

Міністерство освіти і науки України  
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя  
(повне найменування вищого навчального закладу)  
Факультет інженерії машин, споруд та технологій  
(назва факультету)  
Кафедра будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

## ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломної роботи

**магістра**

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему:

**«Проект реконструкції приміщення критого ринку з  
дослідженням підсилення залізобетонного ригеля  
композитною стрічкою»**

Виконала: студентка VI курсу, групи МБм-61

спеціальності (напряму підготовки) 192

**«Будівництво та цивільна інженерія»**

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Теслюк Я.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Данильченко С.М.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Лупійчук С.І.

(прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України  
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя  
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітній рівень Магістр

Напрямок підготовки \_\_\_\_\_

(шифр і назва)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри \_\_\_\_\_

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2019 р.

## ЗАВДАННЯ НА ДИПЛОМНУ РОБОТУ МАГІСТРА

Теслюк Ярослав Петрович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проект реконструкції приміщення критого ринку з дослідженням підсилення залізобетонного ригеля композитною стрічкою

Керівник проекту (роботи) Конончук Олександр Петрович, к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від «29» серпня 2019 року № 4/7 – 739

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 16.12.2019 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Реконструкція приміщення критого ринку в м. Львові розмірами в плані 78×48 м, каркас комбінований із залізобетонних несучих колон та металевої трьохшарнірної арки з затяжкою, фундаменти мілкового закладання стаканного типу під колони, стіни огороження цегляні товщиною 380 мм, покрівля плоска, покрівля профнастил.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Інженерно-геологічні і гідрологічні умови будівництва, генплан будівництва, об'ємно-планувальні рішення, конструктивні рішення, теплотехнічний розрахунок стін, розрахунок прогонів з перфорованою стінкою, збір навантаження на поперечну раму будівлі, статичний розрахунок рами будівлі, перевірочний розрахунок залізобетонної колони, розрахунок плити перекриття з листовою арматурною сталлю, розрахунок перекриття в стадії експлуатації, збір навантаження на фундаменти, перевірочний розрахунок фундаментів, визначення їхнього осідання, розробка будгенплану реконструкції, огляд літературних джерел стосовно підсилення згинальних залізобетонних елементів, удосконалення їх розрахунку з врахуванням дії малоциклових навантажень, порівняння отриманих розрахункових даних з експериментальними, розрахунок та проектування підсилення збірного залізобетонного ригеля перекриття, техніко-економічне порівняння монтажних кранів, розрахунок кошторисної документації, заходи з охорони праці, розробка заходів в надзвичайних ситуаціях, екологія.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) Фасад, генплан, ситуаційна схема, план на відмітці 0,000, план розміщення арок, прогонів та профнастилу, розріз в поздовжньому та поперечному напрямках, експлікація приміщень, опалубочне креслення колони, схеми армування колони, креслення профнастилу, вузли з'єднань конструкцій між собою, план фундаментів, інженерно-геологічний розріз, розгортка, розрізи фундаментів, будгенплан, мета і задачі досліджень, методика розрахунку та результати.

## 6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Спеціальна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Організаційно-економічна частина	Мельник Л.М., д.е.н., доц.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доц.		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Екологія	Лясота О.М., к.т.н., доц.		
Нормоконтроль	Данильченко С.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 06.09.2019 р.

**КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН**

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно-планувальне рішення ділянки.	10.09.2019	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	15.09.2019	
3	Статичний розрахунок рами будівлі.	25.09.2019	
4	Розрахунок перфорованого прогону.	30.09.2019	
5	Перевірочний розрахунок залізобетонної колони.	02.10.2019	
6	Розрахунок плити перекриття з листовою сталлю.	08.10.2019	
7	Розрахунок плити перекриття в стадії експлуатації.	12.10.2019	
8	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.	20.10.2019	
9	Збір навантажень та вибір типу фундаментів.	22.10.2019	
10	Перевірочний розрахунок фундаментів стаканного типу.	28.10.2019	
11	Підрахунок об'ємів робіт.	03.11.2019	
12	Проектування будівельного генерального плану.	14.11.2019	
13	Аналіз літературних джерел за темою досліджень.	26.11.2019	
14	Удосконалення розрахункової моделі.	30.11.2019	
15	Розрахунок підсилення залізобетонного ригеля перекриття.	05.12.2019	
16	Порівняння варіантів монтажних кранів.	08.12.2019	
17	Кошторисні розрахунки.	12.12.2019	
18	Розробка заходів охорони праці.	13.12.2019	
19	Безпека в надзвичайних ситуаціях.	14.12.2019	
20	Охорона навколишнього середовища.	15.12.2019	

Студент

(підпис)

Теслюк Я.П.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

## Зміст

		Ст.
	<b>Вступ.....</b>	7
<b>1</b>	<b>Архітектурно-будівельний розділ.....</b>	<b>9</b>
1.1	Загальна частина .....	9
1.2	Генплан .....	9
1.3	Об'ємно-планувальне рішення .....	10
1.4	Конструктивна частина .....	11
1.5	Техніко-економічні показники .....	12
1.6	Кліматичні дані для місця будівництва .....	13
1.7	Теплотехнічний розрахунок .....	13
1.8	Теплопостачання об'єкту .....	14
1.9	Система опалення об'єкту .....	14
1.10	Вентиляція об'єкту .....	14
1.11	Внутрішній водопровід .....	15
1.12	Внутрішня каналізація .....	15
1.13	Вимоги пожежної безпеки та евакуації .....	15
1.14	Техніка безпеки і охорона праці .....	16
<b>2</b>	<b>Розрахунково-конструктивний розділ.....</b>	<b>19</b>
2.1	Розрахунок прогонів з перфорованою стінкою .....	19
2.2	Визначення навантажень, які діють на поперечну раму будівлі .....	22
2.3	Перевірочний розрахунок колони .....	24
2.4	Розрахунок плити перекриття з арматурою з листової профільованої сталі .....	25
2.4.1	Розрахунок в стадії виконання перекриття .....	25
2.4.2	Розрахунок перекриття в стадії експлуатації .....	28
<b>3</b>	<b>Основи і фундаменти.....</b>	<b>32</b>
3.1	Перевірочний розрахунок фундаменту та основи .....	32
3.2	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика .....	32
3.3	Висновки і рекомендації .....	35
3.4	Збір навантажень .....	35

