$$

$$\text{тобто: } i = \frac{\sqrt{2}}{4} \sqrt{d^2 + t^2} \quad (11)$$

Оскільки  $d^2 \gg t^2$ , наближено можна прийняти

$$i = \frac{\sqrt{2}}{4} \sqrt{d^2 + t^2} \approx 0,35d \quad (12)$$

Підбір розмірів  $d$  і  $t$  поперечного перерізу треба виконувати виходячи з рівності лівої і правої частини умови стійкості (1),

$$\frac{N_d}{k_c \cdot A_{br}} \leq f_{c,0,d}, \quad \text{або} \quad N_d = k_c A_{br} f_{c,0,d} = N_u \quad (12a)$$

де:  $N_u$  – несуча здатність стержня, виражена через граничну поздовжню силу.

Величини  $k_c$  і  $A_{br}$  залежать від розмірів  $d$  і  $t$  і можуть бути представлені як функції

$$k_{c(d,t)} \text{ і } A_{br(d,t)}$$

Тоді рівняння (12а) можна записати у вигляді

$$N_d = k_{c(d,t)} \cdot A_{br(d,t)} \cdot f_{c,0,d} \quad (12б)$$

Це рівняння містить два невідомих “ $d$ ” і “ $t$ ” і тому має нескінчену кількість рішень. З них необхідно вибрати таке, що відповідає мінімуму витрат матеріалу.

З’ясуємо, як треба задатися середнім діаметром  $d$ , щоб при заданій за значенням силі  $N_d$  витрати деревини були мінімальними. Витрати деревини пропорційні площі поперечного перерізу стержня  $A_{br(d,t)}$ . Отже мінімуму витрат відповідає мінімум площі  $A_{br(d,t)}$ .

З рівняння (12а)

$$\downarrow A_{br} = \frac{N_d}{\uparrow k_c f_{c,0,d}} \quad (13)$$

і з формул (7) і (12)

$$\downarrow \lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{l_{ef}}{0,35d \uparrow} \quad (14)$$

видно, що при збільшенні  $d$ :

- 1)  $\lambda$  – зменшується (див. формулу 14)
- 2)  $k_c$  – збільшується (див. формулу 6)
- 3)  $A_{br}$  – зменшується
- 4) витрати деревини – зменшуються.

З іншого боку, при збільшенні  $d$  і зменшенні  $A$  товщина стінки

$$\downarrow t = \frac{A_{br} \downarrow}{\pi \cdot d \uparrow} - \text{зменшується,}$$

а відношення  $\frac{d \uparrow}{t \downarrow}$  - збільшується.

Якщо воно буде занадто великим ( $> 15$ ), може стати незабезпеченою місцева стійкість стінки. Тому, з метою економії деревини, діаметр можна збільшувати до тих пір, доки відношення  $d/t$  не перевищить граничне значення. З цього випливає, що оптимальні розміри перерізу відповідають рівності

$$\frac{d}{t} = \left( \frac{d}{t} \right)_q \quad (15)$$

де:  $\left( \frac{d}{t} \right)_q \approx 15$  - граничне відношення середнього діаметру до товщини стінки.

Таким чином, щоб підібрати розміри  $d$  і  $t$  виходячи із забезпечення стійкості стержня і мінімуму витрат деревини треба розв'язати таку систему рівнянь:

$$\frac{N_d}{k_{c(d,t)} A_{br(d,t)}} = f_{c,0,d}; \quad (16)$$

$$\frac{d}{t} = \left( \frac{d}{t} \right)_q = k; \quad k = \text{const} \quad (17)$$

$$k_{c(d,t)} = 1 - a \left[ \frac{\lambda_{(d,t)}}{100} \right]^2; \quad \text{якщо } \lambda_{(d,t)} \leq 70$$

$$k_{c(d,t)} = \frac{A_0}{\lambda_{(d,t)}^2}; \quad \text{якщо } \lambda_{(d,t)} > 70$$

В наведених рівняннях:

$k_{c(d,t)}$  і  $A_{br(d,t)}$  - функції розмірів поперечного перерізу,

$A_{br(d,t)} = \pi \cdot d \cdot t$  (див. (5))

$$\lambda_{(d,t)} = \frac{l_{ef}}{i_{(d,t)}}; \quad i_{(d,t)} = \frac{\sqrt{2}}{4} \sqrt{d^2 + t^2} \quad (\text{див. (6),(14),(11)})$$

Система двох рівнянь (16) і (17) з двома невідомими  $d$  і  $t$  має одне рішення.

Розглянемо алгебраїчне розв'язання системи рівнянь (16) і (17)

Випадок 1:  $\lambda > 70$ ,

$$k_c = \frac{A_0}{\lambda^2} = A_0 \frac{i^2}{l_{ef}^2} = \frac{A_0}{l_{ef}^2} \cdot \frac{2}{16} (d^2 + t^2)$$

$$\begin{cases} N_d = k_c \cdot A_{br} \cdot f_{c,0,d} = \frac{A_0}{l_{ef}^2} \frac{1}{8} (d^2 + t^2) \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_{c,0,d} \\ \frac{d}{t} = k = \text{const} \end{cases} \quad (21)$$

$$t = \frac{d}{k}$$

$$N = \frac{A_0}{8l_{ef}^2} \cdot \pi \cdot f_{c,0,d} (d^2 + t^2) \cdot d \cdot t = \frac{A_0}{8l_{ef}^2} \pi \cdot f_{c,0,d} \left( d^2 + \frac{d^2}{k^2} \right) \cdot d \frac{d}{k} = d^4$$

$$\left[ \frac{\pi \cdot A_0 \cdot f_{c,0,d}}{8l_{ef}^2} \cdot \frac{1}{k} \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right) \right],$$

$$\text{тут} \quad \left[ \frac{\pi \cdot A_0 \cdot f_{c,0,d}}{8l_{ef}^2} \cdot \frac{1}{k} \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right) \right] = C = \text{const}$$

З розвернутої формули для  $N$  маємо

$$d = \sqrt[4]{\frac{N_d \cdot 8l_{ef}^2 \cdot k}{\pi \cdot A_0 \cdot f_{c,0,d} \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right)}} \quad (22)$$

Для перевірки правильності знайденого рішення підставимо у формулу (22)  $d=t$  і  $k=1$  (випадок, коли переріз – круг  $\varnothing = 2d$ ), отримаємо:

$$d = \sqrt[4]{\frac{8N_d I_{ef}^2}{\pi A_0 f_{c,0,d} \cdot 2}} = \sqrt[4]{\frac{4N_d I_{ef}^2}{\pi A_0 f_{c,0,d}}}$$

Діаметр круга

$$2d = \sqrt[4]{\frac{2^4 \cdot 4N_d I_{ef}^2}{\pi A_0 f_{c,0,d}}} = \sqrt[4]{\frac{64N_d I_{ef}^2}{\pi A_0 f_{c,0,d}}}, \text{ що співпадає з формулою для круглого суцільного перерізу.}$$

Випадок 2:  $\lambda \leq 70$ ,

$$k_c = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - a \frac{I_{ef}^2}{i^2} \cdot \frac{1}{100^2} = 1 - \frac{a I_{ef}^2}{100^2 \frac{2}{16} (d^2 + t^2)} = 1 - \frac{8a I_{ef}^2}{100^2 (d^2 + t^2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_d = k_c \cdot A \cdot f_{c,0,d} = \left[ 1 - \frac{8a I_{ef}^2}{100^2 (d^2 + t^2)} \right] \pi \cdot d \cdot t \cdot f_{c,0,d} \\ \frac{d}{t} = k = \text{const}; \rightarrow t = \frac{d}{k} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} N_d &= \left[ 1 - \frac{8a I_{ef}^2}{100^2 \left( d^2 + \frac{d^2}{k^2} \right)} \right] \pi \cdot d \cdot \frac{d}{k} \cdot f_{c,0,d} = \left[ 1 - \frac{8a I_{ef}^2}{100^2 d^2 \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right)} \right] \cdot d^2 \frac{\pi \cdot f_{c,0,d}}{k} = \\ &= \left[ d^2 - \frac{8a I_{ef}^2}{100^2 \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right)} \right] \frac{\pi \cdot f_{c,0,d}}{k} \end{aligned}$$

Звідки маємо

$$d^2 = \frac{N_d k}{\pi \cdot f_{c,0,d}} + \frac{8a I_{ef}^2}{100^2 \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right)}, \text{ або } d = \sqrt{\frac{N_d k}{\pi \cdot f_{c,0,d}} + \frac{8a I_{ef}^2}{100^2 \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right)}} \quad (23)$$

Для перевірки правильності знайденого рішення підставимо у формулу (23)  $d=t$  і  $k=1$  (випадок, коли переріз – круг  $\varnothing = 2d$ ), отримаємо

$$d = \sqrt{\frac{N_d}{\pi \cdot f_{c,0,d}} + \frac{8al_{ef}^2}{100^2 \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)}}$$

діаметр круга

$$2d = \sqrt{\frac{4N_d}{\pi \cdot f_{c,0,d}} + \frac{16al_{ef}^2}{100^2}}, \text{ що співпадає з формулою для круглого суцільного}$$

перерізу.

Отримаємо залежність, за якою можна визначити середній діаметр  $d_{70}$  труби, що відповідає гнучкості елемента  $\lambda_{70} = 70$ . Виразимо гнучкість через параметри стержня

$$\lambda_{70} = 70 = \frac{\ell_{ef}}{i} = \frac{\ell_{ef}}{\frac{\sqrt{2}}{4} \sqrt{d_{70}^2 + t^2}} = \frac{4\ell_{ef}}{\sqrt{2} \cdot \sqrt{d_{70}^2 + \frac{d^2}{k^2}}} = \frac{4\ell_{ef}}{d_{70} \sqrt{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{k^2}}}$$

Звідки

$$d_{70} = \frac{4\ell_{ef}}{70\sqrt{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{k^2}}}$$

В якості перевірки, знайдемо  $d_{70}$  для випадку, коли  $d = t$  і  $k = 1$

$$d_{70} = \frac{4\ell_{ef}}{70\sqrt{2} \cdot \sqrt{1+1}} = \frac{4\ell_{ef}}{70} \cdot \frac{1}{2}$$

$$\text{а діаметр круга } 2d_{70} = \frac{4\ell_{ef}}{70},$$

що співпадає з формулою для круга.

Визначимо площу  $A_{70}$  поперечного перерізу труби при гнучкості елемента  $\lambda_{70}$

$$A_{70} = \pi d_{70} \cdot t = \pi \cdot d_{70} \cdot \frac{d_{70}}{k} = \frac{\pi}{k} \cdot d_{70}^2 = \frac{\pi}{k} \cdot \frac{16\ell_{ef}^2}{70^2 \cdot 2 \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)} = \frac{8\pi \cdot \ell_{ef}^2}{70^2 \cdot k \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)}$$

В якості перевірки, знайдемо  $A_{70}$  для випадку, коли  $d = t$  і  $k = 1$

$$A_{70} = \frac{8\pi \cdot \ell_{ef}^2}{70^2 \cdot 1 \cdot (1+1)} = \frac{4\pi \cdot \ell_{ef}^2}{70^2},$$

що співпадає з формулою для круга.

Визначимо коефіцієнт  $\varphi_{70}$  поздовжнього згинання при  $\lambda_{70}$

$$k_{c70} = \frac{A_0}{70^2}, \text{ або } k_{c70} = 1 - a \left(\frac{70}{100}\right)^2$$

### Розглянемо випадок 1

Припустимо, що виконується умова



$$\frac{N_d}{k_{c70} \cdot A_{br70}} \leq f_{c,0,d}, \text{ тоді } N_d \leq \frac{A_0}{70^2} \cdot \frac{8\pi\ell_{ef}^2}{70^2 \cdot k \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)} \cdot f_{c,0,d} = \frac{8\ell_{ef}^2 \pi A_0 f_{c,0,d}}{70^4 \cdot k \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)}$$

Доведемо, що у випадку 1 діаметр  $d \leq d_{70}$ , а

$$\lambda = \frac{\ell_{ef}}{\frac{\sqrt{2}}{4}(d^2 + t^2)} = \frac{\ell_{ef}}{\frac{\sqrt{2}}{4}d^2 \left(1 + \frac{t^2}{d^2}\right)} = \frac{\ell_{ef}}{\frac{\sqrt{2}}{4} \cdot d^2 \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)} = \frac{4\ell_{ef}}{d \cdot \sqrt{2} \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)} > 70$$

Діаметр

$$d = \sqrt[4]{\frac{N_d \cdot 8\ell_{ef}^2 k}{\pi A_0 \cdot f_{c,0,d} \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)}} \leq d_{70} = \frac{4\ell_{ef}}{70\sqrt{2} \sqrt{1 + \frac{1}{k^2}}}$$

Зведемо до ступеню 4 ліву і праву частини нерівності, отримаємо

$$d^4 = \frac{N \cdot 8\ell_{ef}^2 k}{\pi A_0 \cdot f_{c,0,d} \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)} \leq \frac{16 \cdot \ell_{ef}^4 \cdot 4^2}{70^4 \cdot 4 \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)^2} = d_{70}^4$$

Підставивши в нерівність знайдене раніше значення  $N$ , отримаємо

$$d^4 = \left[ \frac{8\ell_{ef}^2 \cdot \pi A_0 \cdot f_{c,0,d}}{70^4 \cdot k \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)} \right] \cdot \frac{8\ell_{ef}^2 \cdot k}{\pi \cdot A_0 \cdot f_{c,0,d} \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)} \leq \frac{64 \cdot \ell_{ef}^4 \cdot 4}{70^4 \cdot 4 \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)^2} = d_{70}^4$$

Звідки чітко видно, що при зазначених величинах  $N_d$  буде виконуватись умова  $d \leq d_{70}$

Отримане логічно впливає також із загальних міркувань: якщо при  $d_{70}$  умова стійкості  $\left(\frac{N_d}{k_{c70} A_{br70}} \leq f_{c,0,d}\right)$  виконується, то вираз  $\frac{N_d}{k_c \cdot A_{br}}$  буде справедливим при  $d \leq d_{70}$ , коли  $A_{br} \leq A_{br70}$  і  $k_c \leq k_{c70}$  ( $\lambda \geq \lambda_{70}$ ). Звідси

**Висновок:** якщо  $\left(\frac{N_d}{k_{c70} A_{br70}} \leq f_{c,0,d}\right)$  - « $d$ » треба розраховувати за формулою

$$d = \sqrt[4]{\frac{N_d \cdot 8\ell_{ef}^2 \cdot k}{\pi A_0 f_{c,0,d} \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)}}, \text{ при цьому } \lambda \text{ буде більше } 70.$$

### Розглянемо випадок 2

Припустимо, що

$$\frac{N_d}{k_{c70} \cdot A_{br70}} > f_{c,0,d}, \text{ звідки } N_d > \left[ 1 - a \left( \frac{70}{100} \right)^2 \right] \frac{8\pi\ell_{ef}^2}{70^2 \cdot k \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right)} \cdot f_{c,0,d}$$

Доведемо, що у випадку 2  $d > d_{70}$ , а

$$\lambda = \frac{4\ell_{ef}}{d\sqrt{2} \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right)} < 70$$

Запишемо вирази для зазначених діаметрів

$$d = \sqrt{\frac{N_d k}{\pi f_{c,0,d}} + \frac{8a\ell_{ef}^2}{100^2 \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right)}} = d_{70} = \frac{4\ell_{ef}}{70\sqrt{2} \sqrt{1 + \frac{1}{k^2}}}$$

Зведемо до другого ступеню ліву і праву частини нерівності

$$\frac{N_d k}{\pi f_{c,0,d}} + \frac{8a\ell_{ef}^2}{100^2 \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right)} > \frac{16\ell_{ef}^2}{70^2 \cdot 2 \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right)}$$

або

$$\frac{N_d k}{\pi f_{c,0,d}} > \frac{16\ell_{ef}^2}{70^2 \cdot 2 \cdot \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right)} - \frac{8a\ell_{ef}^2}{100^2 \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right)}$$

звідки

$$N > \frac{\pi f_{c,0,d} \cdot 8\ell_{ef}^2}{70^2 k \left( 1 + \frac{1}{k^2} \right)} \left[ 1 - a \frac{70^2}{100^2} \right],$$

що відповідає раніше отриманому значенню. На основі цього робимо висновок:  $d > d_{70}$ .

Це також впливає із загальних міркувань. Якщо при  $d_{70}$  умова стійкості не виконується  $\left( \frac{N_d}{k_{c70} f_{c,0,d,70}} \right) f_{c,0,d}$ , то рівняння  $\frac{N_d}{k_c A_{br}} = f_{c,0,d}$  буде справедливим тільки при  $d > d_{70}$ , коли  $A_{dr} > A_{br70}$  і  $k_c > k_{c70}$  ( $\lambda > 70$ ).

На основі викладеного можна запропонувати такий алгоритм

знаходження

$d$  і  $t$ , виходячи з рішення системи рівнянь (16):

$$1) \text{ при } \frac{N_d}{k_{c70} A_{br70}} \leq f_{c,0,d} \quad d = \sqrt[4]{\frac{N_d \cdot 8 \ell_{ef}^2 k}{\pi A_0 f_{c,0,d} \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)}},$$

$$\text{при } \frac{N_d}{k_{c70} A_{br70}} > f_{c,0,d}, \quad d = \sqrt{\frac{N_d k}{\pi f_{c,0,d}} + \frac{8 a \ell_{ef}^2}{100^2 \left(1 + \frac{1}{k^2}\right)}}$$

$$2) t = \frac{d}{k}$$

Підсумовуючи наведені вище матеріали, слід зазначити, що отримані залежності дозволяють для заданих діапазонів гнучкості  $i$ , наприклад граничного, відношення діаметра фанерної труби до товщини її стінки знайти діаметр стиснутого стержня без застосування способу послідовних наближень.

**Висновок.** Встановлено залежності для підбору параметрів дерев'яного стиснутого стержня із умови стійкості без застосування методу поступових наближень.

**Список використаних джерел**

1. Клименко В.З. Конструкції з дерева і пластмас. - К.: Вища школа, 2000. – 304 с., іл..
2. Конструкции из дерева и пластмасс./ Под редакцией Г.Г. Карлсена, Ю.В. Слицкоухова – М.: Стройиздат, 1986. – 503 С.
3. ДБН В.2.6-161:2017 Дерев'яні конструкції. Основні положення. – Київ. Мінрегіонбуд України, 2017

**УДК 624.011.1**

**Пасивний будинок - це енергетична незалежність**

Романенко С.М., старший викладач,  
ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон

У Європі в сфері будівництва усе більш популярними стають так звані пасивні будинки, які можуть опалюватися людським теплом, особливої циркуляцією повітря й споживають мінімум енергії.

Пасивним будинком називають енергоефективний будівельний стандарт, який створює комфортні умови проживання, одночасно є економічним і надає мінімальний негативний вплив на навколишнє середовище [1]. Як правило, пасивний будинок зовсім не потребує власного опалення, адже потреба в тепловій енергії такого будинку на

рівні 15 кВт·год/м<sup>2</sup> за рік покривається за рахунок джерел сонячної та внутрішньої теплової енергії.

Пасивним будинком можна називати лише будівельну споруду, що відповідає єдиним критеріям, встановленим Інститутом пасивного будинку Дармштат (PHI Darmstadt) в усьому світі. Будь-які будинки, що не відповідають цим критеріям, слід називати енергозберігаючими або енергоефективними будинками.

Енергоефективні будинки – це будинки, теплова потреба яких складає не більше 40 кВт·год/м<sup>2</sup> за рік. Поняття “енергоефективний будинок” не можна плутати або змішувати з поняттям “пасивний будинок”.

Термін «пасивний будинок» стосується ретельно розробленого й зареєстрованого у Німеччині стандарту енергоефективності у будівлях. Вперше повноцінну схему обладнання пасивного будинку розробили в травні 1988 року доктор Вольфганг Файст, засновник Інституту пасивного будинку в Дармштадті (Німеччина), і професор Бо Адамсон з Лундського університету в Швеції [2]. Енергетична потреба будинку складала - 10 кВт·год/м<sup>2</sup> за рік.

1998р. - перший пасивний будинок в Австрії.

З 1999 по 2001 рр. побудовано 221 житловий пасивний будинок у країнах: Німеччина, Швейцарія, Франція, Швеція та Австрія.

До 2013 року було побудовано більше 50 000 пасивних будинків по всьому світу.

У 1996 році творцями пасивного будинку була розроблена комп'ютерна програма PHPP (Passive House Planning Package) для перевірки енергетичного балансу при проектуванні пасивних будинків, а також перевірки проектних рішень при модернізації старих будівель.

В Європі критеріями для пасивного будинку є:

- питома витрата теплової енергії на опалення, визначена розрахунками в програмі «Пакет планування Пасивного Будинку» (PHPP), не повинна перевищувати 15 кВт · год/(м<sup>2</sup> · рік);
- сумарне споживання первісної енергії (наприклад, на підігрів води, електричний струм і т.ін.) - максимум 120 кВт·год/м<sup>2</sup> у рік.
- герметичність будівлі на рівні n<sub>50</sub> max 0,6 год-1;
- компактна форма будівельної споруди;
- посилена теплоізоляція;
- орієнтація на південь та відсутність затінку;
- виключення наявності “ містків холоду ”;
- спеціальні вікна та профілі відмінної якості. Коефіцієнт теплопередачі вікна UW<0,8 Вт/м<sup>2</sup>К та коефіцієнтом енергопроникності g-Wert близько 50%;
- контрольована вентиляція з рекуперацією тепла. Будівля провітрюється не через відкриту квартиру, а за допомогою припливно - витяжної вентиляції. Рівень повернення тепла > 75%. [3]

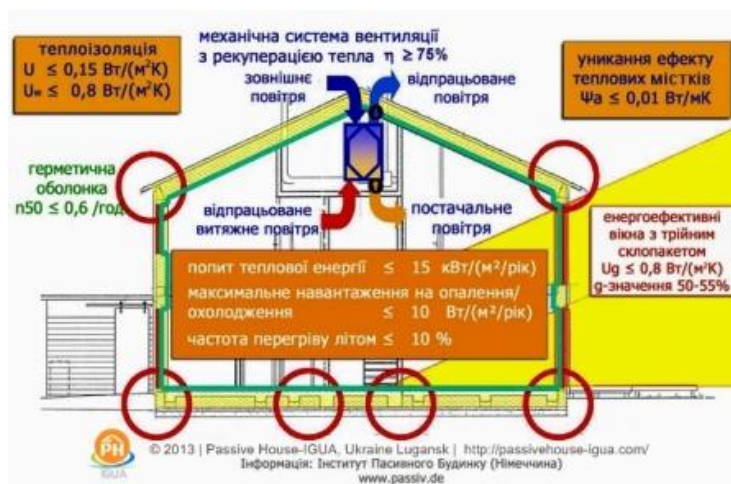


Рис. 1 П'ять важливих складових пасивного будинку

Створений в Німеччині «Інститут пасивного будинку» затвердив перелік стандартів і класифікацію будинків відповідно до вимог до енергоефективності. У стандарті нормується **витрата енергії на 1 м<sup>2</sup> площі будинку в рік**. Згідно з цим стандартом виділено кілька категорій будинків:

- на обслуговування старих будинків (побудовані до 1970-х років) потрібно близько  $300 \text{ кВт} \times \text{год}/\text{м}^2$  на рік;
- нові будинки (зведені з 1970-х до початку 2000-х років) споживають до  $150 \text{ кВт} \times \text{год}/\text{м}^2$  на рік;
- будинки з низьким споживанням енергії - споживають до  $60 \text{ кВт} \times \text{год}/\text{м}^2$  на рік;
- пасивні будинки - потрібно до  $15 \text{ кВт} \times \text{год}/\text{м}^2$  на рік;
- так звані будинки нульової енергії - споживають  $0 \text{ кВт} \times \text{год}/\text{м}^2$  на рік;
- активні будинки «енергія-плюс» - не тільки не споживають енергію, але і виробляють її, віддаючи надлишки в місцеву енергомережу. [3]

В Україні за стандартом Інституту пасивного будинку Дармштад побудовані лічені споруд (один будинок на основі цієї технології, знаходиться у Києві в районі Сирець [4]). Проблемою розповсюдження ідеї є відносно висока початкова собівартість таких будинків.

Архітекторами інституту ДП «УКРНДПЦИВІЛЬБУД» було розроблено проектні пропозиції малоповерхових односімейних будинків з різними рішеннями для підвищення енергетичної ефективності, зробленого на прикладі моделі житлового будинку в інституті ДП «УКРНДПЦИВІЛЬБУД» [5].

Проаналізувати енергетичну ефективність однієї з моделей енергоефективного будинку, в якому використовується пасивний сонячний колектор у вигляді 2-поверхової оранжереї, яка надає в опалювальний період до 50% припливу теплової енергії за ДСТУ-Н Б А.2.2-5, використали методику розробки енергетичного паспорту за ДСТУ-Н Б А.2.2-5 [6].

У результаті комплексних досліджень різних напрямків підвищення енергетичної ефективності будинку було зроблено наступний висновок з проведеної аналітичної роботи – необхідно ввести 2 додаткових стандарти з

проектування будинків в Україні.

1-й стандарт – «енергоєфективний» будинок. Впровадження цього стандарту повинно в умовах наявності стандартних енергетичних мереж забезпечувати окупність заходів з підвищення теплозахисних властивостей огорожуючих конструкцій. Така окупність буде реальною на тлі прогнозованих цін на енергоносії, якщо в результаті конструктивних заходів підвищити опір теплопередавання стін до  $R=3,5 - 4,0 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$ , вікон до  $R=0,75 - 0,85 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$ , а також використання пасивних сонячних колекторів - веранд (оранжерей) з їх інтеграцією з планувальною структурою й орієнтацією на південь, а також при обмеженому використанні недорогих рекуператорів з ККД в межах 50-60%.

2-й стандарт – «енергонезалежний» будинок, в основних своїх положеннях відповідає європейському стандарту «пасивний» будинок. Цей стандарт може бути рентабельним навіть на момент будівництва для житлових районів і будівельних майданчиків, в яких відсутні інженерні мережі з газопостачання, а також централізовані теплові мережі, а потужність електричних мереж менше необхідного навантаження для житлового району. Необхідне доведення опору теплопередачі стін до  $R=4,0 \div 7,0 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$ , вікон до  $R=0,85 \div 1,15 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$ , а також використання пасивних сонячних колекторів - веранд (оранжерей) з їх інтеграцією з планувальною структурою й орієнтацією на південь, а також при обов'язковому використанні вискоєфективних рекуператорів які охоплюють повернення тепла не тільки вентиляційних систем, але й каналізованих стоків з ККД в межах 60-90% ( в середньому 75%).

**Висновок.** Пасивні будинки мають потенціал розвитку, особливо у країнах з континентальним кліматом, де логічно було б економити на енергії протягом холодних і спекотних пір року. Пасивний будинок являє собою будинок з гранично мінімізованими тепловими втратами, оптимально орієнтоване по сторонах світу, органічно вписане в навколишній ландшафт. В ідеалі пасивний будинок є незалежною енергосистемою, взагалі не вимагає витрат на підтримку комфортної температури. Вся необхідна енергія для життєдіяльності людей повинна вироблятися всередині самого будинку.

В Україні на даний час напрямок будівництва «пасивний будинок» лише набирає обертів, але немає нормативної та державної підтримки.

#### **Список використаних джерел**

1. Пасивний будинок [Електронний ресурс]. [https://uk.wikipedia.org/wiki/%D0%9F%D0%B0%D1%81%D0%B8%D0%B2%D0%BD%D0%B8%D0%B9\\_%D0%B1%D1%83%D0%B4%D0%B8%D0%BD%D0%BE%D0%BA](https://uk.wikipedia.org/wiki/%D0%9F%D0%B0%D1%81%D0%B8%D0%B2%D0%BD%D0%B8%D0%B9_%D0%B1%D1%83%D0%B4%D0%B8%D0%BD%D0%BE%D0%BA)
2. Пасивний або енергоєфективний будинок [Електронний ресурс]. – <http://te.zavantag.com/docs/1649/index-1405.html>
3. Файст В. Основные положения по проектированию пассивных домов. Русский перевод книги Вольфганга Файста "Основные положения по проектированию пассивных домов" (Wolfgang Feist "Gestaltungsgrundlagen Passivhäuser") - М.: АСВ, 2008.-140 с.

4. Пасивний будинок: енергетична незалежність [Електронний ресурс]. – <http://www.epochtimes.com.ua/life/life/pasyvnyj-budynok-energetychna-nezalezhnist-71513.html>
5. Буравченко С. Г. Аналіз підвищення енергоефективності на основі розрахункових досліджень моделей малоповерхових будинків / С. Г. Буравченко // Енергоефективність в будівництві та архітектурі. - 2013. - Вип. 4. - С. 31-35. - Режим доступу: [http://nbuv.gov.ua/UJRN/enef\\_2013\\_4\\_7](http://nbuv.gov.ua/UJRN/enef_2013_4_7)
6. ДСТУ-Н Б А.2.2-5:2007 Проектування. Настанова з розроблення та складання енергетичного паспорта будинків при новому будівництві та реконструкції.