3.4.1	Основні поняття про навантаження .....	35
3.4.2	Визначення навантажень .....	36
3.5	Перевірка фундаментів мілкового закладення .....	37
3.5.1	Визначення глибини закладання фундаментів .....	37
3.5.2	Перевірка розмірів підшви фундамента .....	38
3.6	Визначення сумісної деформації основи і фундамента .....	39
3.6.1	Визначення осідань по осі А .....	40
<b>4</b>	<b>Технологія і організація будівельного виробництва.....</b>	<b>42</b>
4.1	Будженплан .....	42
4.1.1	Розрахунок тимчасових побутових приміщень .....	42
4.1.2	Розрахунок тимчасового водопостачання .....	43
4.1.3	Тимчасова каналізація .....	44
4.1.4	Розрахунок площі складів .....	44
4.1.5	Електропостачання .....	47
4.2	Техніка безпеки .....	48
4.3	Заходи по охороні зовнішнього середовища .....	50
<b>5</b>	<b>Науково-дослідний .....</b>	<b>51</b>
5.1	Передумови підсилення конструкцій будівель і споруд .....	51
5.2	Малоциклові навантаження в роботі будівельних конструкцій.....	53
5.3	Підсилені згинальні залізобетонні конструкції за дії повторних навантажень .....	58
5.4	Розрахунок несучої здатності при дії однократного навантаження ...	62
5.5	Розрахунок несучої здатності із врахуванням дії повторного навантаження .....	70
5.6	Розрахунок необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури .....	74
5.7	Збіжність між теоретичними та експериментальними даними .....	77
5.8	Розрахунок підсилення залізобетонного ригеля перекриття критого ринку .....	80
5.9	Висновки .....	87

<b>6</b>	<b>Спеціальна частина.....</b>	<b>88</b>
6.1	Техніко-економічне порівняння варіантів кранів .....	88
<b>7</b>	<b>Організаційно-економічна частина.....</b>	<b>92</b>
7.1	Розрахунок вартості реконструкції критого ринку .....	92
7.2	Техніко-економічні показники реконструкції критого ринку .....	92
<b>8</b>	<b>Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях .....</b>	<b>94</b>
8.1	Техніка безпеки при виконанні земляних робіт при реконструкції фундаментів .....	94
8.2	Розрахунок кріплення котловану .....	95
8.2.1	Розрахунок анкерних паль .....	95
8.2.2	Розрахунок обшивки бокових стінок .....	97
8.2.3	Розрахунок анкерних схваток .....	98
8.3	Техніка безпеки при виконанні електрозварювальних робіт .....	98
8.4	Медичний захист населення .....	100
<b>9</b>	<b>Екологія.....</b>	<b>107</b>
9.1	Актуальність охорони навколишнього середовища .....	107
9.2	Види забруднень та заходи щодо екологічної безпеки на об'єкті .....	107
9.3	Заходи охорони навколишнього середовища .....	110
	<b>Список використаних джерел .....</b>	<b>111</b>
	<b>Додаток 1 .....</b>	<b>121</b>

## Вступ

У зв'язку із зростанням останнім часом урбаністичних настроїв на території України, відбувається швидкий приток населення в великі міста із сільської місцевості. В наслідок такої тенденції, перед очільниками великих міст постає проблема розселення, забезпечення роботою та побутом всіх громадян, що мешкають в них.

Одним із перших пріоритетів при організації добробуту людей, є забезпечення їх продуктами харчування та іншими побутовими товарами. Саме з цією метою в рамках даного дипломного проекту розробляється проект на реконструкцію критого ринку з банкетним залом в місті Львові, який за тривалий час своєї експлуатації зазнав руйнувань та морально застарів.

Будівля являє собою критий торговельний павільйон розмірами в плані  $48 \times 78$  м, в який входять обслуговуючі приміщення, банкетний зал, ресторан та магазини. Стіни будівлі виконуються з цегли товщиною 380 мм. Павільйон має підвальне приміщення, висота від поверхні землі – 17,3 метри.

Дана будівля призначений для торгівлі продовольчими та продуктовими товарами, а також обслуговування людей.

Різні відмітки підлоги (як і різна її конструкція) зумовлені великою кількістю обладнання, вентиляційних установок, освітлень, інвентаря.

Торговий зал ділиться по своєму функціональному призначенню: по продажу овочей, молочних та м'ясних продуктів. Кількість торгових місць кожного із залів складає: 184, 93, 79 місць відповідно. На антрисольний поверх ведуть дві сходові клітки. Клас будівлі – 2, ступінь довговічності – 2.

Будівля, що проектується буде відповідати всім сучасним вимогам до екологічності, енергозбереження, зовнішнього та внутрішнього естетичного вигляду, а також буде створювати комфортні умови для роботи працівників та перебування покупців в ній.

За тривалий час експлуатації та в результаті ряду порушень правил експлуатації, конструкції покрівлі та покриття зазнали руйнувань, в результаті чого відбулось затікання нижче лежачих конструкцій. Протягом декількох років перебування в такому стані, несучі конструкції покрівлі зазнали часткових руйнувань, що не дозволяє в подальшому їх надійно експлуатувати.

Внаслідок корозії бетону, арматури міжповерхові перекриття не можуть нести нові навантаження, а тому їх необхідно частково демонтувати та замінити монолітною залізобетонної плитою, а несучі ригеля перекриттів підсилити.

В даному проекті для підсилення збірних залізобетонних ригелів перекриттів використано новий сучасний метод – підсилення композитними стрічками на базі вуглецевих

волокон. Застосування даного методу є швидким та естетичним з точки зору подальшої експлуатації конструкції без необхідності її додатково захищати.



## РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

### 1.1 Загальна частина

На будівельному майданчику в результаті інженерно-геологічних вишукувань встановлені наступні ґрунтові умови:

- ґрунтово-рослинний шар – до 1 м,
- суглинок напівтвердий – 7 м,
- глина напівтверда – 7,2 м.

Основою під фундаменти є суглинки напівтверді не просідаючі.

Ґрунтові води на глибині 14,5 м від поверхні землі.

Реконструкція комплексу запроєктовано на ділянці площею –3,32 Га. Земельна ділянка знаходиться в житловій зоні, що полегшує доступ населенню до комплексу. Ділянка прямокутної форми в плані, обмежена двома вулицями та двома проїздами. Площадка під будівництво практично горизонтальна, найбільший похил рельєфу не перевищує  $i=0,01$ . Запроєктований комплекс буде підключений до місцевої комунікації.

### 1.2 Генплан

На території об'єкту розміщені такі будівлі:

- критий павільйон з обслуговуючими приміщеннями, рестораном та магазином;
- готель;
- стоянка для легкових автомобілів;
- стоянка для грузових автомобілів;
- площадка для сезонної торгівлі на відкритому повітрі;
- площадка для торгівлі з грузових машин;
- зона для відпочинку.

Критий павільйон своїм головним входом повернутий до магістральної вулиці. З права від нього на відстані 23 м розміщений готель, зліва автостоянка для легкових автомобілів. З протилежної головному входу сторони розташована відкрита площадка, для сезонної торгівлі з автомобілів, а також стоянка для легкових автомобілів та площадка для торгівлі. З усіх сторін ділянки відведеної під будівництво критого павільйону проходять автошляхи, що забезпечує широкі можливості для підвозу вантажів та вільного проходу до ринку та відкритої площадки для торгівлі.

Площа всієї ділянки – 3,32 Га.

Площа забудови – 4221 м<sup>2</sup>.

Процент забудови – 13%.

Вільна від забудови територія торгового комплексу благоустроєна.

Тротуари та площадки вкладаються бетонними плитами  $0,5 \times 0,5$  м.

### 1.3 Об'ємно-планувальне рішення

Об'ємно-планувальна система – загальна.

Розміри критого павільйону в плані  $48 \times 78$  м. Проектом передбачено влаштування підвалу з висотою підвального поверху 3,6 м. Під землею розміщені складські приміщення з в'їздом та виїздом на відмітку природнього рельєфу.

Розміри складських приміщень в плані  $12 \times 78$  м. Вони забезпечують відразу вигруз десяти автомобілів з заднього і бокового борту. На першому поверсі знаходиться торговий зал розміри в плані  $18 \times 78$  м та підприємства суспільного харчування з розмірами блока в плані  $18 \times 78$  м. На антрисольному поверсі з розмірами в плані  $18 \times 78$  м стаціонарні магазини. Висота першого поверху 8 м (до низу конструкцій покриття). Об'єм торгового залу –  $36806 \text{ м}^3$ . Об'єм, який припадає на одне кутове місце:  $99,5 \text{ м}^3$ . Площа, яка припадає на одне торгове місце:  $5,84 \text{ м}^2$ .

В підвальному приміщенні розміщені холодильні камери для різних продуктів, кладові різного призначення, слюсарна та столярна майстерня, радіовузол, туалети, мийні продуктів та овочей, оглядальний зал м'ясних та молочних продуктів зі своїми лабораторіями. Для виходу на рівень природнього рельєфу передбачені сходові марші. Вантажі з кладових та камер підіймаються в зал при допомозі вантажних підйомників. Біля кожного підйомника встановлюються сходишкові мережі.

На першому поверсі в блоці суспільного харчування розташовані зал ресторану, гардероб, банкетний зал, гарячий та холодний цехи, овочевий цех, а також цілий ряд обслуговуючих приміщень. Вхід в ресторан та обслуговуюче кафе встановлюється окремо. Вони розташовані з протилежної сторони від головного входу в павільйон.

Торговий зал павільйону розділений по функціональному призначенню на діляки по продажу овочей, молочних та м'ясних продуктів.

Кількість торгових місць складає: 184, 93, 79 відповідно. З урахуванням кожної ділянки, запроектовані різні по площі торгові місця.

На антрисольному поверсі розміщений магазин уцінених товарів, магазин госптоварів, магазин насіння та інші. На антрисольний поверх ведуть два сходишкові марші.

### 1.4 Конструктивна частина

Конструктивна система – неповний каркас.

Основна несуча частина критого павільйону – рама, яка влаштовується із з/б колон та металевої арки з затяжкою. В запроєктованій будівлі використовуються колони двох видів.

Перекрыття підвального та антрисольного поверху обпираються на з/б колони перерізом 400×400 мм та з/б ригелі перерізом 200×400 мм. Проліт ригеля 6 м, крок колон – 6 м. Стик ригеля з колоною здійснюється на схованій консолі. Арка обпирається на з/б колони перерізом 500×500 мм. Висота колони 12,35 м.

Запроєктована металева трьохшарнірна арка з затяжкою. Проліт арки 48 м,стріла підйому арки – 6 м.

Два верхніх та один нижній пояси арки виконані із сталевих труб. Використані труби діаметром: 180, 164, 114 та 60 мм. Всі з'єднання зварні, затяжка кріпиться на болтах.

Фундаменти під колони запроєктовані стаканного типу по серії 1,412-1177 монолітними. Перекрыття першого поверху виконується монолітними та з профільованими металічними листами И-80-674 –1 в якості робочої арматури. Товщина бетону –70 мм.

Для захисту від вогню та корозії лист обтиньковують по металевій стінці.

Конструкція покриття передбачає встановлення по верхньому поясі арки прогонів прольотом 12 м, та кроком 3 м. Прогон виконаний з широко полицного двотавра №24. По прогону вкладений металевий настил (профільований) И-79-680-1, утеплювач з пінополістірола.