## УДК 624.01

### Залізобетонні елементи зміцнені регулюванням

*Чеканович М.Г., к.т.н, проф.*

*ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва м. Херсон*

Традиційні залізобетонні конструкції не повністю використовують властивості міцності й можливості умовно пружної роботи бетону та сталі [1]. В них утворення тріщин знижує експлуатаційні якості та міцність. Попереднє напруження лише частково підвищує тріщиностійкість і жорсткість конструкцій та майже не впливає на їх міцність. Тому представляється важливим створення надміцних, жорстких конструкцій, що можуть працювати без утворення нормальних тріщин.

Покращити фізико-механічні властивості конструкції до деякої міри можливо шляхом застосування високоміцних матеріалів. Ефективним шляхом зміцнення бетону представляється обтиск свіжоукладеної бетонної суміші. Для обтиску доцільно використовувати зусилля натягу арматури в попередньо напружених конструкціях. За даними випробувань мостових конструкцій таке зміцнення склало півтора рази [ 2 ].

Підвищити ефективність використання властивостей міцності бетону і сталі в конструкції дає можливість певна синхронізація їх роботи. Пропонується синхронізувати діапазони пружної роботи сталі й умовно пружної роботи бетону. Крім того, пропонується забезпечити одночасне досягнення меж міцності бетону і сталі (рис. 1 ). За межу умовної пружної роботи бетону можна прийняти нижню межу мікротріщиноутворення бетону.

$$t_{crc}^0 = t_{sel} - \Delta t_1 \quad (1)$$

Теоретично синхронізація може бути представлена так:

$$t_{fc} = t_{fs} - \Delta t_2;$$

або

$$\Delta t_i = L_{ci} \int_0^{\varepsilon_{ci}} \frac{d\varepsilon_c}{v_{ci}} - L_{si} \int_0^{\varepsilon_{si}} \frac{d\varepsilon_s}{v_{si}} \quad (2)$$

Для середніх швидкостей деформування бетону -  $v_{ci}$  і сталі -  $v_{si}$ :

$$\Delta t_i = L_{ci} \frac{\varepsilon_{ci}}{v_{ci}} - L_{si} \frac{\varepsilon_{si}}{v_{si}} \quad (3)$$

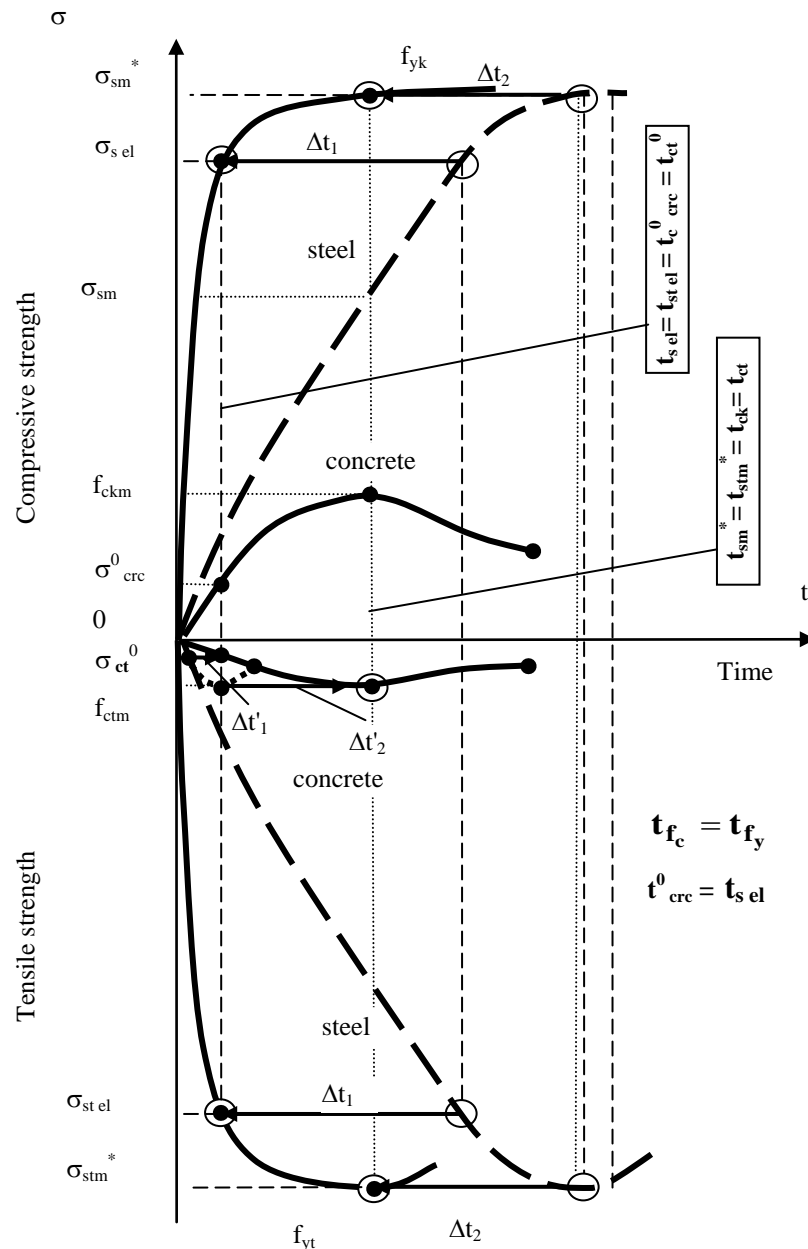


Рис. 1 Синхронізовані діаграми

Синхронний прояв міцності бетону і сталі теоретично можливий коли:

$$\Delta t_i = 0 \quad (4)$$

Якщо врахувати, що можливості щодо деформування бетону і сталі суттєво різняться:

$$\varepsilon_c \neq \varepsilon_s, \quad (5)$$



то синхронізація можлива лише за умови компенсації різниці швидкості деформування бетону і сталі:

або

$$\overline{v_{mi}} = \overline{v_{ci}} \left( \frac{L_{si} \varepsilon_s}{L_{ci} \varepsilon_c} - 1 \right) \quad (6) \quad \overline{v_{mi}} = \overline{v_{si}} - \overline{v_{ci}} \quad (7)$$

Величина необхідної компенсації переміщень складає:

$$\delta_{mi} = \delta_{si} - \delta_{ci} \quad (8)$$

Для забезпечення ефективної роботи матеріалів в конструкції швидкість деформування сталі повинна бути значно вищою ніж бетону. Забезпечити це можливо лише за умови відсутності безпосереднього зчеплення між бетоном і сталлю. Для виконання умови можна застосувати спеціальний посередник (рис. 2). Різницю швидкості деформування доцільно компенсувати шляхом перерозподілу зусиль між матеріалами. Для цього пропонується використати регульований обтиск бетону арматурою (рис. 3).

Характерні дані результатів випробування балок наведені на графіках (рис. 4 і 5). Режим регулювання обтиску був вибраний таким, що забезпечив високу тріщиностійкість балки. Нормальні тріщини не утворювалися під навантаженням до моменту руйнування стиснутої зони бетону. Завдяки цьому міцність балки була в два з половиною рази вищою, а деформації прогину суттєво меншими. Вибраний режим регулювання був близький до оптимального (рис. 5).

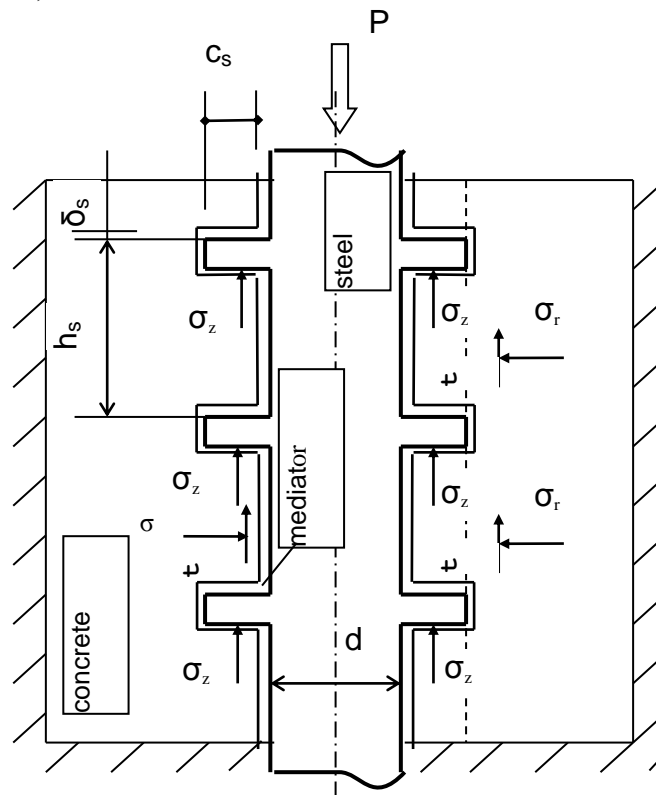


Рис. 2 Схема безконтактного зчеплення

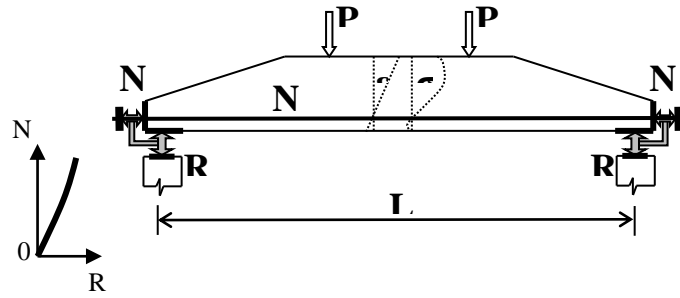


Рис. 3 Дослідна само-регульована балка

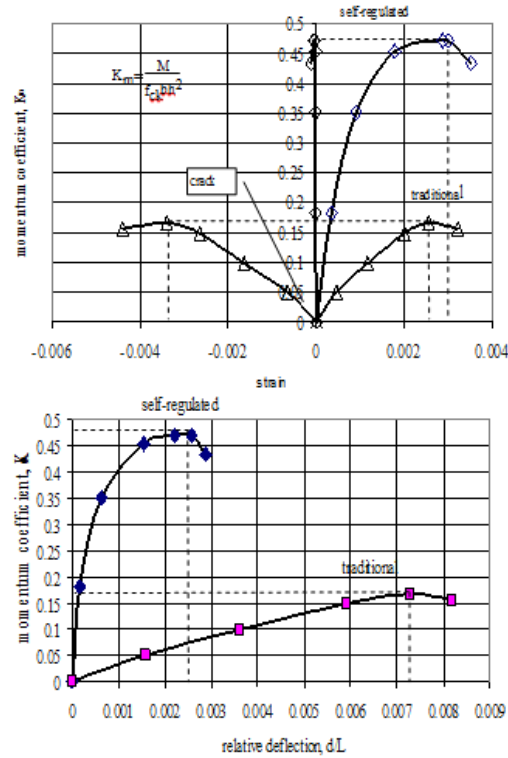


Рис. 4 Результати випробування балок

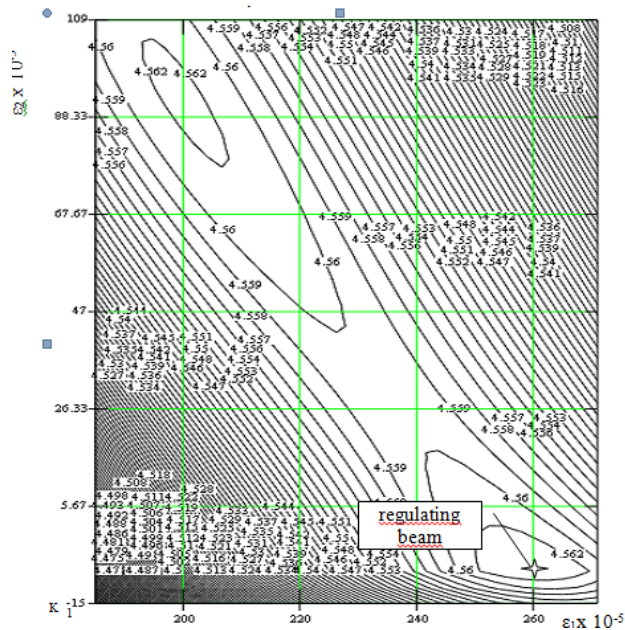


Рис. 5 Зміщення

Таким чином, регулювання обтиску балки в процесі її навантаження дозволило синхронізувати роботу сталі і бетону, запобігти утворенню нормальних тріщин до моменту руйнування і цим самим досягнути збільшення міцності і жорсткості балки майже в два з половиною рази.

#### Список використаних джерел

1. Walraven J. : Challenges for new materials in concrete structures. Proceedings of the XIII-th FIP Congress on Challenges for concrete in the Next Millennium, 23-29 May 1998, Amsterdam, vol. 1, pp.3-8.
2. Chekanovych M. : New Building Technology for Prestressed concrete Structures, Long- Span and High-Rise Structures, IABSE Symposium, 2-4 September 1998, Kobe, vol. 79, pp. 507-512.

#### УДК 624.012.25

### Аналіз результатів теоретичних та практичних розрахунків підсиленних згинаних елементів.

Андрієвська Я.П., інженер  
ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон

У практиці будівництва будівельних конструкцій зазвичай виникає необхідність точно описати напружено-деформований стан елемента. Звичайно буває достатньо з необхідною точністю визначити несучу здатність елемента і максимальні прогини. Таким чином, існує необхідність уточнення існуючих методів розрахунку, що дозволить оцінити несучу здатність і деформативність конструкції.

Задля порівняння результатів експериментальних та теоретичних досліджень виконаємо розрахунок поперечного перерізу звичайної та підсиленних балок. Розглянемо ліву частину балки. Розподіл деформацій, напружень та зусиль у нормальному перерізі для балки серії БО-І наведено на рис. 1.

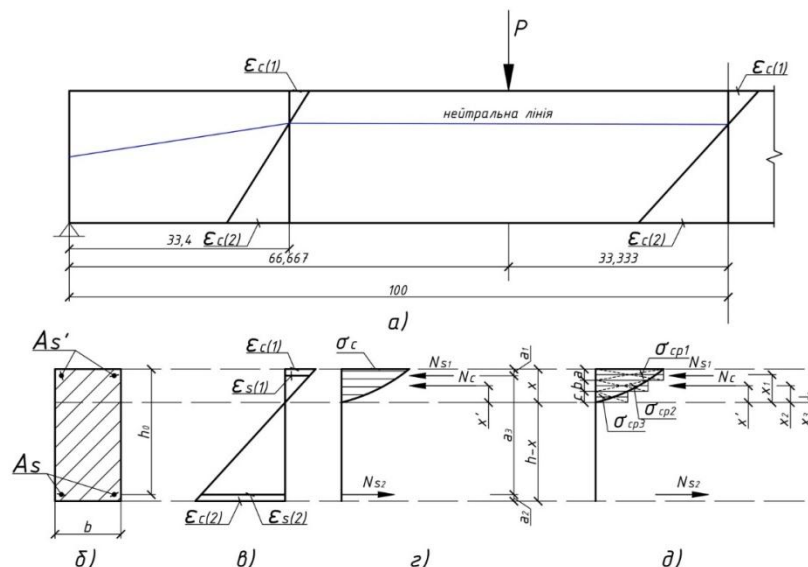


Рис. 1 – Схема деформацій, напружень та зусиль в поперечному перерізі

балки серії БО-I: а) схема балки; б) поперечний переріз; в) епюра напружень; г) розрахункова схема зусиль; д) схема визначення напружень у бетоні

Визначимо зусилля у поздовжній арматурі у верхній та нижній частинах балки ( $N_{s1}$ ;  $N_{s2}$ ) та зусилля у бетоні ( $N_c$ ) у центральному поперечному перерізі.

1) за допомогою даних, отриманих під час експерименту за індикаторами, що були розташовані на бетоні у центральному перерізі та на відстані 38,5 см від крайніх опор балки визначимо деформації бетону у цих зонах та проведемо нейтральну лінію;

2) приймаючи гіпотезу плоских перерізів визначимо деформації поздовжньої арматури у верхній та нижній частинах балки ( $\varepsilon_{s1}$ ;  $\varepsilon_{s2}$ ). Каркас залізобетонної балки виконаний з арматури  $\varnothing 6,5$  мм класу А240С, площа поперечного перерізу арматури  $A_s = A'_s = 0,663 \text{ см}^2$ . Використовуючи діаграму розтягу « $\sigma - \varepsilon$ » арматури класу А240С визначимо напруження у поздовжній арматурі у верхній  $\sigma_{s1}$  та нижній частинах балки  $\sigma_{s2}$ , які відповідають знайденим деформаціям. Зусилля знаходимо за формулою 3.1:

$$N_s = \sigma_s \cdot A_s \quad (1)$$

3) Використовуючи діаграму « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » для бетону класу С45/55 визначимо напруження у бетоні для трьох значень деформацій (рис. 3.1 д). Зусилля знаходимо за формулою 3.2:

$$N_c = (\sigma_{cp1} \cdot a + \sigma_{cp2} \cdot b + \sigma_{cp3} \cdot c) \cdot 10 \quad (2)$$

Відстань від центру тяжіння перерізу до нейтральної лінії визначимо за формулою 3.3:

$$X' = \frac{\sigma_{cp1} \cdot a \cdot x_1 + \sigma_{cp2} \cdot b \cdot x_2 + \sigma_{cp3} \cdot c \cdot x_3}{\sigma_{cp1} \cdot a + \sigma_{cp2} \cdot b + \sigma_{cp3} \cdot c} \quad (3)$$

4) Визначаємо сумарний згинальний момент від арматури та бетону відносно нейтральної лінії за формулою 3.4 у балці серії БО-I. Він має дорівнювати згинальному моменту від зовнішнього навантаження  $P$ .

$$M_{н.л.} = N_c \cdot X' + N_{s1} \cdot (x - a_1) + N_{s2} \cdot (h_0 - x) \quad (4)$$

Для балки серії БО-I було обрано три стадії навантаження. Результати розрахунку зведено до таблиці 3.1.

**Таблиця 3.1**

Визначення згинальних моментів для балки серії БО-I

$M_{н.л.бетон}$ , кН·м	$M_{н.л.ар-ра}$ , кН·м	$\sum M_{н.л.}$ , кН·м	$M_p$ , кН·м	Розбіжність, %
0,611	0,0459	0,6569	0,667	1,5
2,669	0,416	3,085	3,202	3,8
0,956	3,458	4,414	4,586	3,9

**Примітки:**  $M_{н.л.бетон}$  – згинальний момент опору бетону відносно нейтральної лінії;  $M_{н.л.ар-ра}$  – згинальний момент відносно нейтральної лінії від внутрішньої поздовжньої арматури;  $\sum M_{н.л.}$  – сумарний згинальний момент

відносно нейтральної лінії;  $M_p$  – зовнішній згинальний момент у центральному перерізі балки від зовнішнього прикладеного навантаження. За таким самим алгоритмом виконуємо розрахунок підсилених балок серії БПС-II, БПС-III. Після знаходження сумарного моменту від арматури та бетону визначимо момент від системи підсилення. Для цього замінимо систему підсилення силами, що діють на балку (рис. 2).

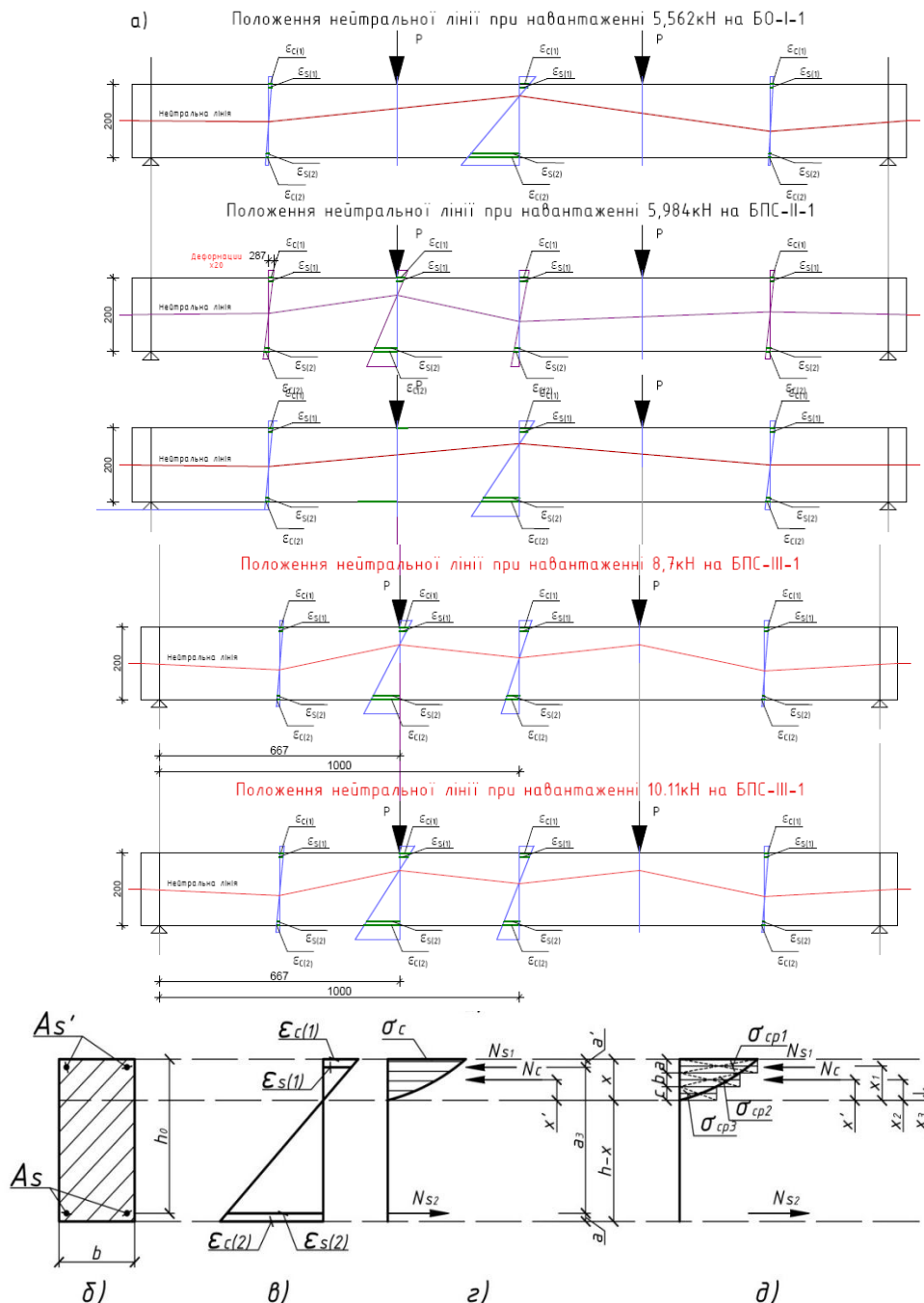


Рис. 2 – Схема деформацій, напружень та зусиль в поперечному перерізі балки серії БПС-II, БПС-III: а) схема балки; б) поперечний переріз; в) епюра напружень; г) розрахункова схема зусиль

Для визначення проєкцій сил  $N$  на вісі  $X$  та  $Y$  на базі розрахункової схеми балки приведеної на рис. 3 розроблена програма розрахунку на ЕОМ з використанням програми «MathCAD Professional». Результати розрахунку зовнішніх сил наведено на рисунку 3

Для визначення усіх зусиль були введені усі початкові координати вузлів на площині та записані для кожного стрижня закон Гука та враховані їх деформації після натягу арматури та під час прикладання ступенів навантаження.

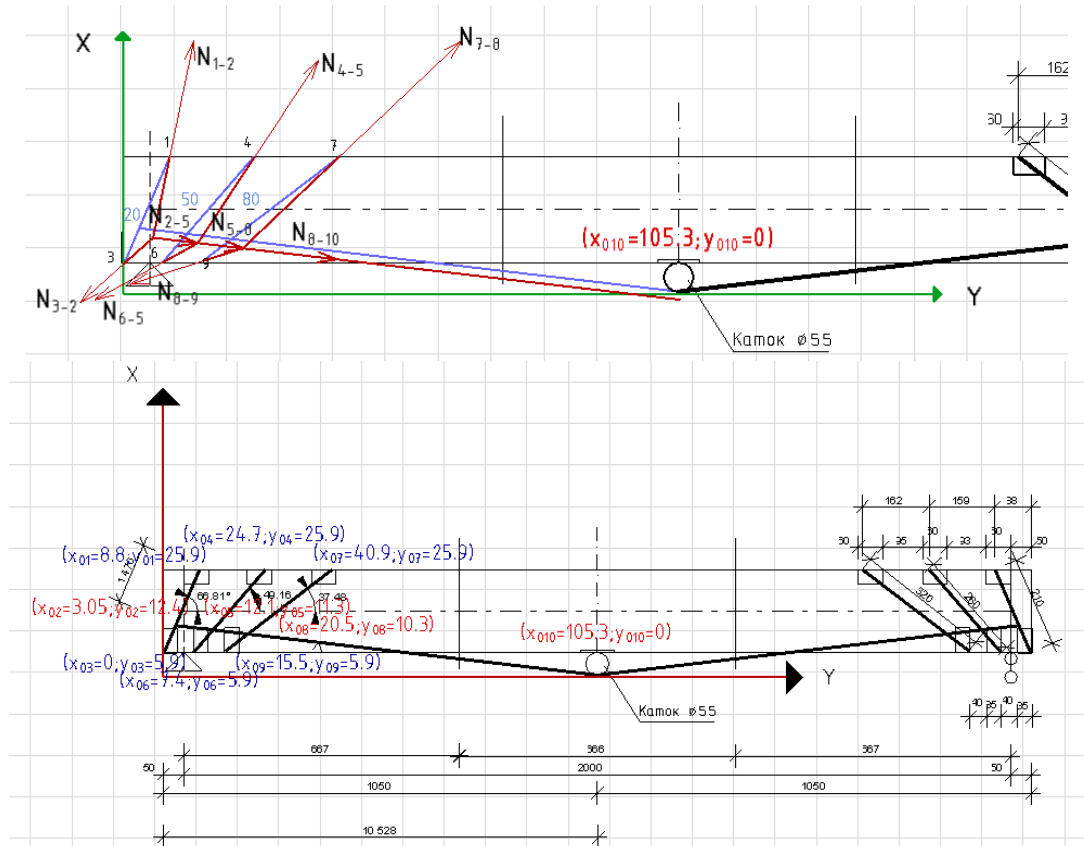


Рис. 3 – Розрахункові схеми балки для попереднього розрахунку.

Для контролю відкладених координат був побудований графік, що відображає систему підсилення на балці після деформацій, дивись рис. 4

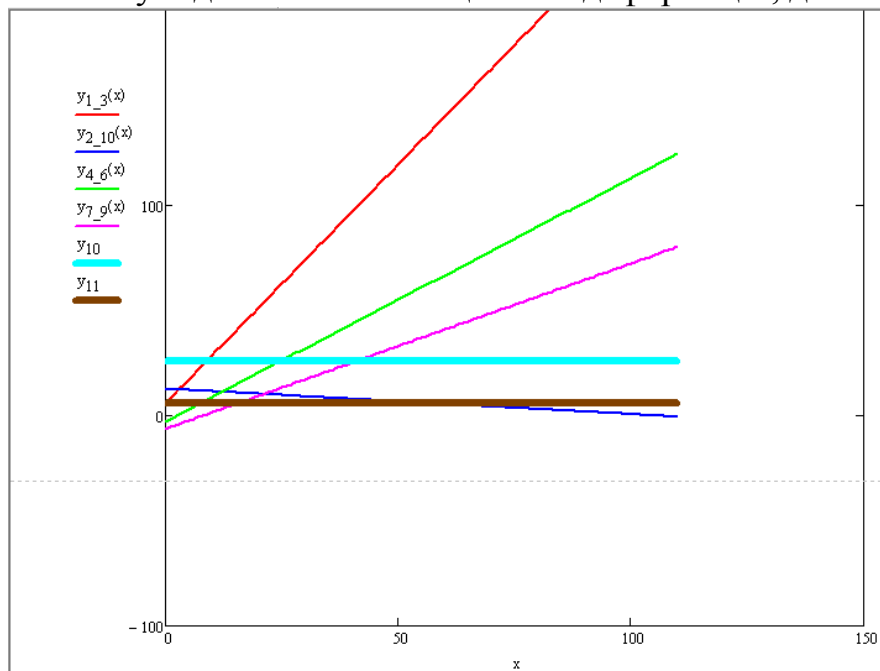


Рис. 4 – Графік для контролю роботи системи підсилення.

Уривок програми з виведеними результатами зусиль у стрижнях

показан на рис. 5

$N_{1\_2} = 14.288$	$N_{6\_5} = 16.863$	$N_{7\_8} = 16.08$	$x_2 = 3.349$	$y_2 = 12.174$
$N_{2\_5} = 1.986$	$N_{8\_9} = 20.341$	$N_{5\_8} = 4.968$	$x_5 = 12.524$	$y_5 = 10.863$
$N_{3\_2} = 15.371$	$N_{4\_5} = 14.537$	$N_{8\_10} = 9.902$	$x_8 = 21.416$	$y_8 = 9.599$
$x_2 - x_{02} = 0.489$	$y_2 - y_{02} = -0.226$			
$x_5 - x_{05} = 0.465$	$y_5 - y_{05} = -0.424$			
$x_8 - x_{08} = 0.445$	$y_8 - y_{08} = -0.609$			

Рис. 5 – Виведені результати програми.