Стіна підвалу зводяться з з/б блоків. Товщина блока – 300 мм. Для захисту від ґрунтових вод використовуються внутрішня обмазочна гідроізоляція.

Стіни павільйону зводять з цегли з послідуочим тинькуванням. Товщина стіни –380 мм. Перестінки також виконані з цегли товщиною 120.

В залі ресторани, банкетному залі, залі кафе та деяких інших залах підлога виконуються з паркетної плитки. В підвальному приміщені підлога цементна на втрамбованому ґрунті та бетонній підготовці.

Дерев'яні та металеві конструкції фарбуються фарбою. У внутрішній обробці використаний мрамур, кераміка. Стіни та колони в приміщеннях для зберігання овочей та фруктів та інших приміщеннях з вологим режимом повинні мати вологісну обробку. З цією метою виконуємо облицьовку керамічною плиткою.

Внутрішня обробка торгового залу виконується з вогнетривкого матеріалу.

## 1.5 Техніко-економічні показники

Відомі такі техніко-економічні показники:

- будівельний об'єм – 43200 м<sup>3</sup> ;
- будівельний об'єм підземної частини – 15557 м<sup>3</sup> ;
- будівельний об'єм надземної частини – 27648 м<sup>3</sup> ;
- площа торгового залу - 2160м<sup>3</sup>;
- площа забудови – 4221 м<sup>2</sup> .

### 1.6 Кліматичні дані для місця будівництва

Реконструкція ведеться в м. Львові.

Дані вибрано по ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель»:

1. температура холодної п'ятиденки  $t_{v_s} = -19$  С;
2. температура холодної доби  $t_{хд} = -23$ С;
3. абсолютно мінімальна температура  $t = -34$  С;
4. середня температура за опалювальний сезон  $t = -0,3$ С;
5. середня температура холодного періоду  $t = -7$  С;
6. зона вологості – нормальна;
7. продовженість опалювального періоду – 183 доби;
8. умови експлуатації огорожень –Б.

### 1.7 Теплотехнічний розрахунок

Теплотехнічний розрахунок розроблений на обчислювальній машині згідно з ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель».

Дані виписуємо з ЕОМ:

$D= 7,0$ ;  $N=1,00$ ;  $AL= 8,7$ ;  $T=16$ ;  $AN=23$ ;  $REK==1,00$ .

8,11 10,12 8,76.

0,64 0,81 0,81 Львівська область.

Потрібний опір теплопередачі = 0,62.

Фактичний опір теплопередачі = 0,68.

Відсоткова різниця = 9.

0,020 0,380 0,020.

Фактичний термічний опір конструкцій більше потрібного.

Перевищення фактичного опору над потрібним складає 9 відсотків, що відповідає нормі.

Прийнята конструкція придатна для зведення в даному районі будівництва.

## **1.8 Теплопостачання об'єкту**

Джерело тепло постачання – тепломережа.

Передача тепла здійснюється тепловими мережами, які прокладаються в загальних колекторах спільно з іншими комунікаціями.

## **1.9 Система опалення об'єкту**

Для запроектованої будівлі критого павільйону найбільш доцільно прийняти горизонтальну систему водного опалення. Горизонтальні системи використовуються в одноповерхових будівлях великої висоти, крім того така система дає можливість позбутися від недостачі водяних теплоносіїв великого гідростатичного напору.

Водяна система опалення дає можливість якісного регулювання тепловіддачі. Крім цього у водяних системах малі експлуатаційні габарити. Відповідно до норм теплоносієм служить вода.

Нагрівні пристрої розміщені вздовж вікон головного фасаду по всій довжині будівлі. В якості нагрівних пристроїв використовуються конвектори типу “комфорт”. Ці прилади володіють високими теплотехнічними, техніко-економічними та експлуатаційними якостями.

## **1.10 Вентиляція об'єкту**

Для підвального поверху та допоміжних приміщень комплексу суспільного харчування критого павільйону використовуємо вентиляцію з механічним сполученням у відповідності з нормами. В торговому залі павільйону влаштовується періодично діюча природна вентиляція через ліхтар та вентиляційні решітки. Для нормальної роботи необхідний двохкратний приплив повітря та трьохкратна витяжка. Для цього приймаємо вентилятор ЦАГИ серія 06-320.

## **1.11 Внутрішній водопровід**

Внутрішній водопровід проектується для відведення води безпосередньо споживачу, а внутрішня каналізація – для відведення побутових та виробничих стічних вод з будівлі в зовнішню систему каналізації.

В запроектованій будівлі павільйону влаштовується внутрішній водозлив для організованого відведення води з даху будівлі.

Для господарчо-питтєвих та протипожежних потреб джерелом водопостачання є існуюча мїська мережа.

В будівлі влаштовується господарчо-протипожежна система водопроводу.

Проектується кільцева мережа з метою безпосередньої подачі води. Через 60 м по периметру будівлі влаштовуються поливні крани.

### **1.12 Внутрішня каналізація**

В запроектованій будівлі торговельного павільйону влаштовуються побутова та дощова каналізація. Побутова система каналізації призначена для відводу стічних вод від мийних засобів, раковин та унітазів. Внутрішні водостоки призначені для відводу дощових та талих вод з даху будинку. Побутова система каналізації змонтована з труб ГОСТ 6 –941-69.

Лійки влаштовуються в перекриття з використанням водопровідного з'єднання. Гідроізоляційний шар покрівлі влаштовують за фланець зливного патрубку, зажимають та заливають бітумною мастикою.

### **1.13 Вимоги пожежної безпеки та евакуації**

Запроектована будівля критого павільйону відповідає вимогам ДБН В.1.1-7-2002 "Пожежна безпека об'єктів будівництва" п. 22 відноситься до 2 степені вогнестійкості.

Запроектована будівля запроектована окремо від інших будівель, що відповідає п. 1.2 ДБН В.1.1-7-2002.

В торговому залі критого павільйону проектується два евакуаційні виходи, які розташовані з торців будівлі, виходячи з вимог п.4. ДБН В.2.5-13-98 "Пожежна автоматика будівель і споруд". Відповідно п 4.6 висота евакуаційних виходів 3 м, ширина головних евакуаційних проходів а торговому залі – 4 м ДБН В.1.1-7-2002. (п 3.28).

Ширину евакуаційних виходів визначаємо виходячи з кількості покупців, які одночасно знаходяться в залі. По п. 3.26 ДБН В.1.1-7-2002 на одну людину припадає 7,35 м<sup>2</sup> торгового залу. Загальна 1600 людей. На один вихід припадає

$1600 \sqrt{4} = 400$  людей. Для прийнятої ширини дверей 2,5 м ДБН В.1.1-7-2002 складає:  $2,5 \times 275 = 687$  людей, що задовільняє вимоги п 3.30 ДБН В.1.1-7-2002.

### 1.14 Техніка безпеки і охорона праці

Будівельний майданчик огорожений і забезпечений необхідною кількістю проїздів і проходів. Передбачено його освітлення в темний період доби. На будівельному майданчику розміщені вказані проходи і проїзди, а також всі встановлені знаки безпеки у відповідності з конкретними виробничими умовами. Передбачені захист робітників від несприятливих метеорологічних умов і кімнати для зігрівання в холодний період року.

Для початку монтажних робіт повинні бути завершені опоряджувальні роботи проїздних шляхів, що б вільний доступ транспортних засобів до всіх об'єктів. Проїзди, проходи, підкранові шляхи та розвантажувально-завантажувальні майданчики повинні бути вільні від будівельних матеріалів. Для забезпечення по будівельному майданчику на окремих ділянках доріг – встановлюють гранично допустиму швидкість руху.

Для захисте будівлі від ударів блискавки споруджують блискавко відвід, який сприймає на себе струм блискавки і відводить його в землю.

Профілактика електротравм:

На майданчику виконують технічні заходи, що забезпечують електро безпеку. До них відносяться: відключення напруги, вивішування попереджувальних плакатів, огороження місця роботи, перевірка відсутності напруги, накладання тимчасових заземлень.

При роботі на лінії на рубильниках вивішуються плакати типу: “не включати працюють люди”, на місці виконання робіт встановлюють плакати типу: “Стій висока напруга”. Ізоляційні засоби перевіряють зовнішнім оглядом перед кожним вживанням і періодично випробують через 6...12 місяців.

Правилами техніки безпеки встановлені вимоги до персоналу, що обслуговує електроустановки. До роботи на електроустановках допускаються робітники, не молодші 18 років, які пройшли медичний огляд. Крім того робітники проходять навчання по правилам техніки безпеки і надання долікарняної медичної допомоги.

*Розрахунок заземлюючого пристрою трансформатора.*

1. Опір заземлюючого пристрою трансформатора на напрузі 380 В. повинен бути не більше 11 Ом, з другої сторони необхідний опір заземлюючого пристрою з точки зору переходу високої напруги 380 В повинен задовільняти вимоги:

$$R_3 \leq \frac{125}{43} = \frac{125}{40} \leq 3,12 \text{ Ом}$$

Таким чином, опір заземлюючого пристрою повинен бути не більший 3,12 Ом в любий період року.

2. Для суглинків може бути в межах (0,4-1,5) Ом м. Приймаємо  $\rho = 1,010^2$  Ом м тобто для найбільш невідного випадку. Для кліматичної зони прийнято  $K_u = 2$ ;

$$\rho_{розр} = 110^2 * 2 = 210^2 \text{ Омм}$$

3. Визначаємо опір однієї труби довжиною 2,5 м діаметром 0,06 м, заглиблено на 0,7 м:

$$R_{mk} = \frac{0,368 * 2 * 10^4}{2,5} \left( e_\rho \frac{2 * 2,5}{0,06} + \frac{1}{2} e_\rho \frac{4 * 1,95 + 2,5}{4 * 1,95 - 2,5} \right) = 38,4 \text{ Ом}$$

4. Попередньо приймаємо  $\eta = 0,5$  електроди розміщуємо по контуру

$$n = \frac{38,4}{0,5 * 3,12} = 24 \text{ шт}$$

5. Знаючи довжину та ширину трансформатора, визначаємо відстань між трубами.

Для кращого виконання контуру заземлення бажано, щоб ця відстань була більшою. Приймаємо відстань між трубами 2,5 м довжину полоси приймаємо  $e = 60$  м.

6. Визначаємо опір полоси по контуру перерізом  $40 \times 4$ .

$$R_{no} = \frac{0,368}{6,1} 2 * 10^2 * e_\rho \frac{2 * 60^2}{4 * 7} = 4,8 \text{ Ом};$$

7. Попередньо приймаємо коефіцієнт використання полоси по контуру  $\eta = 0,27$ , тоді опір полоси в контурі рівний

$$R = \frac{R_{no}}{\eta} = \frac{4,8}{0,27} = 17,6 \text{ Ом};$$

8. Визначаємо який опір повинні мати труби:

$$R_T = \frac{R_o - R_3}{K_o - K_3} = \frac{17,6 * 3,12}{17,6 - 3,12} = 3,8 \text{ Ом}$$

9. Уточнюємо коефіцієнт виконання заземлення 0,95 та визначаємо кількість труб.

$$N = R_{to} / R_T * \eta = \frac{38,4}{0,95 * 3,8} = 18 \text{ штук.}$$



## 2.1 Розрахунок прогонів з перфорованою стінкою

Проектуємо прогон з двотаврів з послідуною перфорацією. Крок прогонів 3 м. Крок несучих конструкцій (арок) 12 м. Збираємо навантаження на 1 м<sup>2</sup> покрівлі (див. табл. 2.1).