Після встановлення зусиль у стрижнях побудовані епюри від зовнішнього навантаження та системи підсилення.

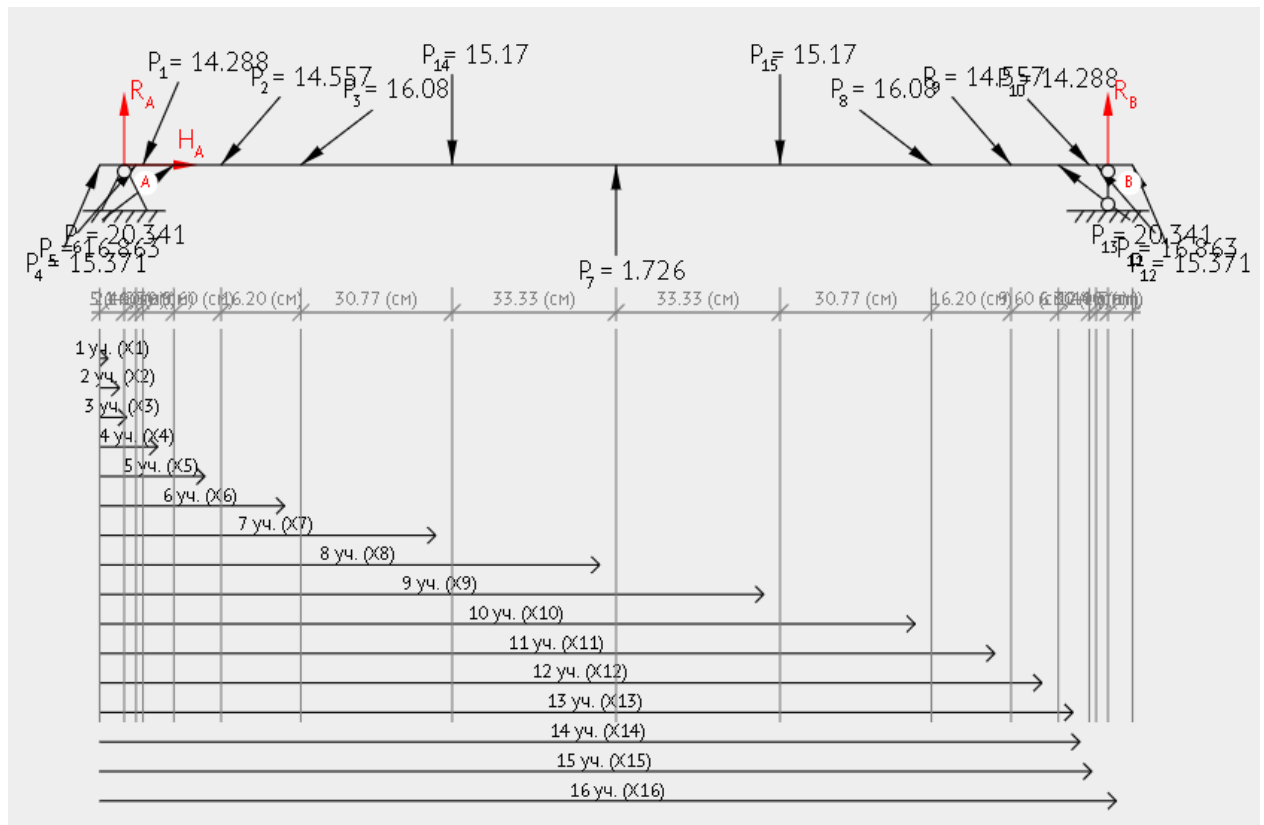


Рис. 6 – Розрахункова схема балки.

Так як зусилля прикладені під кутом, розкладаємо їх на вертикальні та горизонтальні та будуємо епюри від кожного типу зусиль.

Епюра від зовнішнього навантаження наведена на рис. 7

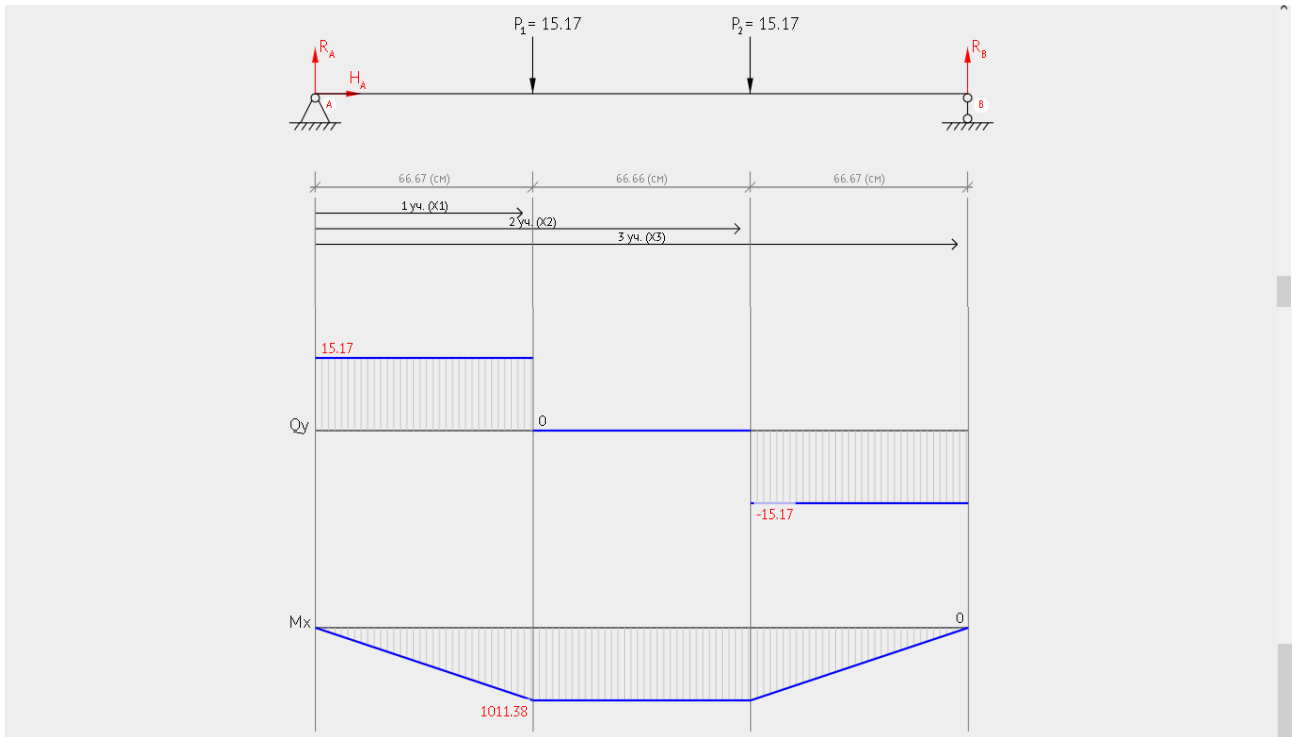
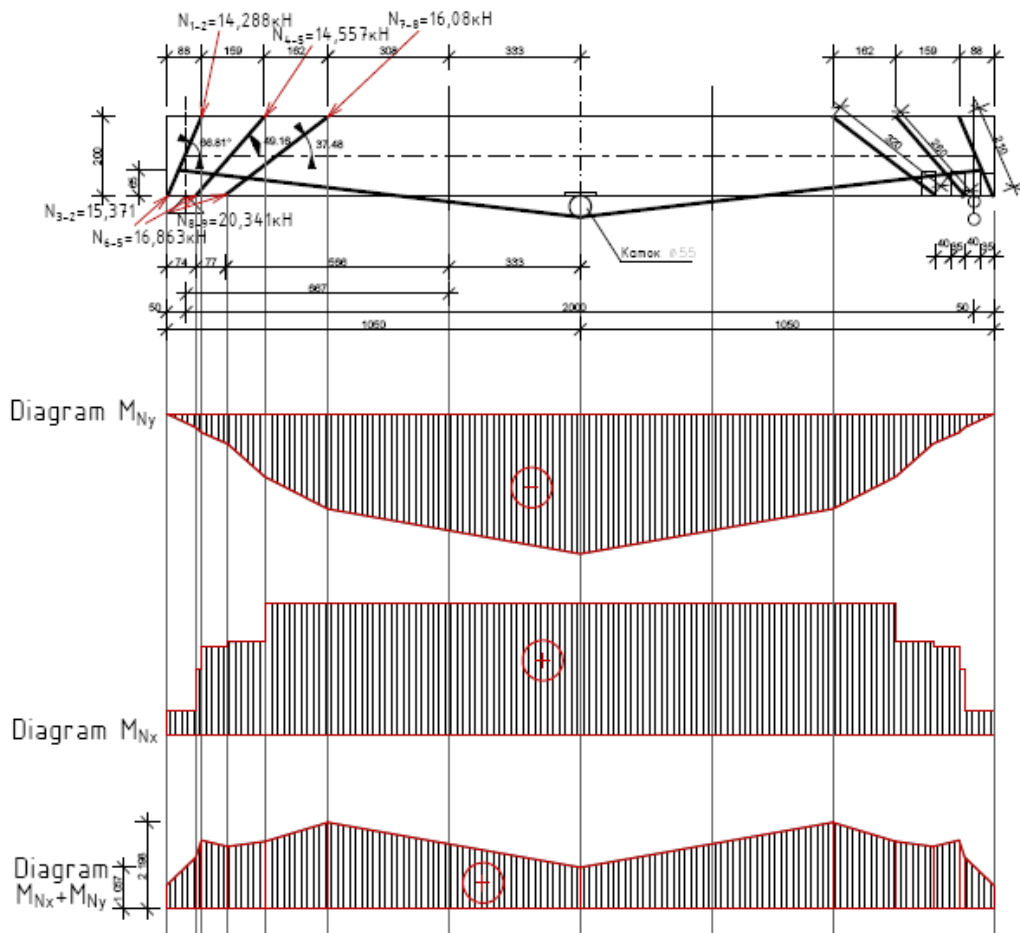


Рис. 7— Прикладені вертикальні зусилля від системи підсилення.  
Кінцево еюра має вигляд

БПС-III-1 при навантаженні 15,17кН  
на 8 ступені





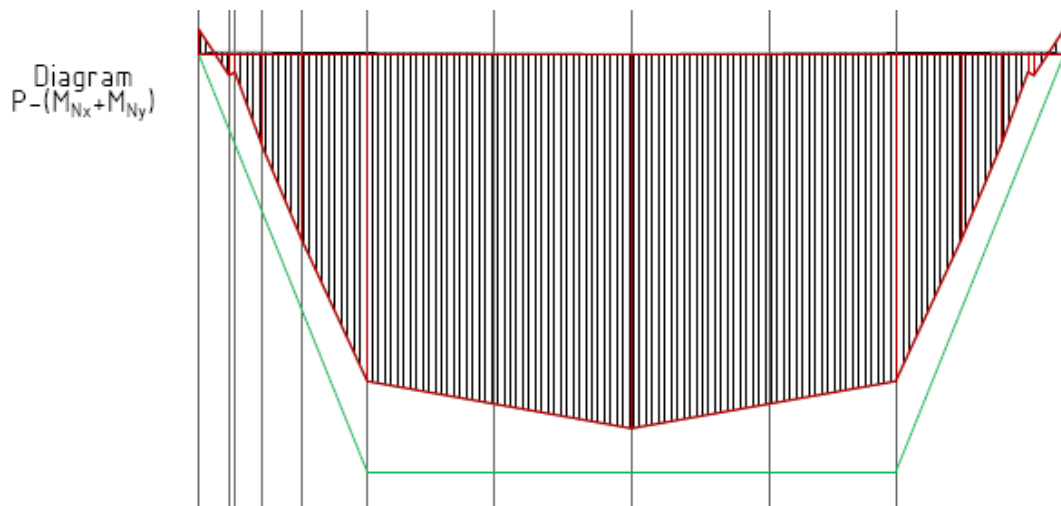


Рис. 8– Результуюча епюра.

**Висновки.** При максимальному згинальному моменті для балки серії БО-І її прогин у перерізі посередині балки складав 14,29 мм. При такому самому згинальному моменті балка серії БПС-ІІ мала прогин 9,83 мм. Прогин зменшився у 1,45 разів. Балка серії БПС-ІІІ мала прогин 1,31 мм, прогин відносно балки серії БО-І зменшився у 10,9 разів, а відносно балки БПС-ІІ у 7,5 разів.

#### Список використаних джерел

1. Патент України № 99090 У, МПК Е04С3/20 Регульовано напружена балка Чекановича/ а2014 14006; опубл. 25.05.2015 бюл. №10
2. Гольшев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений/ А.Б. Гольшев, И.Н. Ткаченко. - К.: Логос, 2001. - 172 с.
3. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини та переміщення. Вимоги проектування [Текст]. Чинні з 01.01.2007 р. – К.: Мінбуд України, 2006. – 15 с.

УДК 621.22.

### Балансування системи опалення - вирішення проблем з обігрівом в старих спорудах

*М.М. Волошин – к.т.н., доцент*

*ДВНЗ «ХДАУ», кафедра гідротехнічного будівництва, водної інженерії та водних технологій, м. Херсон*

Старі системи обігріву з часом через свою тривалу експлуатацію починають функціонувати з порушеннями (погіршується розподіл теплоносія, циркуляція та інші показники), тим самим погіршуючи комфортність проживання і роботи в приміщеннях.

Причиною всіх проблем є поганий розподіл теплоносія для систем опалення по трубопроводах, відбувається це через гідравлічний дисбаланс.

Витрата гарячої води по трубопроводах залежить від місцевих опорів самих ділянок. Цей показник змінюється через засмічень і корозію труб, реконструкцію або ремонти, при додаванні споживачів та опалювальних приладів. У системах, у яких порушена гідравлічна робота, перші споживачі отримують надлишкову кількість тепла, а останні залишаються не догрітими.

У старих схемах балансування систем опалення не продумана, бо не було шляхів виходу з таких ситуацій. Дисбаланс вирішувався різними способами, причому не завжди успішними:

- Перший спосіб - збільшення потужності циркуляційних опалювальних насосів. Такий метод приводить до того, що останні споживачі отримують недостатню кількість тепла, а перші будуть перегріті. Отже, при першому способі у споживачів будуть надлишки тепла, які вони будуть видаляти через відчинені вікна та двері. Такий метод економічно не ефективний за великих втрат теплоти, а також через збільшеного споживання електричної енергії насосом;

- Другий спосіб - збільшення температури подаваного теплоносія. Таке рішення проблеми призводить до такого ж ефекту, як і в першому випадку. Ціна на паливо зростає, так як його знадобиться значно більше.

Головне завдання, яке виконує балансування опалення - це забезпечення потреб у теплоті всіх споживачів при найгірших умовах (при мінімально можливій температурі). За інших умов робота - обігрів відбувається, як і очікується.

Важливим моментом є факт проведення робіт - після проведення балансування повинно використовуватися мінімальна кількість електричної та теплової енергії.

Для отримання такого результату застосовують:

- балансувальні клапани для опалення з точним виміром;
- різні варіанти балансування і вимірювальні прилади.

Результат проведення робіт безпосередньо залежить від усіх перерахованих вище фактів.

Детально розглянемо обладнання, яке можна застосовувати, а також розкриємо його функціональні можливості:

- Клапан для балансування V- типу. Має можливість попередньої настройки, за рахунок цього відбувається обмеження витрати, який відзначений на ручці з шкалою. Володіє двома вимірювальними ніпелями для вимірювань перепаду витрати, температури і тиску. Називають цей клапан V- типу через його конуса, який до потоку теплоносія знаходиться під оптимальним кутом. Ця конструкція потрібна, щоб звести до мінімуму вплив потоку рідини на вимірювання, що в підсумку покращить точність балансування. До того ж такі клапани застосовуються як запірні арматури і для скидання води. Щоб якісно провести балансування потрібно підібрати потрібний розмір клапана, правильно встановити і розрахувати;

- Спеціальні прилади, які потрібні для вимірювання перепаду тиску, витрати і перепаду температури на балансувальних клапанах. Потрібно сказати, що це комп'ютерний пристрій дуже багатофункціональний, він має:

точні датчики, інтегровані функції вимірювання, усунення виникаючих помилок і балансування, додатковий гідравлічний акумулятор та інші необхідні функції, що допомагають точно і швидко налаштувати систему. Інструкція по установці та зв'язок з персональним комп'ютером за допомогою спеціальної програми для передачі даних і оновлень програми, а також відправці результатів (рис.1).

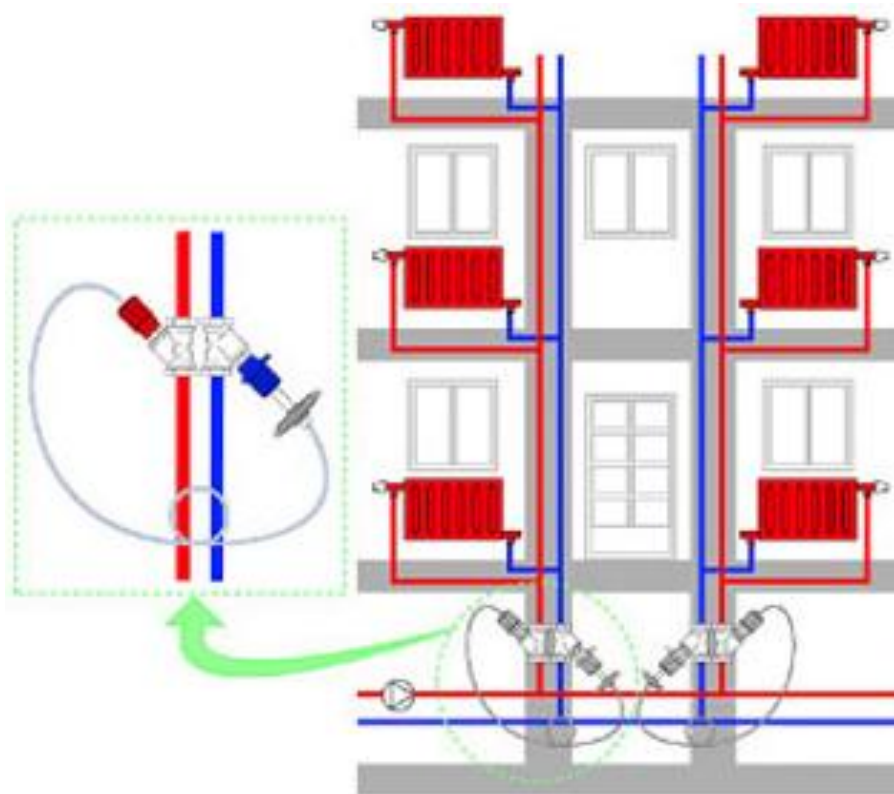


Рис. 1. Схема монтажу балансувальних клапанів та вентилів

Застосовувати лише клапани та вимірювальні прилади недостатньо, потрібно обов'язково знати, що з ними робити. Інакше процес налаштування своїми руками не увінчається успіхом, а обігрів працюватиме неправильно, не буде комфортного клімату в приміщенні і буде перевитрата споживання теплової та електричної енергії. Щоб якісно збалансувати систему необхідно знати правильну методику.

Для початку гідравлічна система поділяється на модулі, завдяки клапанам «партнерам». Потім потрібно збалансувати всі модулі, застосовуючи різні методи. Це потрібно зробити від споживачів, магістралей, стояків, колекторів, відгалужень і до теплових пунктів. При застосуванні методики всі клапани та модулі в такій системі будуть володіти проектними витратами і мінімальними втратами тиску на самих клапанах.

Коли вся система пройшла балансування і має мінімальні втрати тиску, перемикаємо насос на розрахункову швидкість руху теплоносія і проводимо налаштування загальної витрати на головному модулі у насоса. У підсумку нагнітальне обладнання споживатиме мінімальний обсяг електроенергії, а тепла енергія буде якісно витратитися на обігрів

приміщень. Після проведення балансувальних робіт, отримуємо дані про необхідні і досягнуті значення в результаті налаштування балансувальних клапанів. Ці дані підтверджують якість балансування системи і дають гарантію її якісної роботи.

Ще одна дуже важлива функція розглянутих балансувальних клапанів - це можливість самостійної діагностики системи теплопостачання. Коли все встановлено і функціонує, проблематично визначити якість функціонування опалення та його ефективність, але це в тому випадку, якщо немає можливості це виміряти. Застосовуючи клапани з вимірювальними ніпелями, вдається визначити несправності при роботі системи обігріву, а також дізнатися її стан і характеристики, а також приймати правильні рішення при виникненні несправностей. Діагностика допомагає виявити різні помилки, а також швидко їх ліквідувати.

Завдяки розвитку теплотехніки у власників старих будинків з'явилася можливість якісно налаштувати систему опалення, крім цього одержувати дані про її роботу та про хід виниклих помилок і порушень. За рахунок застосування балансувального обладнання можливо забути про необхідність повної заміни всього опалення та отримати економію коштів.

## УДК 624.01

### **Підсилення залізобетонних балок зовнішньою арматурою**

*Чеканович М. Г. - к.т.н., проф., Янін О.Є. - к.т.н., доцент  
ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон*

Рациональний перерозподіл напружень у залізобетонній балці дозволяє досягти певного економічного ефекту, і при відповідних умовах виконати її ефективне підсилення. Використання зовнішньої арматури відкриває можливість створити регулювання та перерозподіл зусиль між розтягнутою та стиснутою зонами [1]. Якщо використовувати розтяжку, що кріпиться до похилого хомути на приопорній ділянці балки, то можна оптимізувати вказане регулювання шляхом досягнення максимального від'ємного згинального моменту відносно нейтральною осі балки [2]. Таким чином можна максимально нейтралізувати позитивний згинальний момент від зовнішнього навантаження, що приведе до ефективного використання міцності бетону і арматури та зменшення прогину конструкції.

Згинальний момент від зовнішньої арматури визначався як сума моментів сил, які діють з боку похилого хомути на верхню та нижню фібри балки. Для цього вказані сили були розкладені на вертикальні та горизонтальні складові. Дослідженню підлягав вплив на згинальний момент

- місця кріплення хомути до розтяжки;
- координати з'єднання хомути з верхом балки.

Рівнодіюча сил, що прикладені з боку похилого хомути на балку дорівнює за абсолютною величиною зусиллю у розтяжці. Тому, можна

вважати його єдиним силовим фактором, який діє на ліву частину балки при визначенні згинального моменту у її перерізі. Це дозволяє дійти до висновку, що плече сили відносно нейтральної лінії, тим більше, чим нижче знаходиться місце кріплення розтяжки до похилого хомута. Положення точки закріплення хомута до верху балки теж впливає на згинальний момент у перерізі від підсилення. При цьому, вона знаходиться лівіше перерізу, де визначається момент.

Результати проведених досліджень наведені на графіку (рис.1). По горизонтальній осі відкладена координата точки кріплення хомута до верху балки  $X$  (м) [2]. По вертикальній осі відкладений згинальний момент від зовнішньої арматури (кНм).

Аналізуючи графік, можна зробити висновок, що при збільшенні координати  $X$ , згинальний момент зростає за абсолютною величиною. Але, при цьому від'ємний момент від системи підсилення зовнішньою арматурою теж збільшується. В результаті отримано, що сумарний момент буде мінімальний. Тобто, запропонована система підсилення є раціональною і відкриває можливість економії матеріалів.

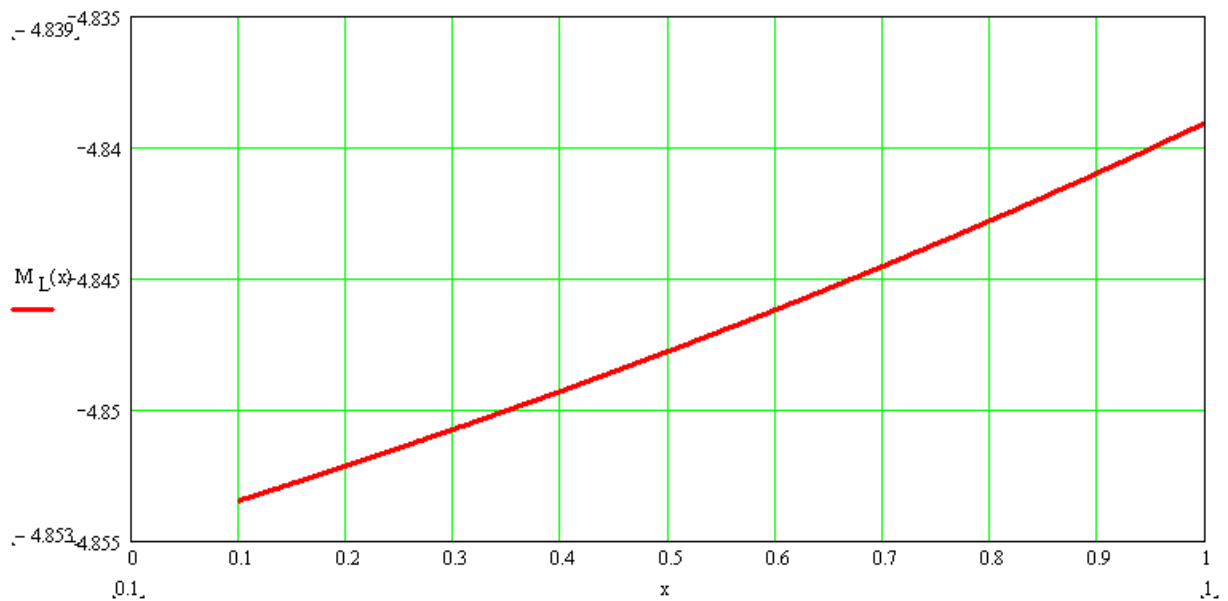


Рис.1 Графік залежності згинального моменту, який викликаний дією зовнішньої арматури, від координати точки кріплення хомута до верху балки

### Список використаних джерел

1. Гольшев А. Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений/ А. Б. Гольшев, И. Н. Ткаченко. – К.: Логос, 2001. – 172с.
2. Патент України № 99090 У МПК E04C3/20 Регульовано напружена балка Чекановича/ a2014 14066; опубл. 25.05.2015 бюл.№10.

## УДК 69.059

### **Тенденції розвитку будівництва та систематизація житлового фонду.**

*Леонова Л. М., директор*

*КП «Херсонська енергосервісна компанія» м. Херсон*

Ідеї щодо систематизації житлового фонду міста за серіями будинків висіли у повітрі вже давно. Тому в червні 2017 року керівництво міста Херсон спільно з КП «Херсонська енергосервісна компанія» започаткувало програму з визначення будівельних серій будинків - «Визнач серію будинку - зроби крок назустріч енергоефективності», якій першого вересня 2017 року на 1 етапі Днів сталої енергії було надано старт.

Програма була розрахована в першу чергу на нещодавно створені ОСББ, яких на той час було близько 700 (із 1100 багатоквартирних житлових будинків м. Херсону) і метою її є аналіз можливості реконструкції або модернізації найбільш поширених типових серій житлових будинків м. Херсон.

В рамках програми на сайті КП «Херсонська енергосервісна компанія» з вересня 2017р. було зареєстровано 141 ОСББ. На підставі наданих даних підприємством була розпочата робота за систематизацією житлового фонду м. Херсон.

#### **Попередній аналіз найбільш поширених будинків та оцінка їх стану.**

Попередній аналіз показав, що вагому частину житлового фонду міста займає масова типова забудова, що здійснювалася до 90х років минулого століття. Однотипні чотири-п'яти поверхові будинки, так звані «Хрущовки» (ХБК, Центр), багатопід'їзні дев'яти і десятиповерхові будинки «брежнєвського» періоду (Шуменський, Таврійський, Острів), однопід'їзні чотирнадцяти і шістнадцятиповерхові будинку, т. зв. «Свічки» (Шуменський, ХБК, Таврійський, Острів) – всі вони зводилися за типовими серіями, і навіть будинки сталінського періоду (ХБК) і періоду 20-30х років минулого століття (Центр) хоч і не ідентичні, але теж будувалися за серіями.

Будинки однієї серії в залежності від модифікації і місцевої прив'язки можуть відрізнятися поверховістю і кількістю під'їздів, незначні відмінності можуть бути в системах опалення (для дев'ятиповерхових будинків – з верхньою або нижньою розводкою), однак секції одного поверху одного під'їзду – однакові, так само як і планування квартир, підвалів, несучі конструкції, теплоспоживання і тепловтрати кожній секції.

Крім того, оскільки будинки однієї і тієї ж серії зводилися в один проміжок часу, вони мають приблизно однакову ступінь зносу і, відповідно, однакові проблеми.

В наші дні значно зросли вимоги до міського навколишнього середовища, що оточує людину. Житлові будинки малої і середньої поверховості, періоду старої забудови 1935-1956 рр. минулого століття, а також будинки середньої і підвищеної поверховості, які будувалися з другої

половини 50х років із збірних залізобетонних панелей вже не відповідають нормативним вимогам, що пред'являються до житлових будинків.