Таблиця 2.1 Навантаження на прогон

№ з/п	Вид навантаження	Характ. на-ння кН/м	Коефіц. надійн. за на-нням	Граничне розрах. на-ння кН/м <sup>2</sup>
1	Шар гравію t=15 мм, $\rho=2$ т/м <sup>3</sup>	0,27	1,3	0,351
2	Трьохшаровий рулонний килим	0,15	1,3	0,195
3	Утеплювач $\rho=60$ кг/м <sup>3</sup> ; t=0,06	0,036	1,3	0,043
4	Пароізоляція, 1 шар рубероїду	0,03	1,3	0,04
5	Профільований лист н-79-660	0,153	1,05	0,161
6	Прогони з I № 24	0,108	1,05	0,1134
	Всього	$g_m=0,747$		$g=0,9034$

Снігове навантаження для 1-го снігового району м. Львів:

$R_n=0,5$ кН/м<sup>2</sup> - характеристичне навантаження;

$R=0,7$ кН/м<sup>2</sup> - розрахункове навантаження;

Навантаження на 1м/п ригеля при кроці – 3 м.

а) характеристичне:  $g_m=(0,747+0,3)*3=3,747$ кН/м;

б) розрахункове:  $g=(0,9034+0,7)*3=4,84$ кН/м;

Приймаємо двотавр № 24.

Виконуємо перфорацію стінок двотавру № 24 згідно схеми наведеної на рис. 2.1.

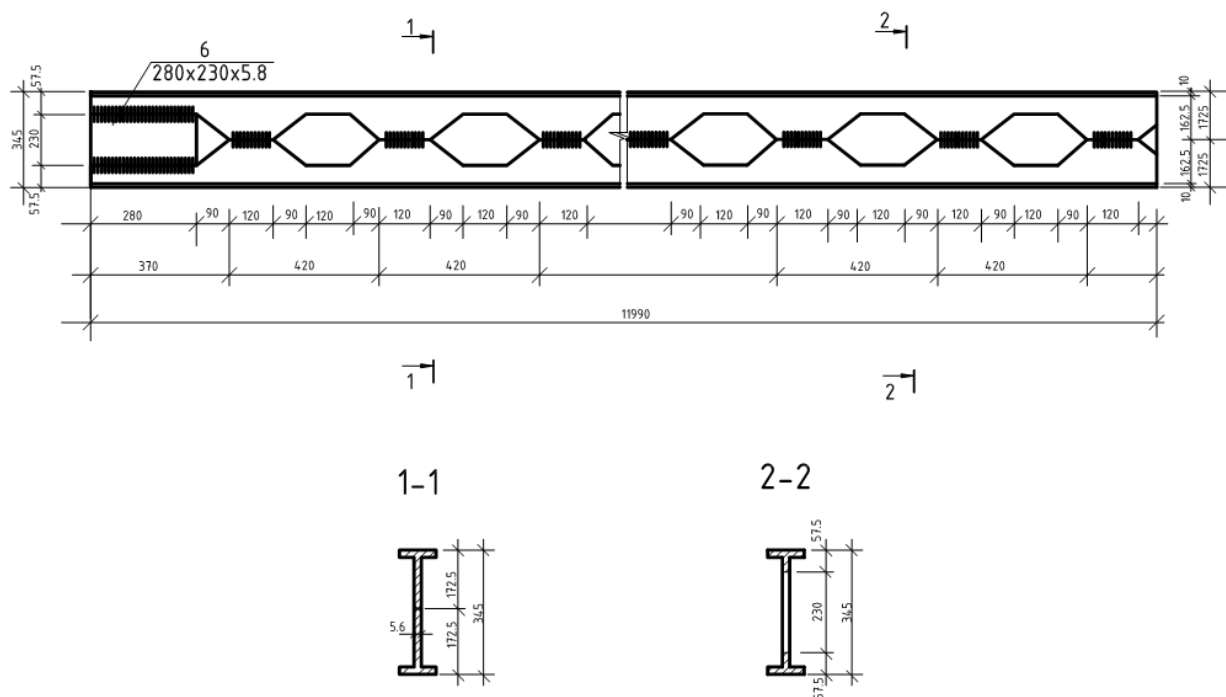


Рис. 2.1 Перфорована балка прогону

Геометричні характеристики будуть рівними:

$h_3 = 323,8\text{мм}$ ;  $h = 345\text{мм}$ ;  $d_1 = d_2 = 115\text{мм}$ ;  $t = 5,6\text{мм}$ ;  $h_1 = h_2 = 172,5\text{мм}$ . Площа перерізу поясів  $A_1 = A_2 = 13,1\text{см}^2$ ,  $I_{x1} = I_{x2} = 22,9\text{см}^4$ .

Моменти опору:

$$W_{1\text{MAX}} = W_{2\text{MAX}} = 21,7\text{см}^3;$$

$$W_{1\text{MIN}} = W_{2\text{MIN}} = 4,87\text{см}^3.$$

Відповідно п. 19.2. ДБН В.2.6-163:2010 розрахунок на міцність виконується для точок 1, 2, 3, 4 по формулах таблиці 4.9.

Точка 1:

$$\frac{M N_1}{I_x} + \frac{\theta_1 \cdot \alpha}{\alpha W_{1\text{MAX}}} \leq R_y \gamma_c, \text{де}$$

$M, Q_1$  - розрахунковий момент та поперечна сила в перерізах на відстанях  $x$  від опори:

$$X_1 = \frac{L}{2} - L_B \frac{A_1 \cdot h}{2W_{1\text{MAX}}} \alpha = \frac{10,4 \cdot 100}{2} - 0,5 \frac{13,1 \cdot 32,38}{2 \cdot 21,7} \cdot 12 = 4,61\text{см};$$

$$\text{де } L_B = \frac{I_1}{I_1 + I_2} = \frac{22,9}{22,9 + 22,9} = 0,5;$$

$L = 10,4$  - проліт ригеля з врахуванням ширини верхнього поясу арки  $1,6\text{м}$ .

Тоді задаємо  $M$  та  $Q$ :

$$Q = 1/2 \cdot 4,81 \cdot 10,4 - 4,81 \cdot 4,61 = 2,84\text{кН};$$

$$M=1/2 \cdot 4,81 \cdot 10,4 \cdot 4,61 - 1/2 \cdot 4,81 \cdot (4,61)^2 = 62,2 \text{ кНм.}$$

Момент інерції перерізу балки відносно осі x-x:

$$I_x = 2(22,9 + 13,1) \cdot 9,8^2 = 6913 \text{ см}^4,$$

$R_Y = 2200 \text{ кгс/м}^2$  для сталі С 235 марки Ст3лс по табл. 51 а ДБН В.2.6-163:2010;

$\gamma_c = 0,8$  - коефіцієнт умов роботи по таблиці 6 ДБН В.2.6-163:2010.

Підставимо значення в формулу:

$$\frac{6220 \cdot 1725 \cdot 100}{6913} + \frac{0,5 \cdot 2,84 \cdot 12}{2 \cdot 21,7} = 1591 \text{ кгс/см}^2 < 2200 \cdot 0,8 = 1760 \text{ кгс/см}^2.$$

Точка 2:

$$\frac{Md_1}{I_x} + \frac{Q_a}{2W_{\text{IMIN}}} \leq \frac{R_u \gamma_c}{\gamma_u}, \text{ де}$$

M, Q - зусилля, які визначаються на відстані x від опори:

$$x_2 = \frac{L}{2} - L_B \frac{A_B h_B}{2W_{\text{IMIN}}} - a = \frac{1040}{2} - 0,5 \frac{13,1 \cdot 22,38}{2 \cdot 4,89} \cdot 12 = 230 \text{ см};$$

Знайдемо зусилля:

$$M=1/2 \cdot 4,81 \cdot 10,4 \cdot 4,81 \cdot (2,3)^2 = 448 \text{ кН м};$$

$$Q=1/2 \cdot 4,81 \cdot 10,4 \cdot 4,81 \cdot 2,3 = 13,9 \text{ кН.}$$

Підставимо значення

$$\frac{448 \cdot 0,0115}{6913} + \frac{685 \cdot 12}{2 \cdot 4,89} = 1598 \text{ кгс/см}^2 < \frac{R_u \gamma_c}{\gamma_u} = \frac{3500 \cdot 0,8}{1,3} = 2185 \text{ кгс/см}^2;$$

$\gamma_u = 1,3$  – по ДБН В.2.6-163:2010 п.4 [4].

Умова виконується.

Перевірка на міцність в точках 3 та 4 виконується в тому випадку коли верхній двотавр відрізняється від нижнього розмірами, або маркою сталі. В нашому випадку ця перевірка не потрібна. Перевіряємо опорні перерізи на дію дотичних напружень по формулі:

$$\frac{Q_3 \cdot S}{t_a \cdot h_3} \leq R_s \gamma_c;$$

$Q_3$  - поперечна сила в перерізі балки на відстані:  $25+40-0,5 \cdot 12=61$  см, від опори

$$R_s = 0,58 \cdot 2200 = 1276 \text{ кгс/см}^2 \text{ по ДБН В.2.6-163:2010 [4].}$$

Підставимо значення

$$\frac{2110 \cdot 12}{0,53 \cdot 12 \cdot 32,38} = 412 \text{ кгс/см}^2 < 1276 \cdot 0,8 = 1021 \text{ кгс/см}^2;$$

Умова виконується.

Визначаємо прогин балки з врахуванням п.16 ДБН В.2.6-163:2010:

$$M'' = 3 \cdot 741 (10,4)^2 / 8 = 50,6 \text{ кНм},$$

$$\frac{506000}{10 * 2,1 * 1000 * 0,95 * 6913} = \frac{1}{262} < \frac{f}{l} = \frac{1040}{200} = 1 \setminus 300.$$

Умова виконується.

## 2.2 Визначення навантажень, які діють на поперечну раму будівлі

### *Постійні навантаження*

Навантаження від маси покриття.

$$\sigma = 0,5 * gLA + \frac{\sigma_2 \gamma_n \gamma_s}{2};$$

де g - вага покриття кН/м<sup>2</sup>;

$\sigma_2$  - вага ригеля кН;

L - проліт рами м;

A - крок рами, м;

$$\sigma = 0,5 * 0,9034 * 48 * 12 + \frac{300 * 0,15 * 1,7}{2} = 130,09 \text{ кН}.$$

Навантаження від власної ваги колон:

$$\sigma_k = \gamma_n * H_k * h_k * b_k, \text{ де}$$

$H_k, h_k, b_k$  – відповідно довжини, висота, та ширина перерізу колони;

$\gamma_n$  – середня щільність з/б = 2,5 т/м<sup>3</sup>;

$$\sigma_k = 0,5 * 0,5 * 12,35 * 2,5 = 77,188 \text{ кН};$$

### *Навантаження від стін*

Навантаження від ваги самонесучих стін передається на фундаментну балку та не впливає на роботу колон.

### *Тимчасові навантаження*

Снігове навантаження:

$$P_{он} = 0,5 * p'' * n_a * a * L, \text{ кН};$$

$P^n$  - характеристичне снігове навантаження на  $1\text{ м}^2$  поверхні покриття.

$$P_{сн} = 0,5 * 0,5 * 12 * 48 * 1,4 = 100,8\text{кН};$$

### *Вітрове навантаження*

Рівномірно-розподілене навантаження від вітру на раму приймається:

З вітрової сторони

$$g_{ам} = c * W_0 * a * \gamma_n * \gamma_f;$$

З підвітряної сторони:

$$g_{нідс} = c * W_0 * a * \gamma_n \gamma_f, \text{де}$$

$W_0$  - напір вітру,  $\text{кН}/\text{м}^2$ ;

$\gamma_n$  - коефіцієнт умов роботи;

$\gamma_n$  - коефіцієнт поздовжнього згину;

$p_g$  - коефіцієнт перевантаження;

$$g_{ак} = 0,8 * 0,38 * 12 * 1 * 0,95 * 1,4 = 1,47\text{кН} / \text{м}^2;$$

$$g_{нідс} = 0,6 * 0,38 * 12 * 1 * 0,95 * 1,4 = 1,1\text{кН} / \text{м}^2;$$

Зосереджене навантаження:

$$W = (g + g) * 2,8$$

$$W = (1,47 + 1,1) * 2,8 = 7,57\text{кН}.$$

Статичний розрахунок рами будівлі виконуємо в ПК «Лира».