Багато будинків масової забудови минулого століття сьогодні знаходяться в жалюгідному (аварійному або занедбаному) стані, оскільки, по-перше, вони були спочатку розраховані на відносно короткий строк служби, що не перевищує 50 років, а по-друге, експлуатувалися неналежним чином (без проведення своєчасного капітального ремонту), і навіть якщо термін їх експлуатації ще не вийшов, то моральний і фізичний знос цих будівель та їх комунікацій піднімає питання про вирішення їх подальшої долі.

В останні роки підвищилися стандарти рівня комфортності проживання населення. Тому подальша експлуатація їх в тому вигляді, в якому вони знаходяться, неминуче призведе до деградації середовища проживання, загострення психологічних проблем і соціальних конфліктів, з якими вже зіткнулися багато країн Європи. Крім того, зруйноване, депресивне, деформоване середовище не просто непривабливе естетично, але також виключає приплив інвестицій – як у мікро-, так і макромасштабі.

#### **Практична реалізація програми.**

У зв'язку з тим, що у місті Херсон ОСББ позитивно сприйняли ініціативу «Визнач серію будинку - зроби крок назустріч енергоефективності» до комунального підприємства у 2017 році почали активно звертатися представники ОСББ.

Завдяки фінансовій підтримці міста в 2017 році фахівці КП «Херсонська енергосервісна компанія» безкоштовно надавали ОСББ консультації щодо енергозбереження, стану інженерних мереж та стосовно визначення серій будинків. Для 8 житлових будинків за будівельним серіям спеціалісти КП «ХЕСКО» виконали енергетичні аудити.

За зверненням голів ОСББ було проаналізовано 152 житлових будинка, розташованих в різних районах міста.

Це дозволило виділити три групи будинків:

**Група 1** – трьох-чотирьох-п'ятиповерхова забудова «хрущовського» періоду і раніше.

Всього до цієї групи було віднесено 42 житлових будинку, з яких були ідентифіковані 60%, у т. ч.: серія 464 (30%, 12 будинків), серія 438 (15%, 7 будинків), серія 480 (15%, 8 будинків).

До 40% неідентифікованих будинків належать трьохповерхова забудова 30-40хроків та будинки з гнучкою схемою.

Головною проблемою багатьох будинків цієї групи є перевищення терміну експлуатації, потреба капітального ремонту усіх інженерних мереж та термомодернізації. Електричні мережі і тепломережі не тільки не відповідають сьогоdnішнім нормативним вимогам, але часто не задовольняють мінімальні потреби мешканців, що проживають в них.

**Група 2** – дев'яти і десятиповерхова забудова брежнєвського періоду.

До цієї групи було віднесено 101 будинок, з яких були ідентифіковані 100%, у т. ч.: серія 87 (25%, 25 будинків), серія 94 (75%, 76 будинків).

Проблемами групи є: застаріла і неефективна система теплопостачання, відсутність утеплення, неефективне споживання електроенергії.

**Група 3** – одно і двохпід'їзні будинки в 14 - 16 поверхів.

До цієї групи було віднесено 9 будинків, з яких були ідентифіковані 100%, у т. ч.: серія 124-87 (90%, 8 будинків), монолітний будинок, побудований за індивідуальним проектом (10%, 1 будинок).

Проблемами групи є: система теплопостачання, утеплення, неефективне споживання електроенергії.

**Подальша робота.** Сьогодні КП «Херсонська енергосервісна компанія» продовжує системну роботу для визначення можливостей реконструкції типових серій будинків, щоб виділити перелік робіт, необхідних для реконструкції кожної з них і підвищення комфортності проживання в них. Результатом роботи підприємства є типові проекти з термомодернізації (утеплення), реконструкції системи опалення та електропостачання з урахуванням вимог сьогоденних норм.

Ініціатива «Визнач серію будинку - зроби крок назустріч енергоефективності» була визнана Міністерством регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України однією з кращих практик в Україні.

## УДК 725.328

### **Системні особливості експлуатованої зеленої покрівлі з застосуванням матеріалів компанії «ТехноНІКОЛЬ»**

*Романенко С.М., ст. викладач,*

*ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва м. Херсон*

Дах будівлі нерідко називають п'ятим фасадом. Від її розмірів і мистецького обліку залежить силует забудови. Одночасно дах - верхня огорожувальна конструкція будівлі. Вона виконує і несучу і теплоізолюючу функцію, а її верхній елемент - покриття - забезпечує захист будівлі від дощу, снігу, вітру, перепадів температури повітря [1].

Зелені дахи перетворюються з елітарної й малодоступної технології на більш поширену практику у міському просторі. Парки на дахах облаштовують в усьому світі не лише у приватних віллах й котеджах, а й на торговельних й офісних центрах, покинутих промзонах й інших міських будівлях. [3, 4].

«Зелені дахи» відповідають екологічним викликам сучасності, не лише прикрашають місто, а й суттєво скорочують витрати електроенергії. У жарку погоду зберігають прохолоду у приміщенні, а взимку є гарними теплоізоляторами. Крім того, зелень на дахах очищує повітря й вбирає дощові опади, розвантажуючи тим самим міську дренажну систему (звісно, де вона є).

Технологія зеленої покрівлі дозволяє мати сад в умовах обмеженої



площі земельної ділянки. Сади й парки можна створювати як на паркінгах, так і на дахах будинків у найбільш завантажених районах міста. Отримуючи переваги від цієї технології, муніципалітети міст світу намагаються спонукати власників нерухомості облаштовувати «зелені дахи», надають пільги або частково допомагають з фінансуванням.

Зелена покрівля - це система, яка передбачає створення багатошарового «пирога», що складається з компонентів різного призначення, в комплексі компенсуючи рослинам втрату природного ґрунту і гарантують стабільне існування рослинного покриву на зеленому даху (рис. 1) [2].

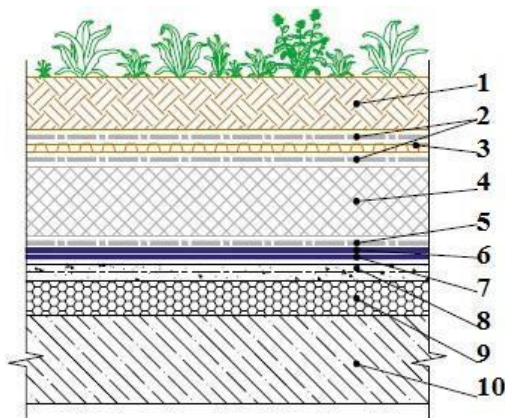


Рис. 1. Система «зеленої» покрівлі ТН-покрівля Грін:

1 — рослинний ґрунт; 2 — термоскріплений геотекстиль ТехноНіколь 150 г/м<sup>2</sup>; 3 — дренажна мембрана PLANTER life; 4 — екструзований пенополістирол XPS CARBON 30-280 СТАНДАРТ; 5 — голкопробивний геотекстиль ТехноНіколь 300 г/м<sup>2</sup>; 6 — Техноеласт ГРІН; 7 — Техноеласт ЕПП; 8 — армована цементно-піщана стяжка; 9 — похилоутворюючий шар; 10 — залізобетонна плита перекриття

Таким чином, в покрівельну систему входять наступні шари:

- кореневий бар'єр. Термоскріпленний геотекстиль щільністю 150 г/м<sup>2</sup>, який укладається на шар гідроізоляції і захищає її від руйнування корінням рослин;

- вологонакопичувальний захисний мат або термоскріпленний геотекстиль. Захищає кореневої бар'єр від механічних пошкоджень, а також виступає в якості акумулятора додаткової вологи - утримує воду і поживні речовини;

- дренажно – накопичувальний шар. Забезпечує відтік залишкової води в зливні воронки і, в той же час, зберігає в жолобах необхідну рослинам кількість дощової води. Забезпечує необхідну вентиляцію в кореневій області "зеленої" покрівлі.

В якості дренажного шару експлуатованих і зелених дахів може використовуватися:

- гравій, фракцією 10-20 мм, покладений між двома шарами термоскріпленого геотекстилю. Мінімальна товщина шару гравію - 40 мм;

- профільовані мембрани PLANTER з поліетилену високої щільності, укладені між двома шарами термоскріпленого геотекстилю;
- комбінація з профільованої мембрани PLANTER і шару гравію.

Вибір конкретного варіанту дренажу і висота осередків профільованої мембрани PLANTER залежить від кількості дренируемой води і типу озеленення покрівлі.

- фільтруючий шар. Являє собою системний фільтр, що запобігає забивання отворів дренажних елементів дрібними частинками ґрунтового субстрату і захищає субстрат для покрівельного озеленення від вимивання цінних для рослин поживних речовин. Одночасно завдяки капілярній структурі фільтрувального шару відбувається і зворотний процес – передача рослинам вологи з дренажу. Іноді застосовують термоскріплений геотекстиль.

- поживний шар ґрунту. Складає з спеціального субстрата для покрівельного озеленення. Рослинний покрив "зеленої" покрівлі включає найрізноманітніші рослини від невибагливих седумів, до газонів, декоративних і плодкових чагарників і різних видів дерев. Товщина ґрунтового шару, що відповідає обраному типу «зеленої покрівлі» повинна задовольняти вимоги для висадки вибраного типу рослинності (товщина родючого шару від 5 см до 1 м). Так, для невибагливих седумів достатньо 5–6 см, для кущів – 25 см, а для дерев 60–100 см.

Для проектування «зеленої» покрівлі можуть бути передбачені такі конструкції покриттів: плоске, з ухилом менше  $5^{\circ}$ , скатний дах з ухилом  $5^{\circ}$ – $15^{\circ}$ . «Зелена» покрівлі на скатному даху з ухилом більше  $15^{\circ}$  потребує спеціальних рішень щодо закріплення рослинного ґрунту [3].

При ухилах менше 1,5% існує ймовірність застою води на даху, що може привести до її заболочування і загибелі висаджених рослин. При збільшенні ухилів зменшується водоутримуюча здатність даху.

В якості утеплювача використовують матеріал, що володіє низьким водопоглинанням і стійкого до тривалого впливу вологи. Таким матеріалом є екструзійний пінополістирол (XPS CARBON 30-280 СТАНДАРТ або XPS CARBON 35-300), пенополіізоціанурат (PIR) і піноскло. Плити екструзійного пінополістиролу укладають у два шари, товщина верхнього шару повинна бути не менше товщини нижнього шару теплоізоляції. Дана умова необхідно виконуватися для того, щоб поверхня дотику верхнього і нижнього шарів теплоізоляції знаходилася нижче «точки роси».

В іншому випадку не виключено замерзання води, що знаходиться між шарами теплоізоляційних плит.

Між утеплювачем і гідроізоляцією в якості розподільчого шару іноді застосовують голкопробивний геотекстиль щільністю  $300 \text{ г/м}^2$ . Як гідроізоляційний шар застосовується рулонний бітумно-полімерний матеріал, який укладається в два шари. Матеріал Техноеласт ГРІН ЕПП, використовується в якості нижнього шару покрівельного килима і

Техноеласт ГРІН ЕКП для верхнього шару покрівельного килима.

Для видалення води з поверхні передбачається улаштування системи внутрішнього організованого водовідводу. У системах водовідведення зелених і експлуатованих дахів використовуються багаторівневі воронки, що забезпечують відведення води не тільки з поверхні даху, але і з рівня дренажного шару і гідроізоляційного килима. Вісь воронки повинна знаходитися на відстані не менше 600 мм від парапету і інших виступаючих над дахом частин будівель. Чаші водостічних воронок повинні бути прикріплені до несучої основи даху і з'єднані зі стояками через компенсатори.

«Зелену» покрівлю будівлі розділяють на наступні типи [3]:

- з інтенсивним озелененням;
- з «легким» озелененням;
- з трав'яним рослинним покривом, а ходіння людей передбачено по спеціальних доріжках;
- розміщення рослин у спеціальних ємкостях з ґрунтом.

При влаштуванні дахів з легким озелененням застосовуються трав'янисті і так звані ґрунтопокривні рослини:

- газонні трави;
- мохоподібні рослини;
- очитки (седуми).

На дахах з інтенсивним озелененням можуть вирощуватися практично всі види рослин, які використовуються при звичайному ландшафтному проектуванні:

- трав'янисті рослини;
- чагарники;
- невеликі дерева.

Товщина рослинного субстрату для зелених дахів з легким озелененням складає від 30 до 150 мм, а для зелених дахів з інтенсивним озелененням більше 150 мм.

В цілому експлуатовані зелені покрівлі мають безліч переваг, які покращують якість життя людини, допомагають раціонально використовувати міський простір і в цілому підвищують естетичність і екологічність оцінки будівлі.

### **Список використаних джерел**

1. Теличенко В.И., Орешкин Д.В. Материаловедческие аспекты геоэкологической и экологической безопасности в строительстве // Экология урбанизированных территорий. 2015 №2 с. 31-33

2. Руководство по проектированию и устройству эксплуатируемых кровель с зелеными насаждениями с применением материала с усиленной защитой от прорастания корневых систем растений Техноеласт Грин, производства Компании «ТехноНИКОЛЬ». Корпорация «ТехноНИКОЛЬ». 2012.

3. ДБН в.2.6-220:2017 Покриття будівель і споруд Київ Мінрегіонбуд та житлово-комунальне господарство України, 2017.

## УДК 624.01

### Дослідження впливу розтягу від дії системи підсилення на деформативність стиснутої зони бетону балки

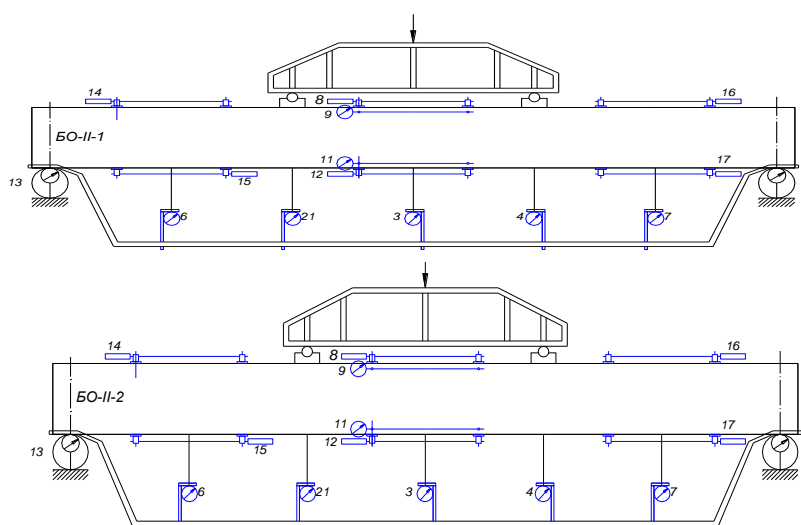
Чеканович М.Г., к.т.н., професор; Андрієвська Я.П., інженер  
ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон

Зовнішнє попереднє напруження у вигляді зтяжок на сучасному етапі стало одним з найпривабливіших методів для зміцнення конструкцій. Воно дозволяє проектувальникам при виборі раціональних форм поперечного перерізу створювати конструкції, які мають кращу міцність і довговічність, а також можуть бути легко підсилені у разі погіршення їх стану чи необхідності збільшення або відновлення їх несучої здатності. На практиці зовнішнє попереднє напруження у вигляді зтяжок ефективно застосовується при улаштуванні залібетонних балкових конструкцій покриттів і перекриттів будівель та споруд, прогонів мостів, а також при їх реконструкції чи підсиленні, обсяги яких в останні роки у зв'язку зі збільшенням їх фізичного зносу значно зросли.

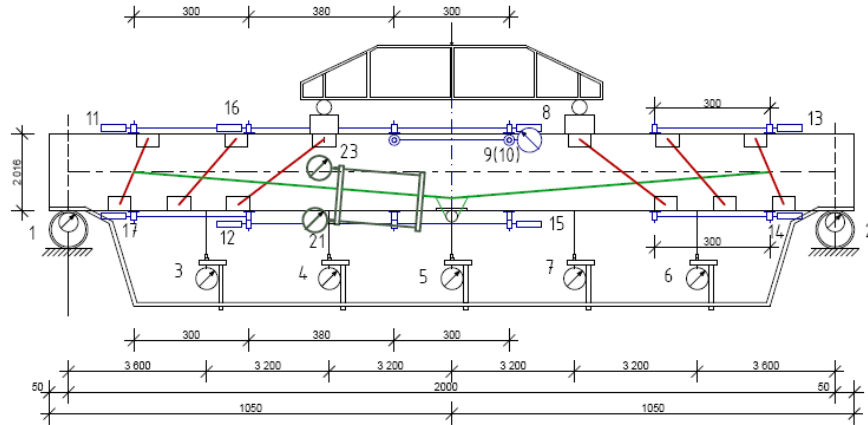
Експериментальні випробування проводились в лабораторії кафедри будівництва Херсонського державного аграрного університету. Навантаження виконувалось ступенями за допомогою гвинтового домкрату. Навантаження у вигляді двох рівних за значеннями зосереджених сил прикладали в третинах розрахункового прольоту балок через розподільчу траверсу. Завдяки гвинтовому домкрату механічної дії задавали фіксовані вертикальні деформації на кожному ступені навантаження, що дозволило стабілізувати НДС дослідних зразків.

Схема випробування вільно обпертої балки, підсиленої запропонованою системою, з розміщенням індикаторів годинникового типу показана на рис. 1

а)



б)



в)

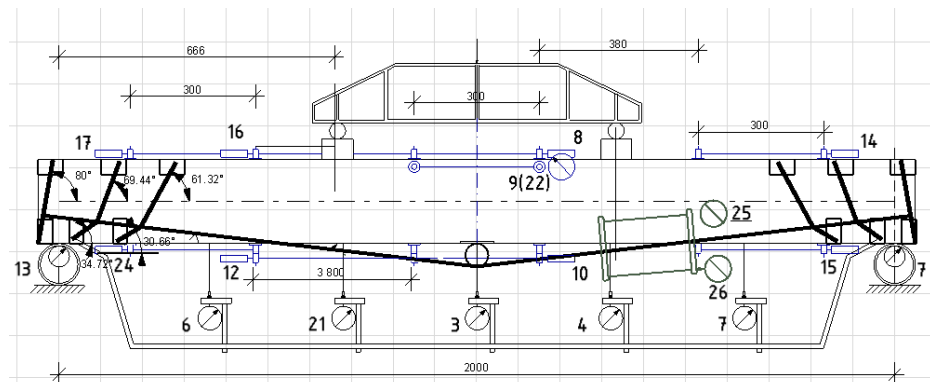


Рис. 1 – Схема випробування звичайних та підсилених, запропонованою системою балок з розміщенням індикаторів годинникового типу: а) зразок серії БО-ІІ; б) зразок серії БПС-ІІ; в) зразок серії БПС-ІV;  
Схема випробування та загальний вигляд випробування серії балок БПС-ІV-2 показана на рис. 2.

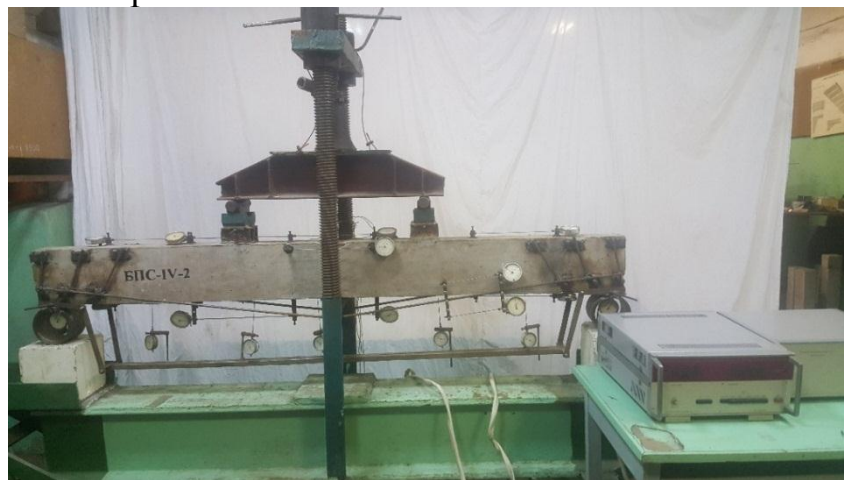


Рис. 2. - Схема випробування підсиленої балки серії БПС-ІV-2, загальний вигляд випробування.

На основі експериментальних досліджень були побудовані загальні діаграми порівняння деформацій бетону по середині прольоту і по краю балок (рис. 3).

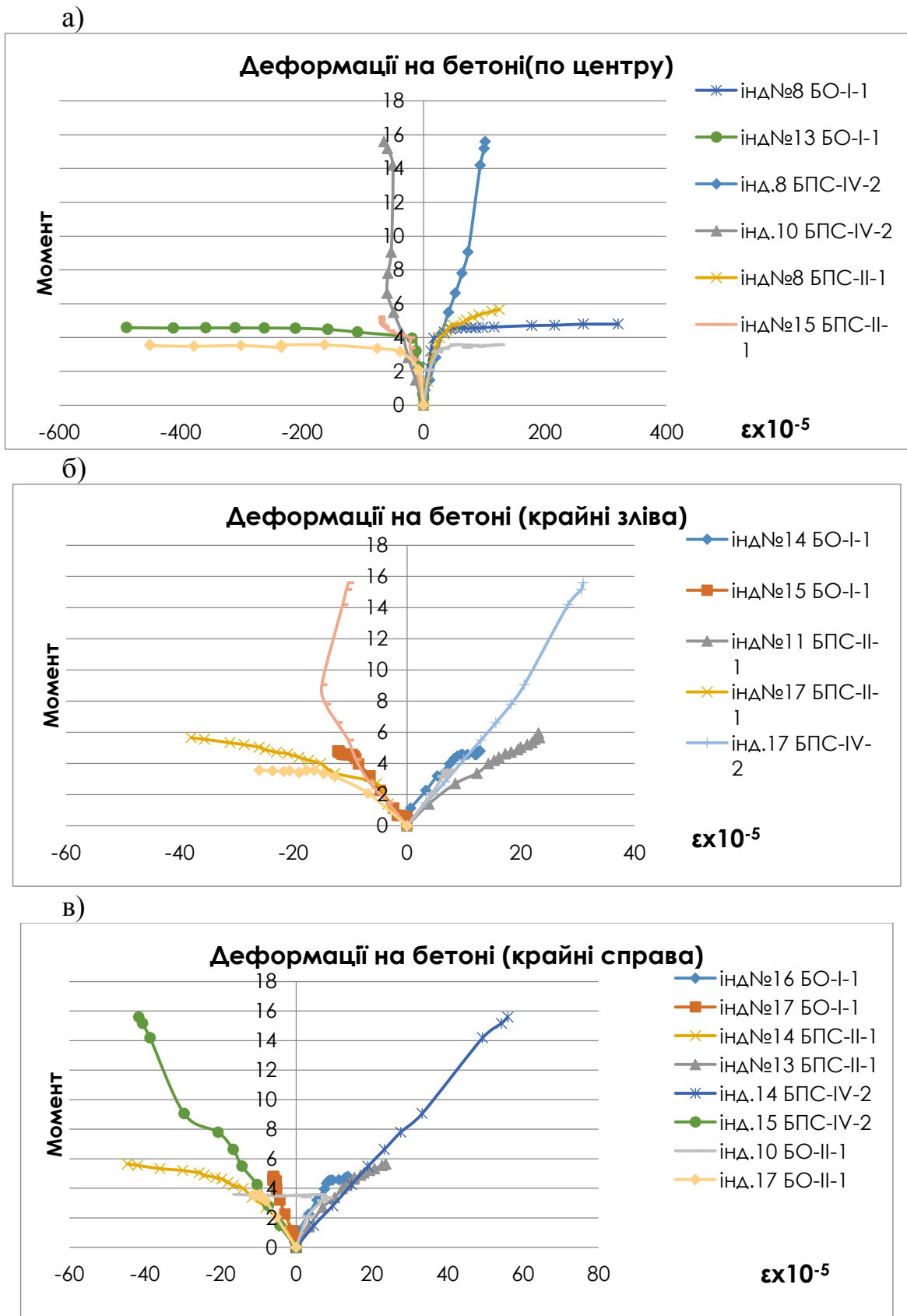
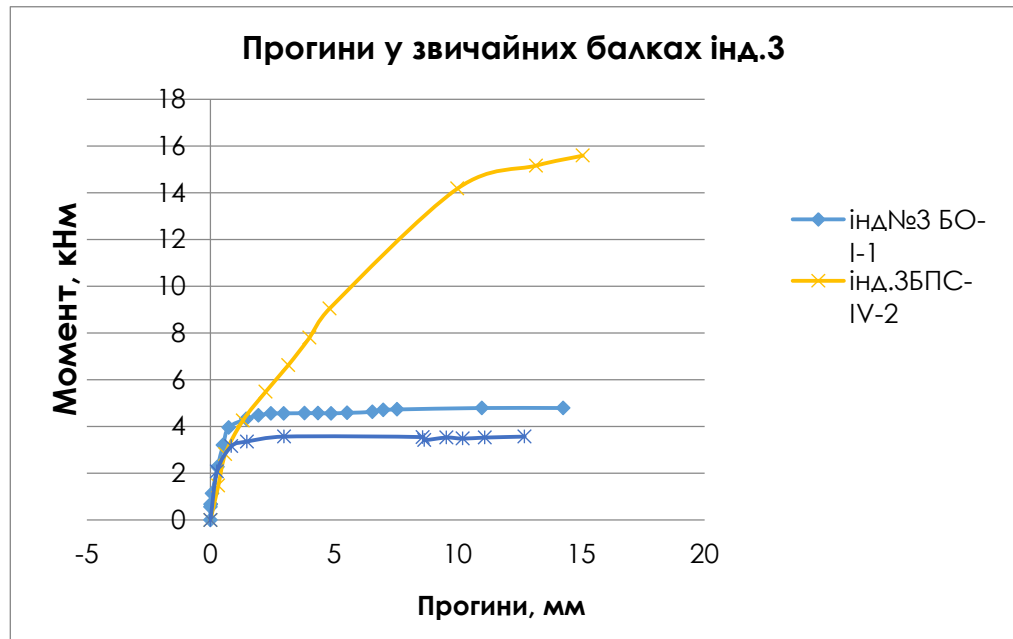


Рис. 3- Діаграми порівняння деформацій бетону: а) по середині прольоту балок; б); в) по третинах прольоту балок

Для порівняння прогинів, що розвивалися в звичайній та підсиленій балках побудовано сумісні діаграми прогинів (рис. 4).

а)



б)

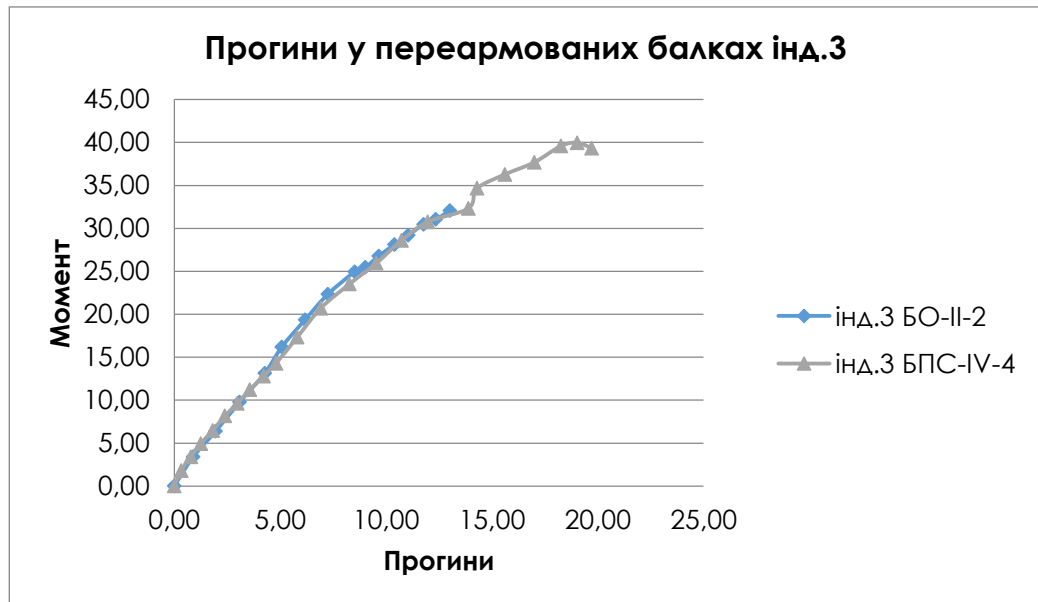


Рис. 4 - Порівняльні діаграми залежності «прогин – згинальний момент» для звичайної балки, переармованих та підсилених балок: а) прогини по центру балки в звичайних балках; б) прогини по центру балки в переармованих балках

Однакові за величиною прогини в підсилений балці виникали при дії більшого згинального моменту, ніж у звичайній балці прогини такої ж величини. Максимальний згинальний момент склав:

- у звичайній балці  $M = 3,568 \text{ кН}\cdot\text{м}$
- у звичайній пере армованій балці ( $\mu = 1,94\%$ )  $M = 32,053 \text{ кН}\cdot\text{м}$
- у підсилений балці  $M = 15,59 \text{ кН}\cdot\text{м}$
- у підсилений переармованій  $M = 39,34 \text{ кН}\cdot\text{м}$

### **Висновки**

1. Побудовано діаграми залежності «відносні поздовжні деформації – згинальний момент», а також «прогин – згинальний момент» у звичайних, підсилених та переармованих балках. Побудовані також діаграми на основі показників індикаторів, установлених на арматурі.

2. Після удосконалення балок встановлено, що серії БПС-IV-2 витримала навантаження в 4,371 рази більше ніж звичайна балка, а БПС-IV-4 витримала навантаження в 1,227 раз більше.

3. Деформативність підсилених балок була меншою порівняно з еталонною.

4. Тобто, підсилення поздовжньо-поперечною зовнішньою системою є ефективним, у результаті підвищується несуча здатність балок та їх деформативність

### **Список використаних джерел**

1. Патент України № 99090 U, МПК E04C3/20 Регульовано напружена балка Чекановича/ а2014 14006; опубл25.05.2015 бюл. №10

2. Гольшев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений/ А.Б. Гольшев, И.Н. Ткаченко. - К.: Логос, 2001. - 172 с.

3. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих та огорожуючих будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд.-К.: Держ. комітет України з будівн. і архіт., 2003.-82 с.

4. Клименко Є. В. Визначення технічного стану будівель та споруд / Є. В. Клименко // Зб. наук. праць : будівельні конструкції. - К.: НДІБК, 2001. - вип. 54. - С.301-305.

### **УДК 681.3.06:69**

#### **Теоретичне дослідження доцільності та економічної ефективності застосування дерев'яних конструкцій (арка, рама, звід) із застосуванням програмного комплексу *lira-sap***

*Романенко С.М., ст. викладач, Цегельнюк Д. О., студент 5 курсу ВГБЗ ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон*

Основна частина будівель і споруд України виробничого та цивільного призначення представлена металевими та залізобетонними (збірними або монолітними) конструкціями. Проте останнім часом збільшується попит на застосування дерев'яних конструкцій. Це викликано більшою мірою естетико-психологічними факторами, до того ж деревина є екологічно чистим будівельним матеріалом. Деревина має високі показники міцності та жорсткості, що дає можливість ефективно застосовувати цей будівельний матеріал при виконанні несучих конструкцій. Дослідження націлені на визначення доцільності застосування дерев'яних несучих конструкцій покриття представлених аркою, рамою та зводом. Порівняння отриманих



теоретичних даних дасть можливість визначити застосування, якої з представлених конструкцій виявиться більш раціональним з економічної точки зору.

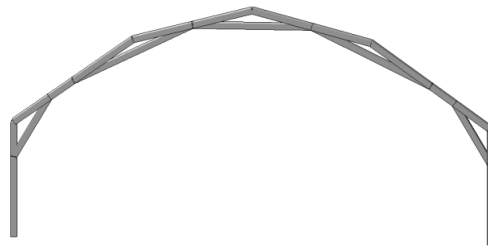
Задачі дослідження:

- визначити приблизні зусилля, які виникають в елементах від вертикальних навантажень в розглянутих просторових конструкціях;
- проаналізувати результати, отримані після теоретичних досліджень представлених дерев'яних конструкцій із застосуванням розрахункового програмного комплексу LIRA-SAPR;
- визначити економічну ефективність застосування арки, рами чи звід методом порівняння отриманих теоретичних даних.

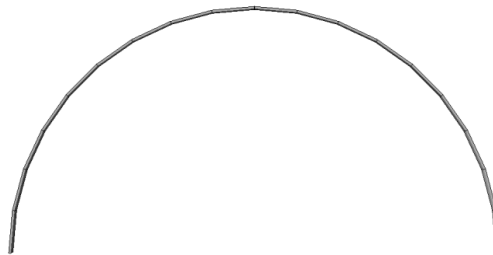
Для експериментальних досліджень було розглянуто три види просторових конструкцій схожих за обрисом:

- рама з ламаним ригелем (рис. 1);
- арочна конструкція (рис. 2);
- односітчастий циліндричний звід (оболонка) (рис. 3);.

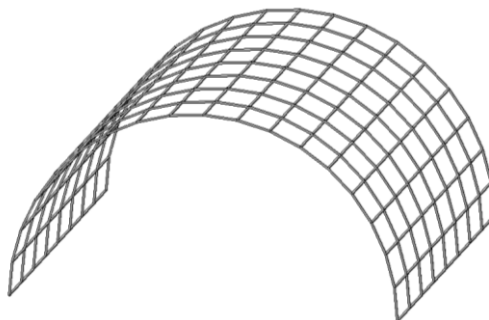
Схеми дослідних конструкцій наведені на рис. 1, 2, 3.



*Рис. 1 Схема рами з ламаним ригелем*



*Рис. 2 Схема арочної конструкції*



*Рис. 3 Схема односітчастого циліндричного зводу (оболонки).*

Всі конструкції застосовуються для будівництва однопрольотних

будівель і споруд прольотом 12,0 м.

Перша конструкція - це наскрізна рама з ламаним ригелем. Рама такого обриси має однакову висоту перетину ригеля і стійок. Розрахунок рам проводиться методом зусиль або переміщень.

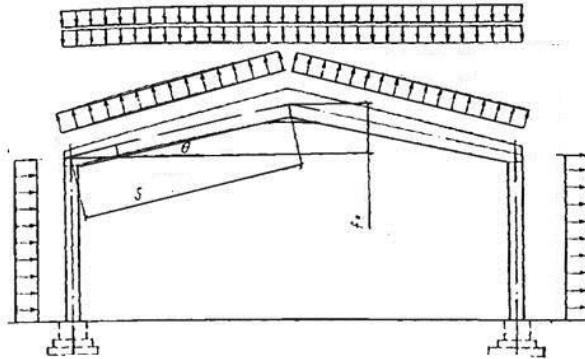


Рис. 4 Схема рами з навантаженнями

Друга конструкція - арка суцільного перерізу по всій довжині. На відміну від рами, арка являє собою конструкцію криволінійного обрису, що перекриває проліт між двома опорами. Найвигідна висота арок становить 1/4-1/6 прольоту, але за умовами експлуатації обрис арок може бути самим довільним. За статичною схемою арки поділяють на трьохшарнірні, двошарнірні і безшарнірні. Розрахунок арки виконувався як двошарнірної. Двошарнірна арка являє собою один раз статично невизначену систему, в якій невідома величина розпору.

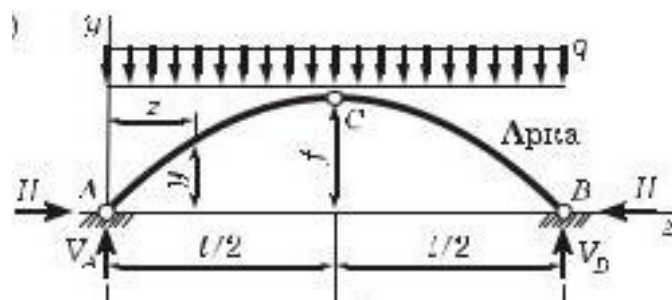


Рис. 5 Статична схема двошарнірної арки від рівномірно розподіленого навантаження

У конструктивному вирішенні третя конструкція прийнята - односітчастий циліндричний звід (оболонка), що включає в себе основні поздовжні і поперечні стрижні. Стріла підйому в циліндричних оболонках приймається 1/6-1/10 прольоту. Наближений статичний розрахунок сітчастої циліндричної оболонки, що спирається по поздовжніх краях на стіни або фундаменти, а по торцях на жорсткі діафрагми, виконується як двошарнірної арки з розрахунковою шириною, що дорівнює розміру осередку сітки зводу  $a$  (рис. 6). [1,2,3]

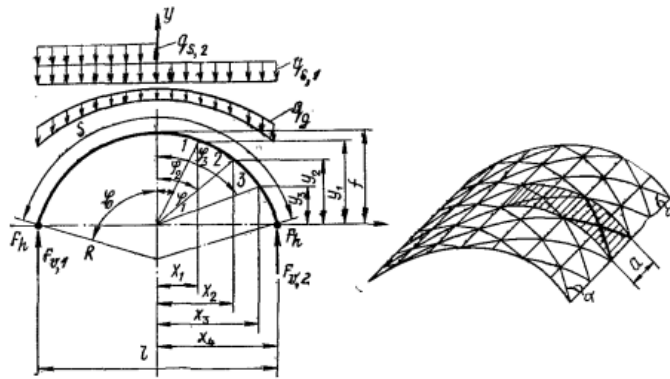


Рис. 6 К розрахунку сітчастих оболонок

Розрахунок просторових конструкцій виконувався із застосуванням програмного комплексу LIRA-SAPR [4,5]. Для порівняння наводяться результати розрахунку всіх трьох конструкцій.

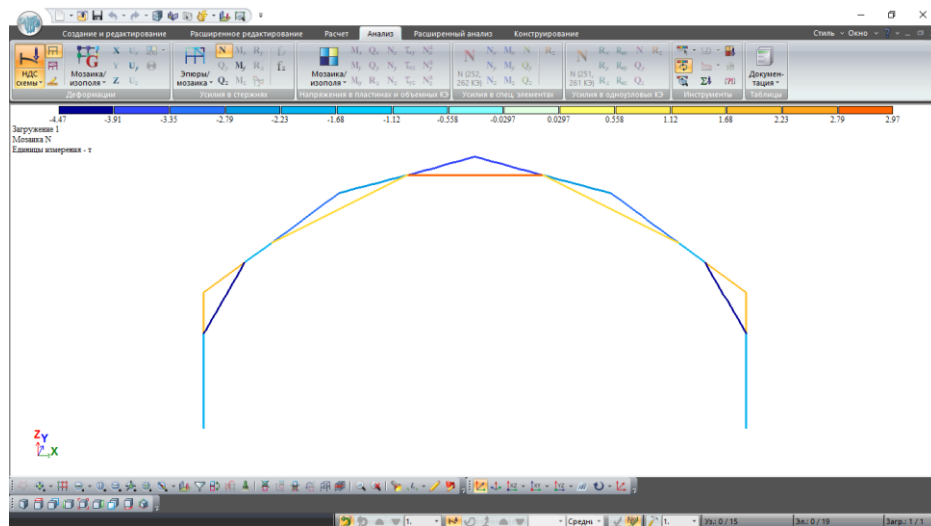


Рис. 7 Зусилля від вертикальних навантажень в рамі з ламаним ригелем

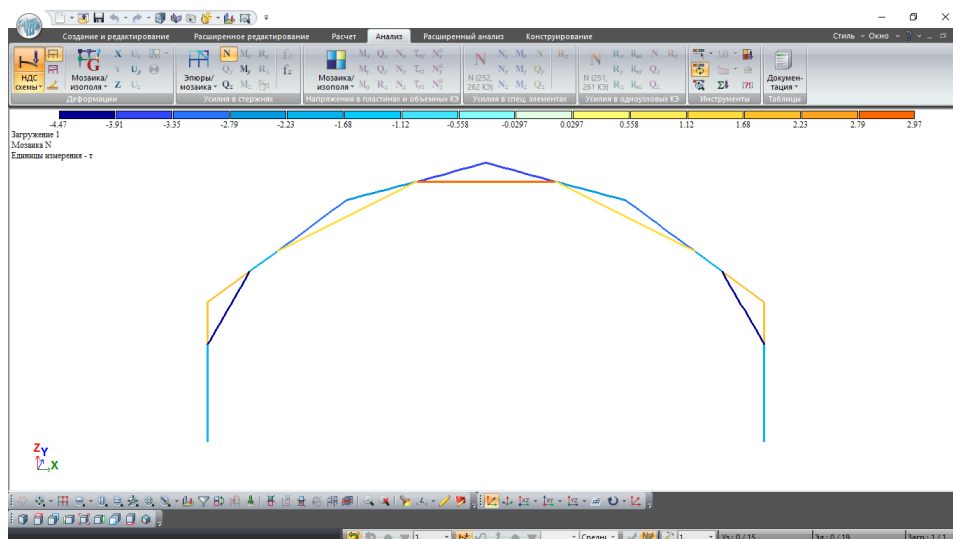


Рис. 8 Зусилля в елементах суцільних арок постійного перетину

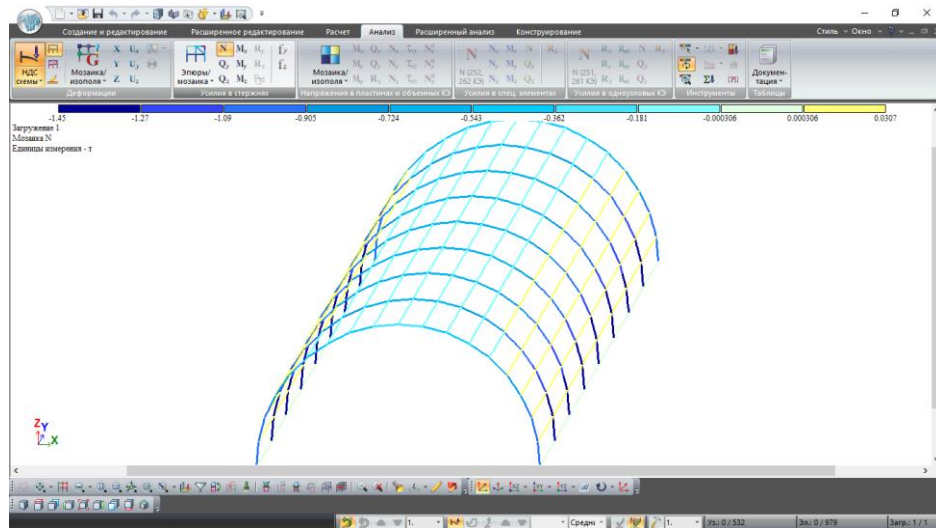


Рис. 9 Мозаїка зусиль в елементах звіду

Максимальні та мінімальні зусилля в окремих стрижнях просторових конструкцій представлені в таблиці 1.

Таблиця 1

Розраховані зусилля в конструкціях

№ п/п	Найменування конструкції	Максимальне зусилля $N$ , т	Мінімальне зусилля $N$ , т
1	Рама з ламаним ригелем	-4,47	2,97
2	Арочна конструкція	-2,78	1,16
3	Односітчастий циліндричний звід (оболонка)	-1,45	0,0307

**Висновок.** Проаналізував і порівняв результати, отримані після теоретичних досліджень представлених дерев'яних конструкцій (арка, рама та звід) із застосуванням розрахункового програмного комплексу LIRA-SAPR визначено, що економічно ефективно є застосування дерев'яного циліндричного звіду порівняно з іншими просторовими конструкціями.

**Список використаних джерел**

1. Журавлев А.А., Вержбовский Г.Б., Еременко Н.Н., Пространственные деревянные конструкции. - Ростов-на-Дону: ОАО ИПФ «Малыш», 2003
2. [А.В. Калугин, Деревянные конструкции. Издательство Ассоциации строительных Вузов, Москва, 2003](#)
3. Лебедева Н.В. Фермы, арки, тонкостенные пространственные конструкции/Лебедева Н.В.: Учеб. пособие. – М.: «Архитектура-С», 2007. – 120 с.
4. Джек Порто, Питер Росс, Руководство для проектировщиков к Еврокоду 5. Проектирование деревянных конструкций EN 1995-1-1, 2013.
5. ЛИРА 9.4. Руководство пользователя. ОСНОВЫ. Учебное пособие Е. Б. Стрелец-Стрелецкий, В. Е. Боговис, Ю. В. Гензерский, Ю. Д. Гераймович, Д. В. Марченко, В. П. Титок. Под ред. Академика РААСН, докт. техн. наук, проф. А. С. Городецкого. - К.: Издательство «ФАКТ», 2008. - 164с.

## УДК 620.952

### **Будинок майбутнього. Енергоефективне житло в Україні**

*Андрієвська Я.П., інженер, Буриченко О.В., студентка 3 курсу ВГБЗ ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон*

Зростання цін на газ та електроенергію змушує українців придивлятися до "зеленого" житла. Пропозиція вітчизняного ринку не затримується.

Цегла, метал, бетон — стандартні матеріали, які використовуються у будівництві. Якщо ж пересічному українцю запропонувати помешкання із соломи або автономний будинок із сонячною електростанцією на даху, то він, найімовірніше, не сприйме таку пропозицію всерйоз.

Такі технології уявляються йому ненадійними або надто дорогими.

Тим не менше, на українському ринку працюють кількадесят будівельних компаній, які керуються стандартами енергоефективного будівництва.

В той час, коли європейці з турботою про довкілля та мешканців ставлять перед собою амбітні цілі щодо будівництва виключно пасивних та автономних будинків задля забезпечення власної енергонезалежності, Україна і далі продовжує латати старі «хрущовки» та будувати за старими звичками. Нові будівельні стандарти, хоч і значно покращенні, проте дуже часто порушуються та недотримуються при будівництві, що часто призводить до проблем зі здоров'ям мешканців.

За результатами проведених енергетичних аудитів на об'єктах бюджетної сфери (біля 100 об'єктів), ми побачили, що 95% будівель мають клас енергоефективності «F» (найнижчий). Потенціал енергозбереження дорівнює 51%, усі обстежувані будівлі потребують комплексної термомодернізації (розраховується на основі різниці в % розрахункового або фактичного значення питомих витрат, від максимально допустимого значення). Середнє питоме споживання теплової енергії будівель в Україні у 3-4 рази вище ніж у країнах Європейського Союзу та становить близько 180 кВт\*год на м.кв. на рік, аналогічний показник країн ЄС є на рівні 55-57 кВт\*год на м.кв. на рік. З огляду на це, потенціал енергозбереження на комунальних об'єктах області та зниження споживання ними енергії і пов'язаних бюджетних витрат може становити до 50% від теперішніх витрат, а це майже 400 млн.грн. щорічно, за 30 років – понад 11 млрд. 250 млн.грн

Втрати теплової енергії будинком, а також потенціал енергозбереження сьогодні має такий розподіл:

- зовнішні стіни – 40 % (потенціал економії – 70 %);
- вікна, двері – 25 % (потенціал економії – 50 %);
- вентиляція – 15 % (потенціал економії – 65 %);
- гаряча вода – 10 % (потенціал економії – 30 %);
- дах, підлога – 8 % (потенціал економії – 50 %);
- трубопроводи, арматура – 2 % (потенціал економії – 35 %).

З огляду на дані, основне споживання енергоносіїв пов'язане з

опаленням будинку з причини теплових втрат через вікна, стіни, дах, підлогу та за рахунок вентиляції. Вирішення цих заходів пов'язане з проведенням комплексної термомодернізації будинків і споруд.



Рис.1. заходи підвищення енергоефективності

Оскільки у XXI ст. ми переймаємося сталим розвитком суспільства, одним із головних аспектів якого є екологічна складова та енергоефективне зелене будівництво, що у свою чергу спрямоване на: максимально ефективне використання енергетичних, водних та інших ресурсів Землі; зменшення негативного впливу будівель на навколишнє середовище; створення екологічно - чистого внутрішнього простору будівлі для забезпечення оптимальності процесу життєдіяльності людини, то цілісна концепція будівлі має базуватися на трьох "китах": комфорт, здоров'я та економія.

**Солом'яний будинок від LifeHouseBuilding.** Компанія Life House Building народилася як ініціатива еко-активістів з Дніпра. Починали з ідеєю змінити ставлення загалом до екологічного будівництва, довести, що це можна робити якісно, швидко і за помірну ціну.

На основі доступних технічних рішень вони розробили технологію виготовлення стінових панелей з доступного органічного матеріалу — соломи.



Рис. 2 Солом'яний будинок від LifeHouseBuilding

«Спочатку готується дерев'яний каркас, а потім гідравлічним пресом у нього пресується солома. Після цього вона обстригається, і виходить рівна панель», — пояснює технологію співзасновник компанії Максим Адріанов.

Завдяки простоті процесу розробники скоротили час зведення будівлі до двох місяців. До того ж солом'яні панелі мають хороші теплові характеристики. "Ми вдвічі перевищуємо державні вимоги до енергозбереження", — каже Адріанов.

LifeHouseBuilding втілила понад тридцять проектів у Дніпрі, Києві, Харкові, Львові, Вінницькій області, Кам'янському, Запоріжжі та Криму. Найбільше розробники пишаються одним із своїх львівських проектів. Там був зданий в експлуатацію будинок, який виробляє більше енергії, ніж використовує.



Рис. 3 Проект від LifeHouseBuilding

"На будинку встановлена десятикіловатна система сонячних панелей. За рік дім виробляє більше, ніж використовує. Надлишок енергії влітку власник продає за "зеленим" тарифом. Якщо порахувати, скільки енергії будинок виробляє влітку, то за зароблені кошти можна опалювати дім узимку", — розповідає Адріанов.

У Європі технологія будівництва з соломи застосовується вже давно, а в Україні лише набирає обертів: "Інтерес до нашої технології відчуваємо. Цікавляться здебільшого люди, які воліють вести здоровий спосіб життя і яких хвилюють проблеми екології. Важко вмовити людину з типовим сприйняттям світу".

Серед плюсів ведення такого бізнесу підприємці зазначають відсутність сильних конкурентів.

**"Канадський будиночок"** від "Екопану" - одна з найстарших компаній на українському ринку екологічного будівництва. Вона проектує енергоефективні будівлі вже вісім років.

Підприємство користується поширеною у світі панельно-каркасною технологією, яку ще називають SIP-технологією (Structural Insulated Panel — структурна ізоляційна панель). Будинок складається подібно до конструктора.



Рис. 4 "Канадський будиночок" від "Екопану"

Перевага такого будівництва у тому, що воно швидке та відносно економічне. Помешкання можна звести за кілька місяців, а фінальна вартість становить 200-250 дол за кв м, а з оздобленням — 450-500 дол за кв м.

Канадськими такі будинки називають через те, що в таких спорудах живе більшість населення Канади, Норвегії, Фінляндії, Швеції та півострова Аляски. Будинки пристосовані для суворого клімату цих регіонів. Панелі товщиною 30 см дозволяють будівлі не промерзати у сильні морози навіть без опалення.

Товщина панелей "Екопан" — 7-20 см. За підрахунками компанії, будинок площею 200 кв м при температурі -12 градусів потребує близько 10 куб м газу на добу. Для порівняння: кам'яний площею 75 кв м — 33 куб м на добу. Підприємство пропонує продаж готового будинку "під ключ". Вартість обслуговування будинку виявилася менша, ніж розмір комунальних платежів за аналогічну міську квартиру".

**Німецький підхід Neosacre.** Харківська компанія Neosacre пропонує не просто енергоефективне житло, а так званий пасивний будинок. Ідея "пасивного" помешкання народилася у Німеччині в 1990-х роках і набирає неабиякої популярності у світі. Суть у тому, що будинки мають високоякісну теплоізоляцію та герметичну оболонку, а енергія для їх утримання



виробляється з альтернативних джерел. Це дозволяє досягти повної незалежності від постачальників енергоносіїв.



Рис 5. Будинки від компанії Neosacre

Neosacre працює за німецьким стандартом Passivhaus. Якість підтверджується фінальною перевіркою на герметичність та повітропроникність новобудови. Уже реалізовано один проект, ще один втілюється. Компанія також працювала з кількома об'єктами, в яких частково застосовані енергозберігаючі технології.

У них були використані сонячні панелі для виробництва електроенергії, сонячні колектори для підігріву води, теплові насоси. Будинок не потребує підключення до систем опалення, електроенергії та газу. Це дозволяє скоротити на 70-90% витрати на обслуговування і навіть домогтися повної незалежності.

Правда, коштує така німецька якість немало — 1 тис дол за кв м з внутрішнім оздобленням, сантехнікою та інженерними комунікаціями, але таке житло найбільш сприятливе для комфортного проживання, оскільки в ньому автоматично підтримується оптимальний мікроклімат: вологість, температура і чистота повітря.

## УДК 624.014

### **Вплив насичення бетону епоксидним полімером на його міцність при вигині**

*Гайдабура С.К., зав. лабораторією, Пономаренко Є.П., магістр  
ДВНЗ «ДВНЗ», кафедра будівництва, м. Херсон*

Цементно-полімерні бетони — це цементні бетони з добавками різних високомолекулярних органічних сполук у вигляді водних дисперсій полімерів - продуктів емульсійної полімеризації різних полімерів: вінілацетату, вінілхлориду, стиролу, латексів або водорозчинних колоїдів:

полівінілівого і фурілового спиртів, епоксидних водорозчинних смол, поліамідних і мочевино-формальдегідних смол.

Використання в бетоні полімерів дозволяє змінювати його структуру і властивості в потрібному напрямку та покращувати техніко-економічні показники матеріалів.

Цементно-полімерні бетони характеризуються наявністю 2-ох активних складових: мінерального в'язучого та органічної речовини. Це сполучення з водою утворює цементний камінь, склеює частки заповнювача в моноліт. Полімер у рівні видалення води з бетону утворює на поверхні пор, капілярів, зерен цементу і заповнювача тонку плівку, яка має гарну адгезію і покращує монолітність бетону і роботу мінерального скелета під навантаженням. В результаті покращується міцність при розтягненні і, особливо, при вигині, збільшується процент морозостійкості, зносостійкості, вологостійкості.

***Найбільш поширені добавки полімерів в цементні бетони є:***

+ поливинилацетат (ПВА)

+ латекси

+ водорозчинні смоли

Основним фактором, що впливає на властивості цементно-полімерного бетону широкий спектр використання, наприклад їх частіше використовують для підлог, доріг, оздоблювальних і клейових складів, корозійно-стійких покриттів. **Полімербетони** - це бетони, в яких в'язучими служать різні полімерні смоли, а наповнювачами неорганічні матеріали (пісок і щебінь). Для прискорення твердіння і поліпшення властивостей застосовують пластифікатори, отверджувачі, а також спеціальні добавки. Найбільш часто використовують термореактивні смоли: фуранові, епоксидні і поліефірні-акрилові. Затвердіння здійснюється при звичайній температурі або в умовах підігріву. **Фуранові смоли** - найбільш дешеві; затвердіння відбувається в присутності каталізатора (сульфоокислоти). З епоксидних смол найбільш придатні рідкі смоли ЕД-5, ЕД-6; вони тверднуть за допомогою каталізатора іонного типу (поліетиленполіамін, гексаметилендіамін) і їх беруть 10-20% від маси смоли; при підвищенні температури швидкість затвердіння підвищується. Поліефірні смоли: поліефірмаленати, поліефіракрілати тверднуть при звичайній температурі з допомогою каталізатора (перекису бензолу, циклогексанолу).



Рис 1. Цементно-полімерні бетони

Було визначення на практиці рівня впливу насичення бетону епоксидним полімером на його міцність при вигині. Одже, спершу мені було потрібно розробити план-експеримент роботи, а також з'ясувати які саме мені потрібні форми-зразки для виконання дослідження. У процесі розробки плану-експерименту я визначив, що мені потрібні наступні форми-зразки:

- 24-ри балки, у масштабі (4x4x16)
- 6-ть кубиків (10x10)
- 4-ри призми (стандартного розміру)

Для точності даних на кожне дослідження у плані-експерименті я використовую два зразки, тобто, наприклад, на балки, у масштабі (4x4x16) насправді приходиться 12-ть експериментів, але я розробляю 24-ри балки, щоб зробити на кожен експеримент по 2 однакових дослідження, і, звідси, я отримаю більш точні й достовірні результати.

Для дослідження впливу насичення бетону епоксидним полімером на його міцність при вигині для зразків використовуються 3-ри марки бетону (M100, M200, M400). Варіації балок, кубиків та призм залежать від самого експерименту, тобто, в нас будуть контрольні зразки, не покриті полімером, стандартні, звичайні; наступні зразки будуть вже в свою чергу покриті полімером; додатково для себе, маючи великий інтерес, я роблю ще один експеримент, де зразки будуть покриті полімером та фіброю водночас, фібра також буде укладена в одному випадку хаотично, а в другому рівномірно (*що таке фібра, див. нижче таблиці плану-експерименту*).

Одже, коли маються всі дані для подальшої роботи, розробляється план-експеримент.

Таблиця 1

### «План-експеримент»

Марка бетону	Варіації зразків			
	Контрольний зразок	Зразок покритий полімером	Зразок "полімер + фібра"	
			Хаотично вкритий фіброю	Рівномірно вкритий фіброю
M100	Екс. №1 Екс. №2	Екс. №1 Екс. №2	Екс. №1 Екс. №2	Екс. №1 Екс. №2
M200	Екс. №1 Екс. №2	Екс. №1 Екс. №2	Екс. №1 Екс. №2	Екс. №1 Екс. №2
M400	Екс. №1 Екс. №2	Екс. №1 Екс. №2	Екс. №1 Екс. №2	Екс. №1 Екс. №2

Екс. №1 - Експеримент №1

Екс. №2 - Експеримент №2

Фібра, буквально із самого початку її появи цей унікальний матеріал став у буквальному значенні незамінним у будівництві. Це армуюча добавка

в бетон, яка значною мірою поліпшує характеристики даного матеріалу.

Коротко на запитання, що таке фібра для бетону, можна відповісти в такий спосіб – це мікро волокна. Можете назвати їх волосками, але суть і принцип роботи їх від цього не зміниться – у бетоні вони відіграють роль додаткового зв'язування. Вони виконують практично ту ж функцію, що й арматура, тільки на мікрорівні – у деяких випадках вони навіть повністю можуть замінити арматурний каркас у бетоні й при цьому його міцність ні на йоту не постраждає, що вже саме по собі є перевагою. Не багато не мало, це дає істотну економію при будівництві. Унікальність фібри полягає не тільки в її здатності збільшувати міцність бетонних конструкцій – разом з нею вона надає бетону багато корисних якостей:

1. Фібра підвищує пластичність бетону – це означає якісну й, головне, щільну осадку часток суміші – цей фактор також сприяє збільшенню міцності бетону. Таку суміш доводиться менше саджати за допомогою вібрацій.

2. Збільшує в'язкість. Працювати із грузлим і пластичним бетоном набагато простіше – цей момент можуть оцінити ті, хто займається ручним виготовленням бетонних підлог.

3. Значною мірою підвищується стійкість бетону до негативних температур. Фібра не убирає вологу, і морозостійкість бетону збільшується рівно настільки відсотків, скільки було додано фібри в бетон.

4. Вологостійкість. Ця характеристика збільшується по тій же причині, що й попередня.

5. Довговічність бетону. Вона досягається завдяки всьому перерахованому вище – усі фактори в сукупності саме й забезпечують тривалий строк експлуатації бетонних конструкцій.



Рис 2. Види фібри

Мало того, усі ці якості ще забезпечують і цілісність бетону протягом усього цього строку – з поверхні конструкцій практично не відколюються шматочки бетону, що приводить до тривалої схоронності зовнішнього вигляду виробу.

Ця характеристика широко використовується в процесі виготовлення різного роду деформаційних швів при створенні підлог високої міцності промислового призначення. Це найпоширеніший матеріал для армування

бетону – він характеризується дуже високими показниками й дозволяє збільшити міцність звичайного бетону в кілька раз. Мало того, поліпропіленова фібра є відмінним способом запобігти розтріскуванню бетону як у процесі застигання, так і під час його експлуатації. Характеризується підвищеними технічними характеристиками й дозволяє підвищити міцність бетону в кілька разів, захищаючи його від утвору тріщин. Фібра цього типу без втрати своїх якостей служить стільки ж, скільки й сам бетон.

У більшості випадків поліпропіленова фібра застосовується для армування підлог, фундаментів і стін з бетону – її стандартна витрата становить 1 кг на кубічний метр бетону, але залежно від необхідних характеристик, може змінюватися в більшу або меншу сторону.

**Технологія приготування бетону** для зразків зводилася до точних, вимірних пропорцій цементу, піска та води. Пропорція приведена нижче:

$x$  – цемент;

$2x$  – пісок;

$x/2$  – вода.

Після приготування бетонної суміші, вона розливалася до форм, відповідно тих зразків, які ми хотіли отримувати, на фото нижче приведений приклад із балками у масштабі (4x4x16).



Рис. 3. Експериментальні дослідження у лабораторії

Після цього форма проходила процес вібро-трамбовки на вібростанку, а вже після залишалася у формі на 2 доби, та набиралась попередньої міцності.

Призми виготовлялися іншим способом, пропорція цементу-піска-води залишається такою ж самою, тільки до бетонної суміші додається щебінь, у пропорції 4х, щебінь береться самої малої фракції.



Рис. 4 Види опалубок

Через 28-ім днів зразки достаються з ванної, очищаються від зайвого бруду, та замотуються у ганчір'я, на 3-5 днів, щоб вже готові зразки висохли.



Рис. 5. Готові зразки.

Після чого зразки покриваються полімером та досліджуються на розривній машині «Р-5». Звертаючи увагу на кращі показники міцності при вигині – вибирається найкращий варіант насичення бетону епоксидним полімером.

УДК 692.415

## Особливості технології влаштування даху з очерету в сучасному будівництві

*Новікова С. М., старший викладач  
ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон*

З найдавніших часів дахи будинків покривали матеріалами, які давала людині природа. ще з часів первісно-общинного ладу люди при зведенні дахів використовували гілки і листя різних рослин, щоб захистити свої оселі від холоду, вітрових поривів, а також від проникнення опадів у будівлю.

Сучасні покрівлі з натуральних матеріалів екологічні та ефектні, а, крім того, безпечні завдяки новим захисним технологіям. Саме тому останнім часом почали повертатися старовинні методи виготовлення покрівель із застосуванням натуральних матеріалів. Тому, не дивно, що очеретяна покрівля набуває популярності. Можна сказати, що в даний час таке покриття покрівлі отримує друге народження і вважається ознакою достатку і доброго смаку.



Очеретяний дах — це, звичайно, не найпоширеніший вид покрівельного матеріалу. Цей матеріал відноситься до елітних типів покрівлі. Захищаючи будинок від несприятливих погодних впливів, дах з очерету є нічим іншим, як способом самовираження господаря і його домочадців.

Взагалі у світі нараховується сім видів очерету. В Україні цінується два: волинський та одеський. Між ними є біологічна різниця. Найбільші посіви тростини, який можна використовувати для монтажу очеретяного даху знаходяться на берегах Дунаю в селищі Вилкове, Одеської області. Росте такий очерет на лиманах, він не такий крихкий, як на півночі, адже містить захисні речовини, які рослина вбирає із води. Наш очерет користується попитом у країнах Західної Європи - Голландії, Данії та Німеччині.

Саме вдалий час для збору очерету є зима (з 15 листопада по 15 березня), адже саме в цей час рослина досягає максимальної довжини і

сухі верхівки видаляються без особливих проблем. Очерет повинен бути не старий, але і не дуже молодий, не пересохлий і приблизно однієї довжини - не менше 1,5 м і не більше 2,5 м, при діаметрі 5-6 мм.

Очерет підсушується і в'яжеться в снопи, в зимовий час зберігається в прохолодному місці.



Для укладання покрівлі з очерету застосовують 2 різних типи, а саме відкритий і закритий. Найбільш популярним в країнах Європи є відкритий тип. Відрізняється відкритий очеретяний дах від закритого у наступному. У відкритому типі очеретяні снопи лягають на самі крокви, нічим не приховуючи їх у внутрішній частині. Всередині проглядається покладений очерет.

Очеретяна покрівля закритого типу - для тих хто бажає зробити всередині кімнату і в ній зробити обробку стелі. Принцип цієї технології в тому, що снопи кріпляться і укладаються не так на крокви, а на дошку які укладаються поверх крокв. У цьому випадку потрібно так само використовувати паробар'єр у внутрішній частині. Шви від паробар'єра проклеюються спеціальними бутиловими стрічками. Далі впритул до пароізоляції може укладатися і утеплювач.

Укладання очеретяної покрівлі це трудомістка і відповідальна робота. Очеретяна покрівля - складна архітектурна будова, тому монтаж і всі види робіт повинен виконувати спеціально навчений покрівельник.

На сьогоднішній час існує багато технологій укладання очеретяної покрівлі, зокрема: Англійська Данська Голандська Польська та інші. Різниця



між цими різними технологіями, яким вже багато сотень років, полягає зокрема у:

- виборі очерету - довжині та його товщини стебел в різних технологіях різняться. Для прикладу в одній із найбільш популярних, такій як голандська, довжина очерету не повинна бути менша за 1,5 метра, а товщина 0,8 мм;

- типу покриття - закрите чи відкрите;

- коник - металевий, керамічний, черепичний, або з іншого матеріалу.

Монтаж очеретяної покрівлі відкритого типу, проводиться на обрешітку з дерев'яних брусків розмірів 50x50 або 40x60 мм, з інтервалом в 300-350 мм. Площинність ската очеретяного даху не повинна бути меншою 30°.

Спочатку до обрешітки кріпляться саморізи, до яких буде кріпитися дрід. А що б дрід не зіпсував очеретяний дах, він повинен бути з нержавіючої сталі. Категорично неприпустиме використання цвяхів. За допомогою дроту снопи очерету кріпляться на даху. Верхні, тобто - другий, третій і т.д. ряди лягають на попередньо укладені таким чином щоб дах виглядав як цілісна конструкція і товщина даху ніде не була нижче 300 мм.

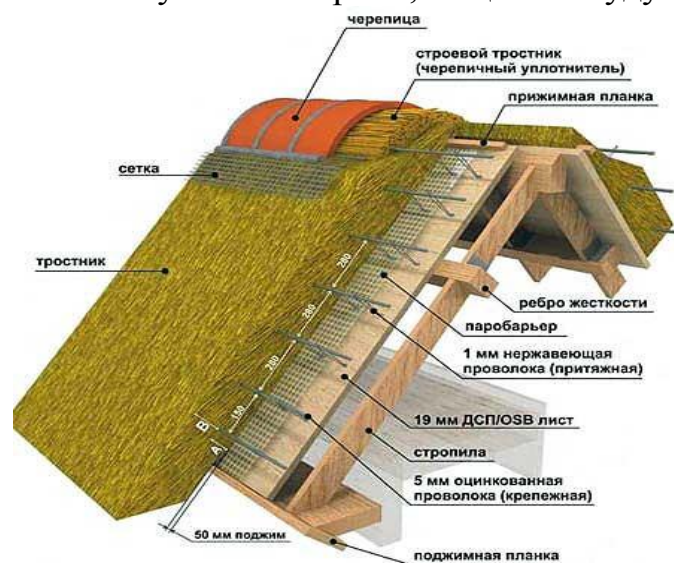
Для укладання очеретяної покрівлі використовується три види пучків: короткі, довгі і грубі з кривими стеблами. Середній та довгий очерет використовується для основної частини покрівельного покриття, а короткий використовується на ковзанах і по фронтонних кутах. Грубий очерет використовується для підкладки і внутрішніх шарів покрівлі.

Вибираються пучки однакової довжини і розмірів. Початковий шар складається з стебел в половину діаметру. Кожен метр покрівлі має вісім пучків.

Підпокрівельна конструкція виконується в двох видах:

- бесідкова – з відкритими кроквами (очеретяна покрівля прикріплюється до крокв і видна коли ви всередині альтанки);

- закрита конструкція з використанням настилу (конструкція рекомендована для облаштування покрівлі, якщо там будуть жити люди).



Перед початком укладання очеретяної покрівлі в основу вкручуються шурупи для прикріплення зігнутого нержавіючого дроту. Укладання очеретяної покрівлі починається знизу з укладанням рядів внахлест. Укладається очерет в пучках по обрешітці. Укріплений шурупами дріт протягається через очерет, що в результаті дає очеретяне покриття, укріплене сталевими стрижнями. Як дріт, так і стрижні при укладанні наступного шару закриваються і візуально не помітні.

Для установки першого шару використовується сходи і ліси нижче рівня карниза на половину метра. Надалі майстер знаходиться на балках покрівлі.

Укладання очеретяної покрівлі починається з правого нижнього карниза. Початковий сніп підв'язується зшивкою з першої рейкою решітки. Початковий сніп встановлюється під кутом під  $45^{\circ}$ , між фронтоном та карнизом виходячи на тридцять градусів. Перша смуга починається укладанням очерету для карниза, задаючи рівномірність лінії кінчиків, та повну товщину на тридцять сантиметрів самої покрівлі. Початкова підв'язка сильно зміцнюється і притискається дротом.

Перший притиск виконується на відстані 20 см від притискної планки. Другий притиск - з відступом в 12 см від першого. Усі наступні притиски виконуються на відстані 28-30 см один від одного.

Пучки для карниза зв'язуються з балкою фронтону. Далі вони щільно вклинюються підбиттям лопаткою, створюючи лінію і форму нахилу карниза і фронтону. Очерет встановлюється за обраним нахилом покрівлі за допомогою підбиття очерету знизу вгору.

Встановивши смугу карниза і перший метр ширини карниза по поверхні, встановлюють грубий очерет.

Установка другого пучка очеретяної покрівлі проводиться щільно до минулого шару і паралельно балці.

Ряд притискається оцинкованим дротом з діаметром п'ять міліметрів кожні тридцять сантиметрів. Зміцнення покрівлі відбувається проведенням дроту під балкою.

Після установки шару очерет збивається лопаткою для отримання однакового скосу покрівлі. Нагорі шару залишається невелика кромка для вирівнювання наступного шару.

Установка верств відбувається поступово до коника крівлі з однаковим шаром в 30 см. При установці кромка смуги тимчасово утримується двома гаками, встановленими в попередній шар. Поступово вони переміщуються по мірі пересування до останнього шару. Новий шар встановлюється трохи зрушеним назад. Чим ближче до карнизу, тим менше ставиться відступ, а ближче до коника він збільшується. Така особливість зменшує візуальну вертикальну лінію і борозну, по яких може збігати вода.

На верхніх рядах очеретяної покрівлі використовуються пучки з коротким стеблом.

Для формування згина коника з пучків очерету створюють крутий нахил промочують у воді і мокрим встановлюють на покрівлю, щоб при

висиханні він зберіг форму коника. Кінцевий шар пучків зв'язується з коником, а залишок стебел зрізається на рівні конькових пучків.

Для надання закінченого вигляду очеретяна покрівля підбивається лопаткою. Через рік після зведення, дах необхідно поправити, заново ущільнити, потім розчесати щітками.



Для виконання покрівлі з очерету застосовуються наступні пристосування:

- притискна планка, яка фіксує шари покриття;
  - прищіпки затискні (не менше 30 штук), що підтримують снопи (ту ж функцію можуть виконувати гаки);
  - шурупи - для прикріплення в'язального дроту;
  - сталевий дріт;
  - спеціальні лопатки різних розмірів для підбиття шарів очерету;
  - гребінка (дошка з вбитими цвяхами) для підбиття і вичісування торців;
  - заокруглена голка - використовується при методі перев'язки снопів дротом;
  - спеціальні кілочки (кнехти) для підтримування снопів і промірювання глибини шару.

До недоліків покрівлі з очерету можна віднести її привабливість для птахів, які можуть почати гніздитися на такій покрівлі. Щоб подібного не сталося, потрібно прагнути створити при укладанні якомога більш щільний поверхневий шар покриття.

Найбільш актуальним питанням пов'язаним з покрівлею з очерету є її безпека і саме пожежна безпека.

Дах з очерету обов'язково обробляється спеціальними домішками – антипіренами. Невидима плівка, якою покривається кожна з стеблинок, створює захисний бар'єр який не дозволяє не тільки підпалити сам очерет, але і якщо це трапиться то вогонь не поширюватиметься. Очерет покритий такими домішками, максимально що буде, тільки тліти в місці підпала, але ніяк не горіти. Процеси займання та загоряння після обробки сповільняються. Але повного захисту від загоряння обробка антипіренами не дає. У зв'язку з цим при проектуванні будинків з горючих природних матеріалів передбачаються додаткові методи захисту від пожежі. Відмітка верху димової труби на будинках з очеретяними покрівлями задається вище, ніж на

будівлях з традиційними покрівлями. При проектуванні будівлі з рослинних покрівельних матеріалів обов'язково потрібно передбачити евакуаційні виходи з мінімальним нормативним відстанню до них з різних точок місцезнаходження людей. Найнадійнішим захистом від загоряння буде установка якісної автоматичної системи пожежогасіння.

Захищеність очеретяною даху від ураганів залежить не тільки від самого очерету, а й від максимально правильного його укладання. При правильній, професійній кладці, покрівля з очерету витримає пориви вітру до 25 метрів на секунду. Такими відмінними характеристиками не зможе похвалитися такі традиційні покрівлі як натуральна черепиця або шифер.

Основні технологічні показники покрівлі з очерету:

1. Коефіцієнт теплопровідності –  $0,35 \text{ Вт/м}^2\text{К}^0$
2. Вологопоглинання – до 20% на добу
3. Щільність –  $120 - 150 \text{ кг/м}^3$
4. Вітрове навантаження –  $25 \text{ м/сек}$
5. Вага –  $40-50 \text{ кг/м}^2$

Вартість очеретяною даху в Європі, становить близько 200 євро за  $1 \text{ м}^2$ , в Україні ціна одного квадратного метра коливається від 40 до 120 євро.

#### **Інтернет джерела:**

1. <https://kamyshevaya-krysha.com.ua/ua/index/>
2. <https://kamyshevaya-krysha.com.ua/ua/article/11/>
3. <https://kamyshevaya-krysha.com.ua/ua/article/13/>
4. <https://kamyshevaya-krysha.com.ua/ua/article/15/>
5. <https://kamyshevaya-krysha.com.ua/ua/article/16/>
6. <http://stroytechnology.net/budivelni-roboty/1689-dax-z-ocherety-svoimy-rykamy.html>
7. <http://vidpoviday.com/dax-z-ocheretu-perevagi-yak-zrobiti-i-doglyadati>
8. <http://poradu24.com/remontu/dax-z-ocheretu-svo%D1%97mi-rukami-foto-texnologiya.html>
9. <https://prom.ua/p663487491-dah-ocheretu.html>

## **УДК 624.01**

### **Математична модель розрахунку зовнішньої системи підсилення**

*Андрієвська Я.П., інженер*

*ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон*

Натяжна конструкція підсилення має вигляд дзеркально симетрично розташованої затяжки в приопорних зонах балки з нахилом поздовжньої осі балки. Поперечна арматура балки, закріплена одним кінцем на верхній грані балки ближче до її середини з обмеженням зміщення до середини, а іншим кінцем на нижній грані балки ближче до її опор з обмеженням зміщення до опор і з можливістю поздовжнього розтягу верхньої грані балки і обтиску нижньої її грані та поперечного стиску приопорних зон. У якості зовнішньої

арматури використовувалась арматура  $\varnothing 8$  мм класу А400С, необхідно визначити переміщення вузлів 1, 2, 3 стержневої системи, зображеної на рисунку 1, площа поперечного перерізу стержнів дорівнює  $A_s = 0,503 \text{ см}^2$ . Модуль пружності сталі дорівнює  $E_{cm} = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ . Довжини стержнів дорівнюють:

$$l_{11} = 6 \text{ см}$$

$$l_{21} = 6 \text{ см}$$

$$l_{31} = 6.26 \text{ см}$$

$$l_{12} = 18 \text{ см}$$

$$l_{22} = 15,5 \text{ см}$$

$$l_{32} = 14 \text{ см}$$

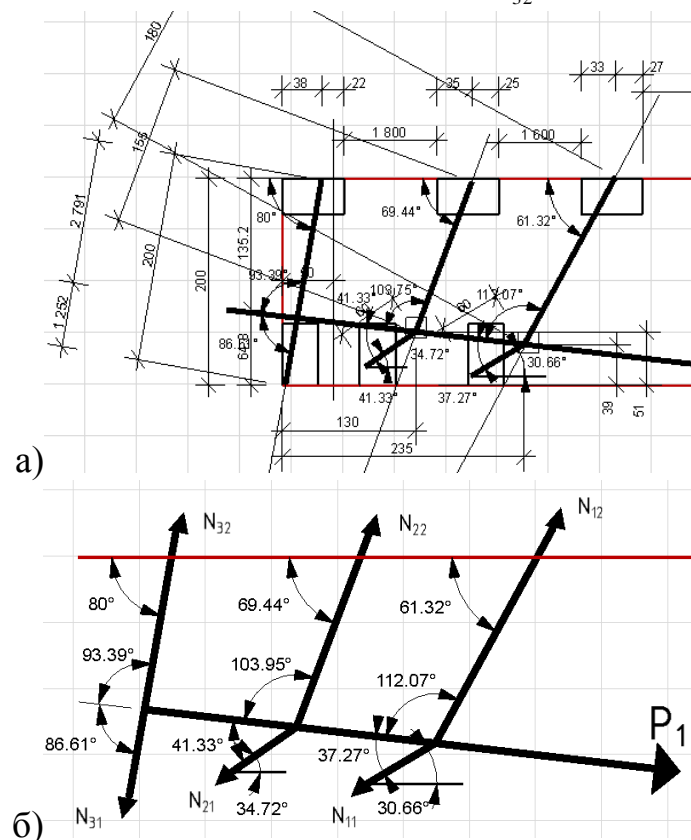


Рис. 1 - Схема стержневої системи: а) розміри; б) напрямлення сил

Розглядаючи умову рівноваги вузлів 1, 2, 3 під дією навантажень  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  відповідно і зусиль в стержнях  $N_{11}$ ,  $N_{12}$ ,  $N_{21}$ ,  $N_{22}$ ,  $N_{31}$ ,  $N_{32}$ , які необхідно знайти, будемо силовий трикутник для кожного вузла. За теоремою синусів знаходимо:

$$N = \frac{P \cdot \sin \alpha^0}{\sin \beta^0} \approx xP \quad (1)$$

$$N_{11} = \frac{P_1 \cdot \sin 112^0}{\sin 61.32^0} \approx 1,0568 \cdot P_1$$

$$N_{12} = \frac{P_1 \cdot \sin 37.27^0}{\sin 61.32^0} \approx 0,6902 \cdot P_1$$

$$N_{21} = \frac{P_2 \cdot \sin 105^0}{\sin 69.44^0} \approx 1,0316 \cdot P_2$$

$$N_{22} = \frac{P_2 \cdot \sin 41.33^0}{\sin 69.44^0} \approx 0,7053 \cdot P_2$$

$$N_{31} = \frac{P_3 \cdot \sin 93,39^0}{\sin 80^0} \approx 1,0136 \cdot P_3$$

$$N_{32} = \frac{P_3 \cdot \sin 86.61^0}{\sin 80^0} \approx 1.0136 \cdot P_3$$

Абсолютні видовження стержнів будуть дорівнювати:

$$\Delta l_{i1} = \frac{N_{i1} \cdot l_{i1}}{E_{cm} \cdot A_{s1}} \qquad \Delta l_{i2} = \frac{N_{i2} \cdot l_{i2}}{E_{cm} \cdot A_{s2}} \qquad (2)$$

$E_{cm} = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 2 \cdot 10^6 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$  – модуль пружності сталі;

$A_{s1} = A_{s2} = 0,503 \text{ см}^2$  – площа поперечного перерізу стержнів.

Довжина стержня 1-1 дорівнює  $l_{11} = 6 \text{ см}$ , тоді абсолютне видовження стержня 1-1 буде дорівнювати:

$$\Delta l_{11} = \frac{N_{11} \cdot 6}{2 \cdot 10^6 \cdot 0,503} = 5,9642 \cdot 10^{-6} \cdot N_{11} = 6,2656 \cdot 10^{-6} \cdot P_1$$

Довжина стержня 1-2 дорівнює  $l_{12} = 18 \text{ см}$ , тоді абсолютне видовження стержня 1-2 буде дорівнювати:

$$\Delta l_{12} = \frac{N_{12} \cdot 18}{2 \cdot 10^6 \cdot 0,503} = 17,8926 \cdot 10^{-6} \cdot N_{12} = 12,3495 \cdot 10^{-6} \cdot P_1$$

Довжина стержня 2-1 дорівнює  $l_{21} = 6 \text{ см}$ , тоді абсолютне видовження стержня 2-1 буде дорівнювати:

$$\Delta l_{21} = \frac{N_{21} \cdot 6}{2 \cdot 10^6 \cdot 0,503} = 5,964 \cdot 10^{-6} \cdot N_{21} = 6,1526 \cdot 10^{-6} \cdot P_2$$

Довжина стержня 2-2 дорівнює  $l_{22} = 15,5 \text{ см}$ , тоді абсолютне видовження стержня 2-2 буде дорівнювати:

$$\Delta l_{22} = \frac{N_{22} \cdot 15,5}{2 \cdot 10^6 \cdot 0,503} = 15,4075 \cdot 10^{-6} \cdot N_{22} = 10,8669 \cdot 10^{-6} \cdot P_2$$

Довжина стержня 3-1 дорівнює  $l_{31} = 6,26 \text{ см}$ , тоді абсолютне видовження стержня 3-1 буде дорівнювати:

$$\Delta l_{31} = \frac{N_{31} \cdot 6,26}{2 \cdot 10^6 \cdot 0,503} = 6,2226 \cdot 10^{-6} \cdot N_{31} = 6,3072 \cdot 10^{-6} \cdot P_3$$

Довжина стержня 3-2 дорівнює  $l_{32} = 14 \text{ см}$ , тоді абсолютне видовження стержня 3-2 буде дорівнювати:

$$\Delta l_{32} = \frac{N_{32} \cdot 14}{2 \cdot 10^6 \cdot 0,503} = 13,9165 \cdot 10^{-6} \cdot N_{32} = 14,1057 \cdot 10^{-6} \cdot P_3$$

$$\text{Приймаємо } P_1 = P_2 = P_3 = P = 0,6 \cdot \sigma \cdot A_s, \qquad (3)$$

$\sigma = 355 \text{ МПа} \approx 3620 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$  – напруження в арматурі;

тоді  $P = 0,6 \cdot 3620 \cdot 0,503 = 1092,52 \text{ (кгс)}$ , остаточно приймаємо:

$P = 1100 \text{ кгс}$ . При заданому значенні  $P$  знаходимо величини абсолютних видовжень кожного стержня.

$$\Delta l_{11} = 6,2656 \cdot 10^{-6} \cdot P_1 = 6,2656 \cdot 10^{-6} \cdot 1100 = 6,892 \cdot 10^{-3} \text{ (см)}$$

$$\Delta l_{12} = 12,3495 \cdot 10^{-6} \cdot P_1 = 12,3495 \cdot 10^{-6} \cdot 1100 = 13,584 \cdot 10^{-3} \text{ (см)}$$

$$\Delta l_{21} = 6,1526 \cdot 10^{-6} \cdot P_2 = 6,1526 \cdot 10^{-6} \cdot 1100 = 6,767 \cdot 10^{-3} \text{ (см)}$$

$$\Delta l_{22} = 10,8669 \cdot 10^{-6} \cdot P_2 = 10,8669 \cdot 10^{-6} \cdot 1100 = 11,953 \cdot 10^{-3} \text{ (см)}$$

$$\Delta l_{31} = 6,3072 \cdot 10^{-6} \cdot P_3 = 6,3072 \cdot 10^{-6} \cdot 1100 = 6,937 \cdot 10^{-3} \text{ (см)}$$

$$\Delta l_{32} = 14,1057 \cdot 10^{-6} \cdot P_3 = 14,1057 \cdot 10^{-6} \cdot 1100 = 15,516 \cdot 10^{-3} \text{ (см)}$$

Так як значення абсолютних видовжень стержнів надзвичайно малі величини по відношенню до довжини стержнів (абсолютне видовження виражено величинами в сотих та тисячних долях сантиметра), то для знаходження положення шарнірів 1, 2, 3 після деформації (точки 1', 2', 3') можна відкласти на продовженні кожного стержня величину його видовження і провести із отриманої точки перпендикуляр у напрямку стержня. Отриману таким чином геометричну побудову називають діаграмою переміщень. Згідно даній діаграмі можемо зробити висновок, що абсолютне видовження будь-якого стержня заданої стержневої системи дорівнює алгебраїчній сумі проекцій горизонтального  $\Delta x$  і вертикального  $\Delta y$  переміщень шарніра на напрямку стержня. Щоб записати систему рівнянь для вираження залежності  $\Delta l$  від  $\Delta x$  та  $\Delta y$  зобразимо на діаграмі переміщень 1-го вузла проекції  $\Delta x$  та  $\Delta y$  на напрямку 1-го та 2-го стержнів. Зеленим кольором виділено напрямку стержня, синім зображено проекцію  $\Delta x$ , а червоним – проекцію  $\Delta y$ . Як видно з рисунків.

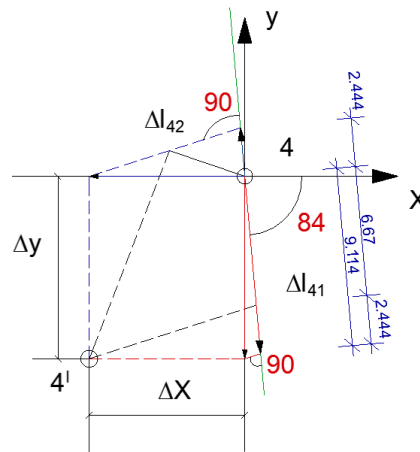


Рис. 2 - Діаграма переміщень 3-го вузла з визначенням проекцій  $\Delta x$  і  $\Delta y$  переміщень шарніра на напрямку 1-го стержня

Виразимо абсолютне видовження  $\Delta l_{31}$  та  $\Delta l_{32}$  через проекції  $\Delta x$  та  $\Delta y$ :

$$\Delta l_{31} = \Delta y \cdot \sin 84^\circ - \Delta x \cdot \cos 84^\circ \quad (4)$$

$$\Delta l_{32} = \Delta x \cdot \cos 19^\circ - \Delta y \cdot \sin 19^\circ$$

Маємо систему рівнянь з двома невідомими. Звідси знаходимо:

$$\Delta x = 7,42 \cdot 10^{-3} \text{ (см)}$$

$$\Delta y = 9,93 \cdot 10^{-3} \text{ (см)}$$

Переміщення  $\Delta x$  та  $\Delta y$  для 1-го, 2-го та 3-го вузлів знаходимо аналогічно.

Отже, маємо:

– для 1-го вузла:  $\Delta x = 4,06 \cdot 10^{-3} \text{ см}$ ,  $\Delta y = 6,37 \cdot 10^{-3} \text{ см}$ ;

– для 2-го вузла:  $\Delta x = 5,31 \cdot 10^{-3} \text{ см}$ ,  $\Delta y = 7,15 \cdot 10^{-3} \text{ см}$ ;

– для 3-го вузла:  $\Delta x = 7,42 \cdot 10^{-3} \text{ см}$ ,  $\Delta y = 9,93 \cdot 10^{-3} \text{ см}$ .

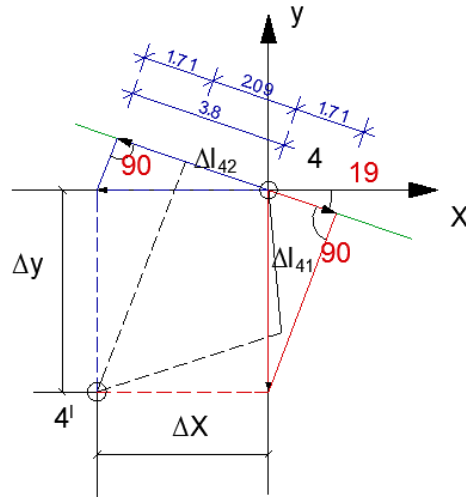


Рис. 3 - Діаграма переміщень 3-го вузла з визначенням проєкцій  $\Delta x$  і  $\Delta y$  переміщень шарніра на напрямок 2-го стержня

Знаходимо для кожного вузла загальну величину переміщення  $\Delta$  за теоремою Піфагора:

$$\Delta = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad (5)$$

$$\Delta_1 = \sqrt{(4,06 \cdot 10^{-3})^2 + (6,37 \cdot 10^{-3})^2} = 0,007 \text{ (см)} - \text{переміщення 1-го вузла;}$$

$$\Delta_2 = \sqrt{(5,31 \cdot 10^{-3})^2 + (7,15 \cdot 10^{-3})^2} = 0,0085 \text{ (см)} - \text{переміщення 2-го вузла;}$$

$$\Delta_3 = \sqrt{(7,42 \cdot 10^{-3})^2 + (9,93 \cdot 10^{-3})^2} = 0,012 \text{ (см)} - \text{переміщення 3-го вузла;}$$

Щоб визначити як розподіляється сила  $P$  між вузлами 1, 2, 3 застосуємо гіпотезу, згідно якої перепад сил між поперечною арматурою обернено пропорційний видовженню вздовж напрямку дії сили  $P$  при одній і тій же величині  $P$ .

$$k_1 = \frac{1}{\Delta_1} = \frac{1}{0,007} = 142,85$$

$$k_3 = \frac{1}{\Delta_4} = \frac{1}{0,012} = 83,33$$

$$k_2 = \frac{1}{\Delta_2} = \frac{1}{0,0085} = 117,64$$

Коефіцієнт пропорційності розподілення сили  $P$  буде дорівнювати:

$$n_i = \frac{k_i}{k_1 + k_2 + k_3} \quad (6)$$

$$k_1 + k_2 + k_3 = 142,85 + 117,64 + 83,33 = 343,82$$

$$n_1 = \frac{142,85}{343,82} = 0,415$$

$$n_2 = \frac{117,64}{343,82} = 0,343$$

$$n_3 = \frac{83,33}{343,82} = 0,242$$

Перевірка:

$$n_1 + n_2 + n_3 = 1$$

$$0,415 + 0,343 + 0,242 = 1$$



Для балки БПС-IV-2 розрахуємо втрати по 3 стадіям навантаження:

$$E_{ст} = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 2,1 \cdot 10^6 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \text{ – модуль пружності сталі;}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 0,503 \text{ см}^2 \text{ – площа поперечного перерізу стержнів.}$$

$$\sigma = \varepsilon \cdot E$$

$$P = A_s \cdot \sigma = A_s \cdot \varepsilon \cdot E \quad (7)$$

$$P_1 = 0,503 \text{ см}^2 \cdot 7,5 \cdot 10^{-5} \cdot 2,1 \cdot 10^6 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = 79,2225 \text{ кгс}$$

$$P_2 = 0,503 \text{ см}^2 \cdot 54,5 \cdot 10^{-5} \cdot 2,1 \cdot 10^6 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = 575,6835 \text{ кгс}$$

$$P_3 = 0,503 \text{ см}^2 \cdot 177,5 \cdot 10^{-5} \cdot 2,1 \cdot 10^6 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = 1874,9325 \text{ кгс}$$

Таблица 1

Стадії навантаження

№	$\varepsilon$	$P_{теор}$ , кгс	$P_{теор}$ , кН
1	7,5	79,2225	0,774
2	54,5	575,6835	5,6388
3	177,5	1874,9325	18,377

Розподілимо прийнятні сили  $P$  між вузлами 1-3 з урахуванням визначених коефіцієнтів та знаходимо сили  $N$ .

При  $P=0,774\text{кН}$

$$P_1 = P = 0,774 \text{ кН} \text{ – сила, прикладена до 1-го вузла;}$$

$$P_2 = P_1 - P \cdot n_1 = 0,774 - 0,774 \cdot 0,415 = 0,452 \text{ (кН)} \text{ – сила, з якою } P_1 \text{ діє на}$$

2-ий вузол;

$$P_3 = P_2 - P \cdot n_2 = 0,774 - 0,774 \cdot 0,343 = 0,5085 \text{ (кН)} \text{ – сила, з якою } P_1 \text{ діє на 3-ий}$$

вузол;

$$N_{11} = 1,0568 P_1 = 0,817 \text{ (кН)}$$

$$N_{21} = 1,0316 P_2 = 0,466 \text{ кН}$$

$$N_{31} = 1,0136 P_3 = 0,515 \text{ (кН)}$$

$$N_{12} = 0,6902 P_1 = 0,534 \text{ (кН)}$$

$$N_{22} = 0,7053 P_2 = 0,318 \text{ (кН)}$$

$$N_{32} = 1,0136 P_3 = 0,515 \text{ (кН)}$$

Таблица 2

Зведена таблиця сил  $P$  з урахуванням визначених коефіцієнтів (кН)

Сила $P$	$P_1$	$P_2$	$P_3$
0,774	0,774	0,452	0,5085
5,6388	5,6388	3,298	3,704
18,377	18,377	10,750	12,073

Таблиця 3

Зведена таблиця сил  $N$  з урахуванням визначених коефіцієнтів (кН)

Сила $P$	$N_{11}$	$N_{21}$	$N_{31}$	$N_{12}$	$N_{22}$	$N_{32}$
0,774	0,817	0,466	0,515	0,534	0,318	0,515
5,6388	5,959	3,402	3,821	3,891	2,326	3,754
18,377	19,42	11,08	12,237	12,683	7,581	12,237

Після проведених розрахунків побудуємо епюру від системи підсилення та прикладеного зовнішнього навантаження у третинах балки, показаного на рис. 4

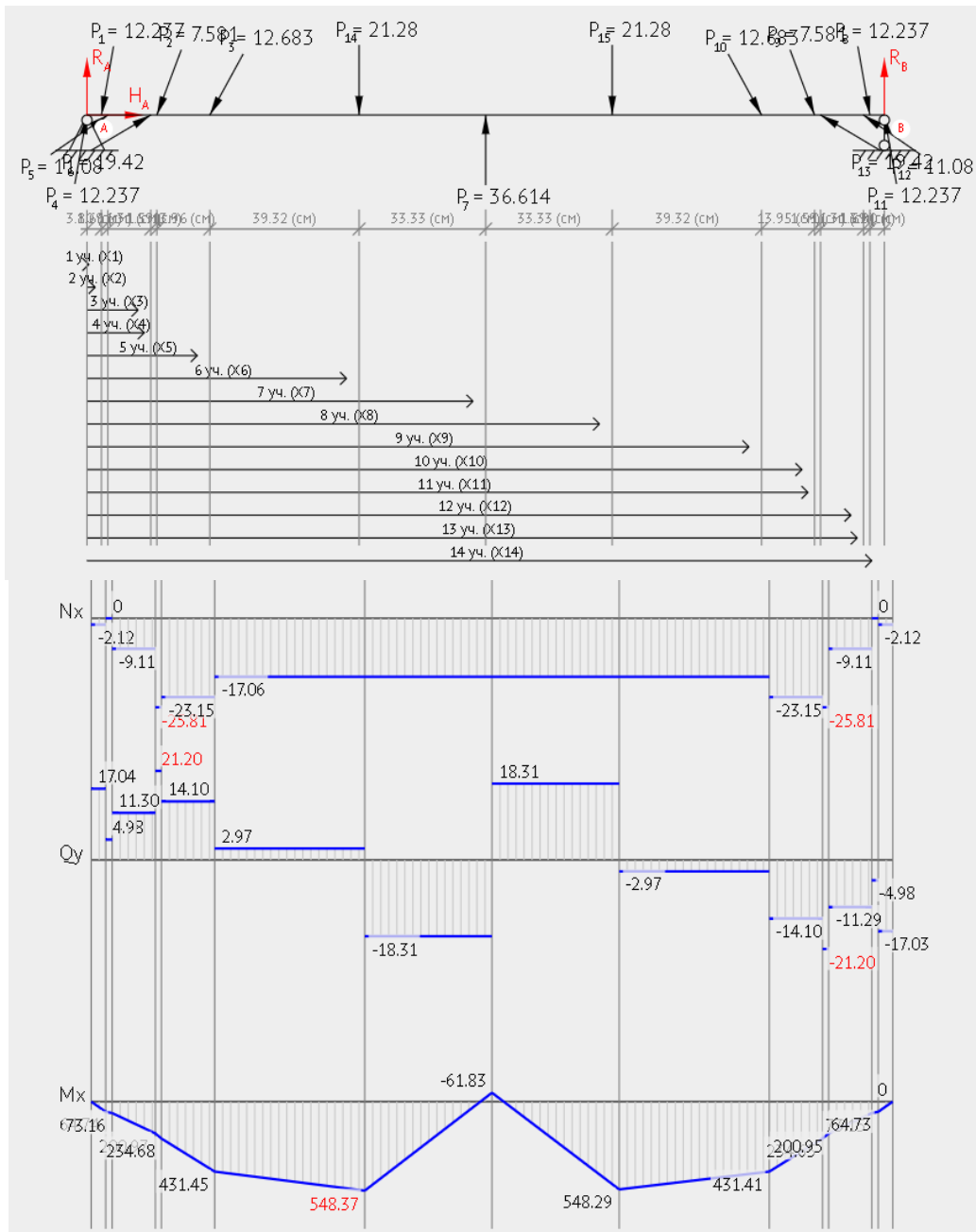


Рис. 4 – Епюра від системи підсилення та прикладеного зовнішнього навантаження

**Висновки.** Деформативність підсилених балок була меншою порівняно з еталонною, тобто, підсилення поздовжньо-поперечною зовнішньою системою є ефективним, у результаті підвищується несуча здатність балок та їх деформативність.

#### **Список використаних джерел**

1. Патент України № 99090 У, МПК Е04С3/20 Регульовано напружена балка Чекановича/ а2014 14006; опубл. 25.05.2015 бюл. №10
2. Гольшев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений/ А.Б. Гольшев, И.Н. Ткаченко. - К.: Логос, 2001. - 172 с.
3. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини та переміщення. Вимоги проектування [Текст]. Чинні з 01.01.2007 р. – К.: Мінбуд України, 2006. – 15 с.
4. ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантажувальних. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості [Текст]. Чинний з 01.04.96 р. – Київ, 1997. – 29 с.

**УДК 377 : 693.6**

### **Технологія виконання облицювальних робіт з гіпсокартонних листів**

*Піддубко О.А., студент 3 курсу ФВГБЗ*

*ДВНЗ «ХДАУ», м. Херсон*

Гіпсокартон — обробний будівельний матеріал, що є аркушем, що складається з двох шарів будівельного паперу (картону) і сердечника з шару затверділого гіпсового тіста з наповнювачами. Стандартна ширина аркуша — 120 см. Гіпсокартон виготовляється з гіпсу, здатного регулювати вологість повітря в приміщенні за рахунок своєї пористої структури. Із загальної маси аркуша приблизно 93 % припадає на двоводний гіпс, 6 % — на картон, 1 % маси утворений за рахунок вологи, крохмалю і органічної поверхнево-активної речовини.

За властивостями гіпсокартон поділяють на звичайний, вологостійкий та по жаростійкий. За призначенням поділяють на стельовий, арковий та акустичний.

Гіпсокартон складається з лицьового папіру, шару гіпсу та тилового папіру. Тильну папір можна дізнатися по відтінку картону, на ній завжди нанесені заводські маркування. Ця сторона і призначена для того, щоб класти її до стіни. Лицьова частина у звичайного, стінового картону, білого кольору, у вологостійкого - зеленого, у вогнестійкого - рожевого відтінку. Кріплять листи гіпсокартону саморізами для металевих профілів та шурупами для листів гіпсокартону. Перший тип має два різновиди: «метал-метал» і «метал-дерево». Тип «метал-метал» використовують при з'єднанні двох профілів, для цього у

шурупів розміром 3,5 x 9,5 мм є наконечник у вигляді свердла, без проблем пробиває отвори.

Саморізами типу «метал-дерево» закріплюють профіль на дерев'яну конструкцію, кінець у таких шурупів розміром 3,8x11 мм гострий, метал він прорізає погано, але в дереві фіксується надійно. Саморізи виготовляють з оцинкованої сталі, іноді - з фосфатированной покриттям. Покриття захищає шурупи від корозії і зменшують тертя при вгвинчування, рятуючи гіпсокартон від розшарування. Інші варіанти кріплень не втримають лист гіпсокартону надовго, особливо при використанні важких навісних полицок та інших елементів інтер'єру. Правильно закріпити опори - це тільки півсправи, треба ще правильно визначити отвори під шурупи. Якщо загвинчувати їх часто, можна порушити цілісність ГКЛ - він буде розшаровуватися і випадати. Недолік кріплень не гарантує надійної фіксації. Оптимальна відстань при закріпленні ГКЛ - через 20см, причому крайній саморіз закріплюють не ближче ніж 0,5 см від кромки, інакше він може розкришити лист.

Види монтажу:

На клей. Монтаж ГКЛ на клей відбувається в тому випадку, якщо стіна близька до ідеальної, на ній мало відколів, немає стирчить арматури, не потрібно довго вирівнювати поверхню під укладання гіпсокартону. В даному випадку, потрібно буде тільки обробити поверхню антисептиками і грунтовкою, зробити якісну розмітку під листи гіпсокартону. Далі змушують клейову суміш, і почати роботу. Обов'язкові зазори в 5 мм між листами, бажано виключити хрестоподібні стики листів, зазори між ГКЛ і стінами - 5-7 мм.

На каркас. При каркасному методі монтажу ГКЛ використовується два види каркаса - дерев'яний і металевий (оцинкований профіль). Кожен з даних каркасів використовується в залежності від характеристик стіни і умов, в яких стіна буде використовуватися в подальшому.

**Список використаних джерел**

1. <http://www.ispovednik.ru/vidi/osnovnyie-vidyi-gipsokartona-i-ih-primeneniie.html>
2. <http://delo.org.ua/virobnictvo-gipsokartona/>
3. <http://tvoyprorab.com/montazh-gipsokartona-na-steni-technologiya-i-luchshie-metodi>

**УДК 624.01**

**Обстеження корпусу факультету рибного господарства та природокористування ДВНЗ «ХДАУ» щодо доступності маломобільних груп населення**

*Романенко С.М., ст. викладач, Веретенник Д.М., студентка 5курсу ВГБЗ ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон*

Захист інтересів маломобільних груп населення є важливою функцією держави та відповідає в тому числі міжнародним зобов'язанням України

відповідно до Конвенції ООН про права інвалідів, яка визначає необхідність забезпечення особам з інвалідністю доступності фізичного, соціального, економічного та культурного оточення, охорони здоров'я та освіти, а також інформації та зв'язку, що може сприяти створенню для них можливості повною мірою користуватися всіма правами людини та основоположними свободами.

Крім того, беззаперечним є той факт, що саме в умовах українського сьогодення, необхідно привернути увагу суспільства до проблем людей з інвалідністю, та невідкладно здійснити додаткові заходи, спрямовані на підтримку таких людей. В наш час все більша увага приділяється вирішенню проблем маломобільних груп населення, у тому числі осіб з інвалідністю з порушення зору, слуху та опорно-рухомого апарату.

Забезпечення доступності споруд може відбуватися тільки шляхом проведення конкретних заходів, що дозволяють пристосувати оточуюче середовище до потреб людей з інвалідністю з урахуванням індивідуальних особливостей фізичного обмеження. Забезпечення таких потреб досягається через дотримання будівельних норм.

Лише через будівельні норми може бути забезпечено зазначені вимоги щодо доступності людей з інвалідністю на сучасному рівні.

Сьогодні використовуються ДБН В.2.2-17:2006 «Будинки і споруди. Доступність будинків і споруд для маломобільних груп населення». Саме вони передбачають всі необхідні технічні вимоги для забезпечення доступності споруд для людей з інвалідністю й інших представників маломобільних груп населення (людей з тимчасовим порушенням здоров'я, вагітних жінок, людей старшого (похилого) віку, людей з дитячими колясками тощо).

Обов'язок виконання будівельних норм поширюються як на проектування нових, так і на реконструкцію вже існуючих споруд. У цих будівельних нормах наводяться вимоги до: організації земельних ділянок, де враховуються різні види тактильних засобів на пішохідних шляхах руху; вимоги до автостоянок; положення щодо: пожежобезпечних вимог до влаштування сходів і пандусів, їх конструктивних рішень; застосування опоряджувальних матеріалів для організації шляхів евакуації та пожежобезпечних зон.

На виконання Плану заходів з реалізації Національної стратегії сфері прав людини на період до 2020 року, затвердженого розпорядженням Кабінету Міністрів України від 23 листопада 2015 р. № 1393-р "Про затвердження плану дій з реалізації Національної стратегії у сфері прав людини на період до 2020 року" та за наказом ХДАУ викладачами і студентами кафедри будівництва було проведено обстеження доступності будівлі корпусу рибного господарства та природокористування ХДАУ щодо створених належних умов для обслуговування маломобільних груп населення.

Корпус факультету рибного господарства та природокористування ХДАУ, є капітальною спорудою, збудований на початку ХІХ ст. Будівля прямокутної форми, двохповерхова та зблокована з головним корпусом ХДАУ. [1]

Під'їзні шляхи існуючі, з покриттям з асфальтобетону. Біля основного входу до будівлі забезпечений простір для паркування та висадки пасажирів з автомобілів, фургонів і т.д. (див. рис. 1).



Рис. 1. Простір для паркування біля головного входу в будівлю

Необхідно на стоянці виділити як мінімум одне доступне місце для паркування автомобілю, яким користуються особи з інвалідністю. Мінімальна ширина паркувального місця для автомобіля повинна бути 3900 мм, а мінімальна довжина повинна складати 5400 мм. Необхідно виділити місце для паркування фургону з додатковим рухомих пандусом. Виділені місця для паркування в цьому випадку повинні бути 4800 мм в ширину і 9000 мм в довжину. Треба позначити місце для паркування міжнародним символом доступу. [2]

Вздовж фасадів влаштований тротуар з вимощення мілкорозмірною тротуарною плиткою та асфальтобетонним покриттям. Тротуарна доріжка має рівне і тверде покриття і забезпечує безперешкодний прохід людей з вадами зору і можливість розминутися людині у візку з пішоходом, а при потребі забезпечує можливість розвернутися звичайним інвалідним візком.

Відсутня відповідна тактильна поверхня з покажчиками при ходьбі (TWSI) для супроводу слабозорих людей до головного входу. Забезпечений візуальний контраст і тактильні відомості, такі як зміни в матеріалі чи тактильні поверхні з покажчиками при ходьбі. [3]

Для входу в будівлю корпусу факультету рибного господарства та природокористування ХДАУ передбачено ганок зі сходами висотою 800 мм довжина 5000 мм (див. рис. 2).

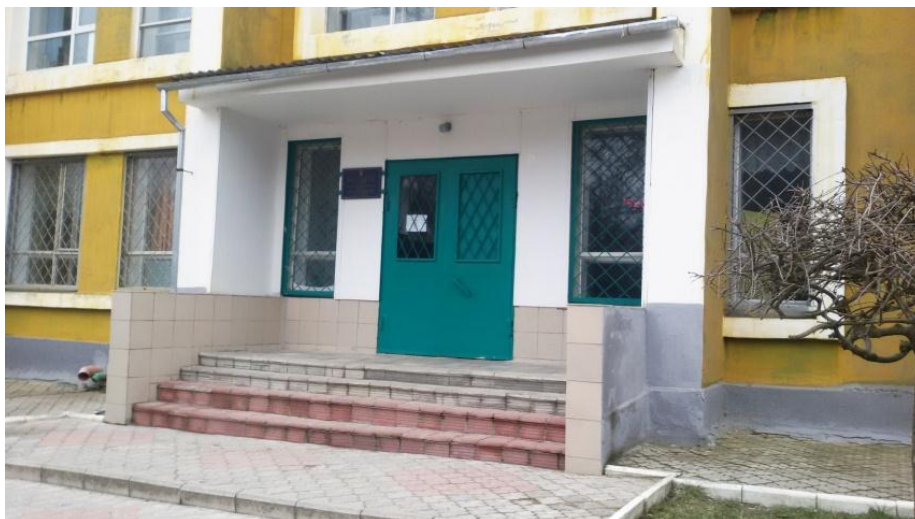


Рис. 2. Головний вхід до корпусу і основні пожежні виходи

На підставі ДБН В.2.2-9-2009 для пересування осіб, які користуються колісними кріслами та для переміщення вантажів за допомогою технічних засобів влаштовується «Пандус» - прямокутна або криволінійна в плані полого похила доріжка, яка з'єднує дві різновисоких горизонтальних поверхні, зазвичай для забезпечення переміщення колісних транспортних засобів з однієї на іншу. Головний вхід до будівлі необхідно облаштувати пандусом, який повинен примикати до сходів головного входу.

Керуючись будівельними нормами і правилами [2,4], нахил поверхні, по якій відбувається рух, вказується в процентному відношенні висоти пандуса (H) і його довжини (L). Згідно ISO 21542:2011 табл. 3 «Ненормативні вирішення в пристосуванні міських ділянок або при вході в наявні будівлі» при висоті ганка 800 мм мінімальний нахил складає 1:12. Довжина пандусу становить 9600 мм (див. рис. 3, 4).



Рис. 3. Облаштування пандусом головного входу



Рис. 4. Головний вхід до корпусу та проектний пандус

Поверхня матеріалів пандусу повинна бути жорсткою з простою і неслизькою поверхнею.

На початку і в кінці кожного підйому пандуса слід влаштовувати горизонтальні площадки завширшки не менше ширини пандуса і завдовжки не менше 1500 мм. Ширина поверхні пандуса повинна бути не менше 1200 мм. Безперешкодна ширина пандуса повинна бути не менше 1000 мм між поручнями або якимось перешкодами. По зовнішніх бокових краях пандуса і площадок слід передбачати бортики завширшки не менше 50 мм.

Захисні бортики і поручні є необхідними елементами конструкцій пандусів.

Поручні на пандусах мають бути передбачені з обох сторін пандуса. Пристрій поручнів перил пандусу повинно здійснюватися у вигляді безперервної конструкції. Необхідно встановити поручень біля пандусу висотою від 850 мм до 1000 мм. Також необхідно передбачити другий поручень висотою від 600 мм до 750 мм. Необхідно передбачити горизонтальне продовження перила після закінчення і перед початком пандусу на довжину не менше 300 мм. На закінченні горизонтальне продовження має бути розвернуте до стіни на закритій частині пандуса або сходів, або бути знижене і закінчуватись на підлозі чи на рівні землі. В цілях безпеки краю поручня загинаються всередину або закольцовиваються.

Пандуси бувають різних конструкцій. Найбільш поширений вид бетонно-цегляні споруди. Але іноді до будівлі прилаштовуються конструкції, зварені з металу. Горизонтальні майданчики і похилі поверхні виготовляються з металевих листів, що мають рифлену поверхню або гранчасту структуру. Це залежить від функціонального призначення спуску. Гранчастий пандус володіє відмінними антиковзаючими показниками. Поручні можуть виготовлятися із сталеві труби, пофарбованої водовідштовхувальним фарбою, і покритою антикорозійними складами. Часто для пристрою перил та поручнів використовують вироби з нержавіючої сталі або алюмінію.



В навчальному корпусі факультету рибного господарства та природокористування має бути візуальна інформація про розташування пристосованих для людей з інвалідністю місць та послуг. Інформація має бути представлена відповідними піктограмами та символами, що застосовуються у міжнародній практиці. Важливо, щоб літери і символи позначення/знака були контрастними по відношенню до фону і легкопомітними. Фон самого знака повинен, в свою чергу, бути контрастним по відношенню до прилеглої поверхні. Поверхня знака не повинна відображати світлові промені і не блищати. [3]

**Висновок.** Загалом будівля корпусу факультету рибного господарства та природокористування ХДАУ є частково доступними (доступ із сторонньою допомогою) для осіб з порушенням опорно - рухового апарату та сенсорним порушеннями.

Будівля корпусу факультету рибного господарства та природокористування ХДАУ не пристосована для осіб які мають порушення зору через відсутність засобів орієнтування.

Про забезпечення вимог доступності будівлі для людей з інвалідністю скласти Акт готовності навчального корпусу до експлуатації, в якому фіксується, що згідно з державних будівельних норм, стандартів і правил виконано всі роботи, необхідні для належного забезпечення доступності.

#### **Список використаних джерел**

1. ДБН В.2.2-3-97 «Будинки та споруди навчальних закладів»
2. ДБН В.2.2-17:2006 «Будинки і споруди. Доступність будівель і споруд для маломобільних груп населення» Київ, Мінрегіонбуд України, 2006
3. ДСТУ-Н В.2.2-31-2011 «Будинки і споруди. Настанова з облаштування будинків і споруд громадського призначення елементами доступності для осіб з вадами зору та слуху» Київ, Мінрегіон України, 2011
4. МІЖНАРОДНИЙ СТАНДАРТ ISO 21542:2011 Доступність і зручність використання побудованого життєвого середовища.

## **УДК 624.016**

### **Міцність радіально обтиснених по поверхні бетонних елементів**

*Журахівський В.П., інженер, Безрук В.П., магістр*

*ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м.Херсон*

Бетон - це один з наймасовіших будівельних матеріалів, що багато в чому визначає рівень розвитку цивілізації. В той же час, бетон - найскладніший штучний композиційний матеріал, який може мати абсолютно унікальні властивості. Він застосовується в самих різних експлуатаційних умовах, гармонійно поєднується з докільям, має необмежену сировинну базу і порівняно низьку вартість. До цього слід додати високу архітектурно-будівельну виразність, порівняльну простоту і доступність технології,

можливість широкого використання місцевої сировини і утилізації техногенних відходів при його виготовленні, малу енергоємність, екологічну безпеку і експлуатаційну надійність. Саме тому бетон, без сумніву, залишиться основним конструкційним матеріалом і в осяжному майбутньому.

Однією з важливих галузей господарства є капітальне будівництво, ефективність якого значною мірою пов'язана з використанням нових будівельних матеріалів і конструкцій. Їхня вартість становить 50 - 70 % вартості всього обсягу будівельно-монтажних робіт, тому дуже важливо вміти технічно грамотно і обгрунтовано визначати номенклатуру та режим їх зберігання. У сучасному будівництві для вирішення соціальних проблем суспільства все більшого значення набувають прогресивні ефективні матеріали та оснащення, які дають змогу знизити матеріаломісткість конструкцій, забезпечити їхню високу якість, зменшити витрати праці та енергоресурсів під час виготовлення й експлуатації. Розв'язанню економічних та екологічних питань сприяє виготовлення високоякісних будівельних матеріалів з відходів та супутніх продуктів інших виробництв.

Актуальність даної роботи пов'язана з використанням більш легких опалубок для виготовлення циліндричних деталей. Це питання ще не достатньо розглянуте в літературі, та не достатньо застосовується у виробництві. Раціональне використання ресурсів та зменшення витрат на виробництво у наш час набувають все більшої актуальності. Найбільші витрати пов'язані з використанням портландцементу та виготовленням опалубки. До основних показників якості виробництва бетонних виробів відноситься використання якісної та недорогої опалубки, яка може використовуватись багаторазово та не втрачати своїх геометричних форм. Технологія ущільнення бетону дозволяє отримувати більш міцні бетони. Це є об'єктивною необхідністю сьогодення. Найбільш ефективним серед механічних методів ущільнення є вакумування та пресування. В наш час залишаються не використані резерви міцності бетону. Пресування після вібрації суттєво підвищує ефективність використання властивостей міцності матеріалів. Недостатньо розроблені способи здійснення ефективного обтиску циліндричних елементів з бетону.



Рис.1 Винайдена та виготовлена нова силова опалубна форма для обтиснення по бічній поверхні циліндричних деталей з бетону

Наукова новизна роботи полягає в тому що обтиснення зразків виконується в новій полегшеній опалубній формі з тонколистової сталі (рис.1). Встановлено зв'язок між величиною деформації ущільнення бетону в результаті дії тиску по бічній поверхні циліндричного елемента і зміцнення бетону в новій полегшеній опалубці.

Метою роботи стало підвищення міцності бетонних виробів циліндричної форми завдяки обтисненню їх по бічній поверхні в новій опалубній формі з тонколистової сталі. Для досягнення поставленої мети були вирішені наступні завдання:

- Вивчений вплив режиму пресування на деформації ущільнення бетонної суміші при виготовленню циліндричного зразка.

- Встановлений вплив деформації ущільнення бетонної суміші на міцність обтисненого бетону.

Результати магістерської роботи були прийняті до уваги на виробництві приватного підприємства „АРС”, та проектної групи ФОРМ Юрженко В.В.

Для дослідів за темою було обрано стратегію виконання трьох однакових за змістом і технологією дослідів з приготуванням в кожному досліді трьох зразків бетонних циліндрів з діаметром 150мм та висотою 300мм з різною силою обтиску по поверхні. Також в кожному з дослідів було виготовлено по два бетонних кубики 100x100x100 мм, для визначення марки бетону. В загальній кількості було виготовлено дев'ять циліндрів та шість кубиків (рис 2).



Рис.2 Дослідні зразки звичайного та обтисненого бетону

Для виконання досліджень було виконано підбір якості та кількості матеріалів для приготування бетонної суміші для цементного бетону марки М300 (таблиця 1).

Таблиця 1

## Підбір бетонної суміші для бетону М300

Матеріал	Обсяг на 1м3, кг	Обсяг на 1 циліндр, кг	Обсяг на 1 кубик, кг	Обсяг на 1 дослід, кг
Цемент М400	340	1,7	0,34	5,78
Пісок	646	3,23	0,65	10,98
Щебінь	1258	6,29	1,26	21,39
Вода	170	0,85	0,17	2,89
ВСЬОГО	2414	12,07	2,42	41,04

Для виконання дослідів були використані наступні матеріали:

1. Портландцемент ПЦ II/Б-III-400 - Швидкоотвердіючий портландцемент марки 400, з добавками шлаку 25%.
2. Пісок річковий середньозернистий. Розмір зерна 2,4 мм.
3. Щебінь гранітний з фракцією 5-20мм.
4. Вода водопровідна.

Перед початком роботи форми для циліндрів було герметизовано за допомогою пістолету для силікону клеєм-герметиком Silcaflex-11FC. Герметизовано було як вертикальні так і горизонтальні шви форм. Технічні характеристики клею-герметика Silcaflex-11FC дозволяють йому змінювати геометричні розміри до 400%. Після тердіння герметика, форми було оброблено індустриальним мастилом, для запобігання прилипання бетонної суміші. Форми для кубиків були зібрані, затягнуті та також змащені мастилом. Далі було приготовано бетонну суміш. Всі компоненти було зважено на вагах та всипано в ємність для приготування бетону в наступній послідовності: спочатку було приготовано водно-цементний розчин, який перемішувався до однорідної маси. Далі було додано в ємність пісок та щебінь при рівномірному перемішуванні. Для перевірки пластичності бетону виміряли усадку конусу який склав в першому і третьому досліді – 4см, а в другому – 4,5см. Згідно класифікації рухливість бетону у всіх трьох дослідях – П1.

За допомогою мулярської кельми завантажили бетонну суміш в форми та завібрували форми на вібраторі. Після вібрування форми циліндрів було затягнуто динамометричним ключем з вимірюванням деформації форми, початкової після вібрування і кінцевої після обтиснення. Затягування динамометричним ключем проводилось на двох формах з трьох. Перша форма була затягнута із зусиллям на ключі 30Нм кожного з чотирьох гвинтів, що дало загальну силу стиснення близько 11,5кН. Друга форма була затягнута із зусиллям на ключі 50Нм кожного з чотирьох гвинтів, що дало загальну силу стиснення близько 19,2кН. Третя форма була тільки завібрована і не мала

обтиснення. Бетонні кубики були завібровані на площинному вібраторі. Всі зразки залишили на три дні для початкового затвердіння бетону. Через три дні всі форми було розпалубнено, очищено від залишків бетону і змащено. Форми було пронумеровано крейдою.

Цей дослід було повторено ще два рази. Після розпалубнення зразків третього досліду всі зразки було поміщено до ванни зі зволженими опилками на 28 днів. За цей час періодично опилки зволожувались додатково.

Після повного затвердіння бетону зразки було витягнуто з ванни та очищено від бруду. Всі зразки було зважено та виміряно за допомогою електронного штангенциркуля. Об'єм циліндрів було обчислено за методикою суми двох зрізаних конусів. Було виміряно діаметри по центру і краях, та висоту. Дані по геометричним параметрам занесені в таблицю.

Випробування зразків було розпочато з випробування бетонних кубиків. Далі були випробувані обтиснені та необтиснені циліндри, згідно номерів.

Дані по проведеним дослідом було занотовано та зроблено висновки за результатами випробувань:

- Тривалий обтиск після вібрації бетонної суміші є ефективним засобом підвищення міцності цементного бетону.

- Обтиск по бічній поверхні з вібрацією циліндричної заготовки дозволяє якісно ущільнити бетонну суміш по об'єму виробу і досягти високу міцність бетону. Міцність бетону за дослідом підвищилась в середньому на 51,45%.

- За результатами експериментальних досліджень було встановлено залежність між щільністю бетону і його міцністю. В межах дослідженого обтиску така залежність близька до лінійної.

- Форма з тонколистової сталі витримує силу обтиску.

- Досягнуто зменшення матеріаломісткості та збільшення економічного ефекту при використанні запропонованих силових опалубок.

- Виконане наукове дослідження сприяє впровадженню у масове виробництво круглих колон, стояків мостів, опор ліній електропередач, щогл та інших елементів циліндричної форми з підвищеною міцністю, щільністю, водонепроникністю і морозостійкістю.

- Економічним розрахунком в роботі доведено доцільність радіального обтиснення по поверхні бетонних виробів.

## **УДК 69.059**

### **Современные технологии ремонта и усиления каменных зданий**

*Тарасенко А. М. студент 3 курсу 2 група факультету ВГБЗ*

*ДВНЗ «ХДАУ», кафедра будівництва, м. Херсон*

Один из актуальных вопросов реконструкции и реставрации существующих каменных зданий – обеспечение их конструктивной надежности и долговечности. В отличие от железобетонных конструкций, в которых

трещинообразованию препятствует арматура, каменная кладка весьма чувствительна к действию растягивающих и сдвиговых напряжений. Как результат, наиболее распространенным видом повреждений построек из камня является их растрескивание. Этот процесс, во-первых, негативно сказывается на комфорте жильцов, пользователей, арендаторов и т.п. Во-вторых, он может быть как следствием, так и причиной аварийного состояния сооружения целиком или его отдельной части. Кроме того, трещины, даже безопасные, снижают коммерческую ценность объекта, ухудшая его внешний и внутренний вид.

Особенно ощутимы последствия таких разрушений в зданиях исторической застройки с богатым рельефом фасадов и ценной внутренней отделкой стен, содержащей фрески, позолоту и прочие элементы интерьерного убранства.

В последнее время вследствие повсеместного строительства новых объектов вблизи старых каменных зданий и сооружений образование трещин в их кладке происходит ускоренными темпами. В подобных случаях наиболее опасным для архитектурного памятника становится близкое соседство с местами проведения работ нулевого цикла, вызывающих неизбежное изменение напряженно-деформационного состояния оснований фундаментов. Известны факты, когда в процессе устройства котлованов в непосредственной близости от существующих объектов последние не только растрескивались, но и обрушались.

**Современные технологии ремонта и усиления каменных зданий.** Большинство традиционных способов усиления трудоемки в реализации, дорогостоящи, а по отношению к историческим зданиям некоторые и вовсе не применимы по эстетическим соображениям. Поэтому для ремонта и усиления каменных конструкций все чаще используются новые технологии и материалы. К ним, в частности, относятся композиты в виде ламелей, матов и сеток, изготавливаемые из углеводородных, арамидных и стекловолокон, прочность которых зачастую превышает прочность стали. Следовательно, они используются для усиления не только каменных, но железобетонных и даже металлических конструкций в качестве поверхностного армирования. Соединение таких материалов с усиливаемой конструкцией обычно осуществляется с помощью эпоксидного клея. Коммерческое название такой системы усиления за рубежом известно как FRP (Fibre Reinforced Polymers). У этой системы, однако, есть целый набор недостатков:

- для обеспечения надежного сцепления материала усиления с конструкцией ее поверхность должна быть сухой и выровненной;
- работы по усилению необходимо осуществлять при положительных температурах и нормальной влажности воздуха с целью отверждения клея, низкая живучесть которого требует быстроты приклеивания;
- клеевое соединение обладает низкой огнестойкостью, поскольку деструкция эпоксидного клея начинается при температуре 50–100 0С;
- вследствие органического происхождения эпоксидных клеев

соединения с их помощью обладают низкой долговечностью из-за их строения;

- технология приклеивания на эпоксидном клее является вредной для здоровья;

- усиление должно выполняться высококвалифицированными рабочими и специализированными фирмами.

Отмеченных недостатков удастся избежать, если вместо клея использовать специальные штукатурные растворы из неорганических минеральных материалов с модифицированными полимерными добавками. Технология усиления при этом заключается в следующем. На очищенную от штукатурки и загрязнений поверхность каменной кладки после ее увлажнения наносится слой клеящего штукатурного раствора толщиной 3 мм, в который втапливается армирующая сетка из композиционных материалов. Затем наносится защитный штукатурный слой толщиной 8–10 мм, поверхность которого подвергается финишной обработке. При необходимости в защитный слой может втапливаться вторая сетка, обеспечивающая повышенную прочность усиления.

Данная система усиления известна за рубежом как FRCM (Fibre Reinforced Cementitious Matrix), а одной из ее разновидностей является система Ruredilx Mech. В указанной системе используются сетки из углеволокон, обладающие следующими механическими свойствами: прочность на растяжение – 4800 МПа; модуль упругости – 240 ГПа; деформативность при разрыве – 1,8%. К достоинствам также относятся:

- простота технологии;

- высокая сцепляемость армирующего штукатурного слоя к поверхности усиливаемой каменной кладки;

- высокая совместимость армирующего слоя с кирпичной кладкой, т.е. сближенные деформационные характеристики, такие, как модули упругости, коэффициенты температурного расширения;

- высокие коррозионная, огне- и водостойкость, паропроницаемость, что позволяет производить усиление каменных конструкций как изнутри, так и снаружи зданий

К несомненным преимуществам рассматриваемого способа усиления следует отнести его универсальность и возможность применения для любых форм и очертаний усиливаемых конструкций. В зарубежной практике он нашел широкое применение для усиления каменных зданий и сооружений, подвергаемых динамическим воздействиям, например от движения транспорта, технологического оборудования и сейсмике. В странах СНГ данный метод только начинает внедряться. Другим не менее эффективным способом усиления каменных конструкций, широко распространенным в странах Европы на протяжении последних 15 лет, является усиление с использованием спиралевидных связей и анкерных соединений. В Республике Польша он применяется с 1999 г. и известен под названием “Brutt Technologies”. Метод основан на применении спиралевидных стержней Brutt profili, втапливаемых в специальный раствор Brutt Saver Powder. Раствор укладывается в

предварительно прорезанные в швах кладки щели или просверленные в ее теле отверстия (рис. 1).



Рис 1. Спиралевидные стержни Bрутt profiли

Спиралевидные связи изготавливаются из высокопрочной нержавеющей стали, устойчивы в щелочной среде. Наиболее часто в практике усиления каменных конструкций применяются связи диаметром 6, 8 и 10 мм, в необходимых случаях – до 12–14 мм. Их длина достигает 10 м. Связи можно укладывать с нахлестом, изгибать, соединять с помощью вязальной проволоки. Использование данного вида усиления позволяет устранить практически все распространенные виды конструктивных дефектов каменных конструкций, нанося минимальный ущерб их внешнему облику. На рис. 2 показано усиление стен и каменных сводов, поврежденных трещинами.

а)



б)



Рис 2. а) Усиление наружных стен; б) усиление кирпичных сводов

### Список используемых источников

1. Павлова, М., Моськина, О., Пыхяла, Я. Выполнено из кирпича // Строительный эксперт. – № 11 (224). – 2009. – С. 10–11.
2. Найчук А.Я., Деркач В.Н. // Архитектура и строительство. – №2 (213). – 2010.
3. Бедов А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций// Учебное пособие для студентов вузов. – (568). – 2006.



## УДК 72.011

**Архитектурные конструкции: про-образ тектоники***Кутузова Т.Ю., канд.арх., доцент**ГВУЗ «ХГАУ», кафедра строительства, г. Херсон*

После двадцати столетий декларирования в архитектурной практике устойчивой конструкции в переходном периоде третьего тысячелетия заметно усилились тенденции безусловной деконструкции.

Конструктивизм (признанный ведущим стилем в стране советов на переломе эпох) продемонстрировал последовательное развитие идей классицистического формообразования.

Деконструктивизм акцентировал невообразимость действия сил земного притяжения [1]. При этом архитектурная масса приобрела невесомость и безвоздушность. Форма залипает или отрывается рваными кусками, представляя сумбурную бесформенность конструкции.

Нелинейная архитектура – не причудливая.

Практику преодоления архитектурной тектоники можно проследить на следующих примерах:

1. Танцующий дом (арх. Ф. Гери, В. Милунич, 1994-1996, Прага). Экстравагантность форм легко преодолела традиции бережного отношения к исторической застройке, заявив собственную самоценность. А методы вне средового проектирования обосновали правила «архитектурного хулиганства», отправив в пыльные архивы понятие «сквозного» образа города [2].

2. Музей современного африканского искусства (арх. бюро Т. Хизервика, 2017 г., Кейптаун, ЮАР). Реновация элеватора, построенного в 1924г., в общественное сооружение создала ассоциативно насыщенные интерьеры выставочных залов. Фрагментация силосных башен сформировала разновеликие криволинейные своды, напоминающие органическую форму гигантских масштабов. Случайность преломления и даже исчезновения интерьерных форм в световом потоке искусственной подсветки, множества верхних фонарей, - сделали выставочное



пространство самостоятельным элементом экспозиции. При этом сами выставочные изделия пока не приобрели собственную атмосферу созерцания африканского искусства.

3. Реконструкция Бундестаг (арх. Н.Фостер, 1999г., Берлин). В противовес внешним качествам исторической формы новый интерьер

декларирует привнесение иного конструктива здания. Архитектурный фасад (арх. П.Валлот, 1894г.) выступает лишь в роли исторической ширмы-оболочки, существующий отдельно от обновленного по сути здания.

Благодаря приемам воссоздания исторической пластики фасадов квартальной застройки сохраняется заложенная изначально однородность городской ткани. Но при обновлении мощения тротуаров Бундестага была выделена полоса двойного ряда брусчатки. Это - линия исторической границы, которая некогда разделяла нацию. А сейчас, - эта линия, плавно уходящая в перспективе улицы, зафиксировала исторический троп развития общества, выступая гарантом толерантного будущего.

Таким образом, на практике реорганизации исторически сложившейся архитектурной среды методы деконструкции создают прецедент фрагментации некогда единого пространства. Разрушение ансамблевой соподчиненности элементов (как городского экстерьера так и внутреннего интерьера зданий) формирует в пространстве бесчисленное множество не взаимосвязанных объектов. Самодостаточность каждого оправдывает «накопление частных» уже не претендуя на поиски той «достаточно зрелой единственной ситуации» художественного целого [3, с.218]. Но про-образ тектоники, вывернутый в деконструкции наизнанку, зиждется на архетипах памяти и в нашем подсознании всё так же примеряет форму к классическим образцам.

Таким образом, на практике реорганизации исторически сложившейся архитектурной среды методы деконструкции создают прецедент фрагментации некогда единого пространства. Разрушение ансамблевой соподчиненности элементов (как городского экстерьера так и внутреннего интерьера зданий) формирует в пространстве бесчисленное множество не взаимосвязанных объектов. Самодостаточность каждого оправдывает «накопление частных» уже не претендуя на поиски той «достаточно зрелой единственной ситуации» художественного целого [3, с.218]. Но про-образ тектоники, вывернутый в деконструкции наизнанку, зиждется на архетипах памяти и в нашем подсознании всё так же примеряет форму к классическим образцам.

### **Библиография:**

1. Раппапорт А.Г. Башня и лабиринт / papardes.blogspot.com/
2. Данилова Э.В., Бакшутова Д.В. Модели описания города в контексте исторической эволюции. [Электронный ресурс] / Э.В. Данилова, Д.В.Бакшутова // Архитектон: известия вузов. – 2017. – №4(60). – URL: [http://archvuz.ru/2017\\_4/](http://archvuz.ru/2017_4/)
3. О.Мандельштам. Разговор о Данте. Собр.соч. в 4т., Т.II. – М.: ТЕРРА, 1991. – 607с.



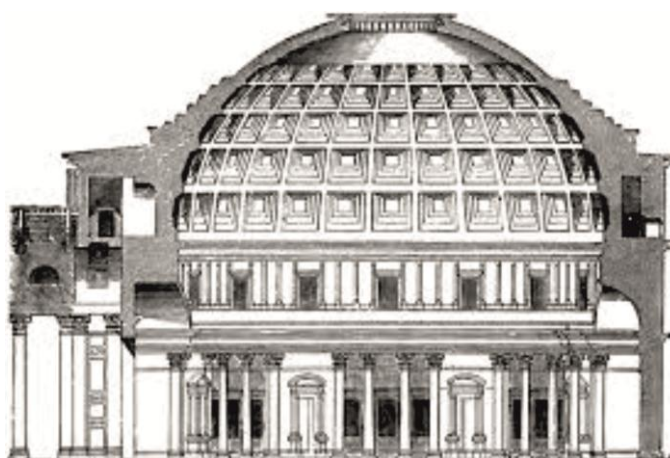
УДК 72.011

### Метаморфози куполу

*Воскова Н., студент кафедри дизайну  
Херсонський національний технічний університет*

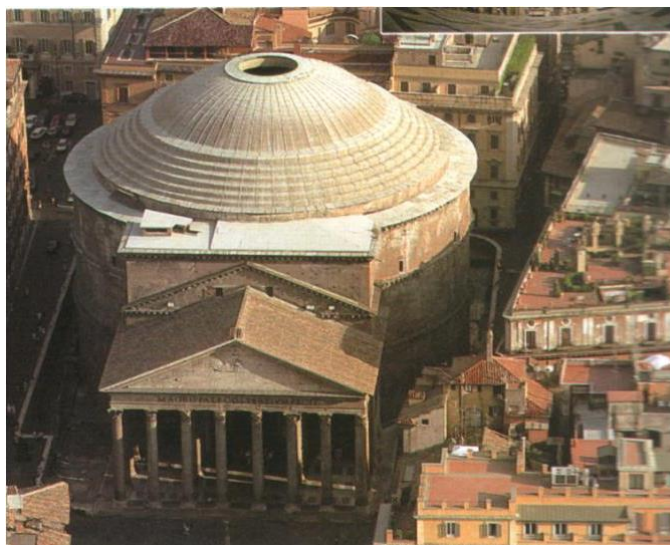
Білий купол - одна з вічних форм  
Ж.Нувель

Купол - один з найдавніших архітектурних елементів, відомий людям з давніх часів. Вивчення шляху розвитку купольної системи надало можливість виявити її провідні ознаки та визначити напрями розгалуження архітектурної конструкції: від Римського Пантеону до купольного рішення сучасного мистецького закладу XXI століття - Лувру в Абу-Дабі. Аналіз досвіду перевтілення куполу продемонстрував шлях його формальних змін разом із відтворенням сутнісних характеристик конструкції.



Римський Пантеон (арх. Аполлодор Дамаський, 118-128 р.) має ідеальну форму напівсферичного куполу, втілену через геометричну точність кола, вписаного у квадрат (43м). Купол задає потужне враження інтер'єру будівлі через сприйняття зводу як зоряного небосхилу, акцентованого зовнішнім освітленням природного світла. Створення круглого наскрізного вікна у завершенні зводу (діаметр майже 9 м) вирішує задачі освітлення та провітрювання будівлі. Закладена система водозливу дозволила зберегти стародавню забудову храму до сьогодні.

Купол встановлено на схованій аркаді стіни ротонди в 16 опор, які рівними долями розподіляють навантаження від куполу. Прийняте рішення поступового зменшення масивної товщі стіни (від 6,3м до 1м), а також використання полегшених заповнювачів бетону значно покращило умови створення бетонної монолітної конструкції куполу. Поступове зменшення розміру кесонів сформувало зорове збільшення висоти куполу. А символічне зображення небосхилу посилюється архітектурною пластикою кесонів,



А символічне зображення небосхилу посилюється архітектурною пластикою кесонів,

завершених єдиним джерелом світла – верхнього отвіру: «Око пантеону».

Храм Санта Марія дель Фьоре (арх. Ф. Брунеллескі, 1296 - 1436 рр., Флоренція) має найбільший кам'яний купол у світі. Витягнута форма купола, так званого «колумбового яйця», підвисила внутрішню пружність конструкції. Внутрішній діаметр барабану куполу складає 42 м та підтримується 8 головним та 16 допоміжними ребрами. Всі ребра пов'язані 6 горизонтальними кільцями та сходяться під кутом 60 градусів до вершини купольного ліхтаря, висотою 21 м. Ланки теракотової цегли закладені з поступовим уклоном від зводу до завершення. Це визначило центр тяжіння частин куполу всередину куполу.



Архітектурний силует куполу, відтворений на тлі площинної панорами Флоренції, став знаковою домінантою міста.

Досвід створення арабського Лувру (арх. Жан Нувель, 2009-2017 рр., Абу Дабі) зафіксував новітню стадію розвитку традиційної форми. Музей, розташований на природному острові Саадіят площею 27 кв. км, лежить між піском і морем. Цінні твори мистецтва в музеї представлені на площі понад 64000 кв. м, з яких 6000 кв. м присвячені постійної колекції, а 2000 кв. м присвячені тимчасовим виставкам. Гіпер-масштабність купольного покриття натякає до асоціативної безмежності зоряного неба, якби знімаючи первинні умови існування художньої форми у виразній завершеності силуету.



Традиційними ознаками купольного рішення сучасної споруди Лувру в Абу-Дабі встановлено наступне:

1. Композиційно узагальнююча частина споруди.

Купол сучасного Лувру об'єднує під собою 55 різно розмірних білих музейних будівель, розміщення яких відтворює традиційне розпланування вулиць, площ і терас арабського міста. Це «півострів з власною таємницею», межа якого окреслена водами Перської затоки і куполом.

2. Кліматична обумовленість форми.

Купол захищає відвідувачів від палючого сонця і дозволяє комфортно переміщатися між корпусами Лувра. Однак він не перегороджує шлях денного світла: якщо зазвичай промені проникають під купол з боків, через окулюс або люкарни (вузькі слухові вікна), то тут вони проникають крізь складну систему

гратчастих орнаментів і утворюють «дощ зі світла».

Тінь від купола не тільки покращує мікроклімат, але і підвищує енергоефективність кожного з 55 будівель комплексу: вони витрачають менше енергії на охолодження. Деякі музейні корпусу розділені водними каналами - близькість до води також допомагає регулювати мікроклімат.

3. Технологічна витонченість рішення.

Конструкція величезного купола (180 метрів в діаметрі) нависає над відвідувачами на висоті 40 метрів. Мереживний купол-дах складається з 8-ми



металевих шарів (подвійна сталева оболонка, а також залізні, алюмінієві та скляна частина). Загальна товщина покрівлі купола складає 7 м та прикріплена.

Увесь купол, закріплений на 85 збірних елементах, тримається на чотирьох опорах, але важить більше, ніж вся Ейфелева вежа. Вага купола без опор - 7,5 тис. тон. Але виглядає майже невагомим. Вибіркова товщина кожного з 450 000 алюмінієвих профілів виправдана показниками інсоляції даної точки купола: їх товщина зменшується там, де сонце протягом дня рідше потрапляє на купольну поверхню. Така конструкція дозволяє освітлювати приміщення без сонцевого перегріву.

3. Семантичне обґрунтування форми.

Купол надає неймовірні враження об'єднання світу. Металеві мережива купола імітують ажурне плетиво пальмових гілок. Причому, переплітаються вони не довільно, а за формою 7 850 зірок. «Дощ світла» струмує крізь них, утворюючи різні малюнки в залежності від часу доби і року. Сам Нувель називає це «легким сонячним дощем, який проходить наскрізь парасольки купола. Мені хотілося, щоб ця парасолька встановлював з небом метафізичні відносини».

УДК 72.017

### **Эстетическое восприятие нелинейной архитектуры**

*Сысоева В.В., кандидат арх., старший преподаватель*

*ГВУЗ «ХГАУ», кафедра строительства, г. Херсон*

Авангардные нелинейные формы современной архитектуры делают актуальным обращение к вопросам эстетики архитектуры вообще и эстетики, формируемой новыми архитектурными технологиями.

Эстетика архитектурных форм базируется на представлении о красоте и гармонии той эпохи, в которую эти формы создаются. Совокупность архитектурных форм (объемных и пространственных) формирует визуально-эстетический образ города, выражением которого служит архитектурный ландшафт, т.е. система визуальных картин города, эстетически переживаемых человеком. В современном городе архитектурный ландшафт является синтезом различных форм, стилей и пространственно-композиционных концепций. В нем нашли свое отражение постоянно изменяющиеся представления о мире, который окружал человека. Средневековые несли образы тьмы земного мира и идеальности божественного неба. Архитектура Ренессанса изображала стабильность и центрированность, барокко отразило трагизм открывшейся бесконечности, классицизм наглядно выражает идеи рационализма.

В XX в. архитектура и градостроительство стремились порвать с традиционными канонами формирования архитектурной среды. Но, не смотря на авангардность архитектурной мысли начала прошлого века, только к его концу в архитектуру пришли концепции, принесшие инновационные пространственные решения, обусловленные новым видением мира. С последнего десятилетия XX в. возросла роль дигитального проектирования, в связи с чем, стало возможным говорить о новой эстетике в архитектуре. Вместо согласования частей проектируемого объекта в соответствии со стабилизирующими форму принципами архитектурной композиции, архитектура рассматривается как динамическое целое, где фрагменты поверхности плавно перетекают из одной плоскости в другую.

Современная нелинейная архитектура - это искусство эпатажа, как и все современное искусство. Как пишет Ч. Дженкс «возник принципиально новый тип здания, который повлечет за собой отказ от многих прежних стереотипов. «Здание-достопримечательность»». Общественно-культурное функциональное назначение этих строений, необычные формы, крупный масштаб, выгодное расположение в городской среде превращают новые здания в культурные и архитектурные доминанты, которые притягивают к себе общественное внимание своей необычностью, нереальностью. При этом в зоне их влияния привычные представления о пространстве, об обыденной архитектурной среде как бы отходят на второй план. Нелинейные пространства обеспечивают не только физическое, но и эмоциональное путешествие сквозь архитектуру. На

смену декоративным решением фасадов, симметрии, стабильности и устойчивости объекта, приходят неожиданные решения, динамика внутреннего и внешнего пространств, бесконечное количество новых ракурсов, которые удивляют и восхищают.

Для цифровой архитектуры поверхность является ключевым аспектом в организации любой криволинейной формы. Архитектура нелинейности предлагает концепцию непрерывно перетекающего пространства, которая будоражит своими необычными формами, бесконечными поверхностями, отсутствием границ. Пластическая разнообразность цифровых форм, непривычных человеку, рождает сотни уникальных визуальных кадров, которые сложно сопоставить в целостную картину. Здания, построенные по принципу нелинейности, не поддаются полному пониманию, они практически не познаваемы. Таким способом архитектура отвечает на современные философские концепции бесконечного развития и изменения.

В основе эстетического восприятия нелинейной архитектуры лежит абстрактный символизм и художественность образа, основанная на динамическом восприятии формы. Принцип этого быстро меняющегося восприятия может быть сформулирован как «здесь и сейчас». Архитектурный объект оказывается наполненным большим количеством смыслов. Его абстракция вызвана изменчивостью среды, в которой он находится. Художественный образ цифровой архитектуры строится на динамике изменений формы и ее абстрактных символах.

Следовательно, такие нелинейные формы искажают человеческое восприятие, основанное на исторически сложившихся представлениях о тектонике, которая передает ощущение устойчивости и надежности. Ликвидация привычного сочетания вертикальных и горизонтальных плоскостей, создает атектоничную архитектуру, привнося новизну и остроту восприятия. Но архитектура воспринимается человеком в той мере, насколько он этого ожидает. Только в случае узнавания и понимания пространство становится комфортным для длительного пребывания, в противном случае оно шокирует, удивляет, вызывает всплеск эмоций, но не становится приемлемой для жизни.

**Інтернет-конференція проведена згідно листа Міністерства освіти і науки України від 03.10.2017р. № 1/9-536 «Про формування Переліку проведення наукових конференцій з проблем вищої освіти і науки у 2018 році»**