### **2.3 Перевірочний розрахунок колони**

Розміри будівлі в плані  $78 \times 48$  м.

Згідно даних розрахунків рами проведених в ПК «Лира» проводимо розрахунок колони виготовленої з бетону В20 “довжина 12м”:  $R_b^T = 15$  МПа; арматура класу А 400С:  $E_b = 27000$  МПа;  $E_s = 200000$  МПа;  $R_s = R_{sc} = 365$  МПа.

Випишуємо зусилля для  $M_{\text{MAX}}$ :

$$M = -24,208\text{кНм}; N = -590,02\text{кН}.$$

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a = 50 - 4 = 46 \text{ см, } b = 50 \text{ см.}$$

Ексцентриситет сили:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{24,208}{590,02} = 0,04 \text{ см;}$$

$$\text{Випадковий ексцентриситет: } e_0 = \frac{h}{30} = \frac{50}{30} = 1,7 \text{ см.}$$

Визначаємо моменти відносно центру ваги розтягнутої арматури:

$$M_{II} = M + N(0,5h - a) = -24,208 + (-590,02)(0,5 * 0,5 - 0,04) = -147,98 \text{ кНм;}$$

відношення  $l_0 \setminus r = 1200/14,45 = 83 > 14$ , де

$$r = 0,298h = 14,45 \text{ см - радіус ядра перерізу.}$$

Визначаємо умовну критичну силу:

$$N_{кр} = \frac{6,4E_B}{l_0^2} \left( \frac{I_b}{\varphi_e} * \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \alpha * I_s \right), \text{ де}$$

$$I_s = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 * 50^3}{12} = 723000 \text{ см}^4;$$

$$\delta = \frac{L_0}{h} = \frac{1,7}{50} = 0,03 < \delta_{\text{MIN}} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01R_b = 0,11;$$

приймаємо  $\delta = 0,11$ .

$$\alpha = \frac{E_{st}}{Eu} = \frac{200000}{27000} = 7,4;$$

$$\varphi_e = 1 + \frac{M_{II}}{M_1} = 1 + \frac{147,98}{147,98} = 2;$$

$$I_s = \mu * B * H * (h \setminus 2 - a)^2 = 0,01 * 0,5 * 0,5 (0,5/2 - 0,04)^2 1102 \text{ см}^4;$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 * 27000}{12000^2} * \left( \frac{723000}{2} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,11} + 0,1 \right) + 7,4 * 1102 \right) = 27874,2 \text{ кН;}$$

вираховуємо коефіцієнт  $\eta$ :

$$\eta = 1 / \left( 1 - \frac{N}{N_{кр}} \right) = 1 / \left( 1 - \frac{590,02}{27874,2} \right) = 1,02;$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 * 0,9 * 11,5 = 0,77,$$

гранична відносна висота стиснутої зони  $\xi_R$ :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sen}} \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,77}{1 + \frac{365}{400} \left( 1 - \frac{0,77}{1,1} \right)} = 0,6;$$

$$\alpha_{11} = \frac{N}{R_b B h_0} = \frac{590020}{15 * 50 * 46 * 100} = 0,17;$$

$$\alpha_s = \frac{a_h (eh_0 - 1 + \alpha_n \setminus 2)}{1 - \delta} = \frac{0,17(22,7 \setminus 46 - 1 + 0,17 \setminus 2)}{1 - 0,09} = -0,46;$$

$$e = e_0 * \eta + h \setminus 2 - a = 1,7 * 1,02 + 50 \setminus 2 - 4 = 22,7 \text{ см};$$

$$\delta = a \setminus h_0 = 4 \setminus 46 = 0,09, \text{ так, як } \alpha_s < 0, \text{ то};$$

$$A_s = A_s' = 0,002 * 50 * 46 = 4,6 \text{ см}^2.$$

Остаточно приймаємо 4 Ø 15 А 400С,  $A_s = 8,4 \text{ см}^2$ .

Зварна сітка виготовляється по стандарту з арматури класу А 400С Ø 8 мм.

Віддаль між поперечними стержнями не більше 300 мм, Ø 6 мм. Оскільки віддаль між робочими стержнями більше 400 мм (при перерізі колони 500 × 500 мм) передбачаємо пролітні чотири стержні по периметру перерізу.

## 2.4 Розрахунок плити перекриття з арматурою з листової профільованої сталі

### 2.4.1 Розрахунок в стадії виконання перекриття

В стадії виконання перекриття сталевий профільований настил сприймає всі монтажні навантаження та працює як однопролітна балка. Монтажними навантаженнями є маса профільованого листа, свіжовкладеного бетону та монтажного обладнання, яке з досвіду виконання бетонних робіт приймається рівним 0,028 кПа.

Навантаження на настил зведені в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 Навантаження на настил

№ з\п	Вид навантаження	Характ. на-ння кН/м	Коефіц. надійн. за на-нням	Граничне розрах. на-ння кН/м <sup>2</sup>
1	Вага профільованого листа Н-80-674-1	0,155	1,05	0,163
2	Вага свіжовкладеного бетону $t=0,1 \text{ м}; P=2,5 \text{ т/м}^3$	2,5	1,2	3,096
3	Вага монтажного обладнання	0,028	1,2	0,034
	Всього	2,763		3,292

Для розрахунку розглянемо профільований настил шириною 1 м.п. (див. рис. 2.2). Для зменшення зусиль в настилі під час виконання робіт влаштовуємо тимчасові опори

посередині прольоту профільованого настилу. Навантаження на 1 м.п довжини настила становлять:

$$g_n = 2,763 * 1 = 2,763 \text{ кН/п.м.}$$

$$g = 3,292 * 1 = 3,292 \text{ кН/п.м.}$$

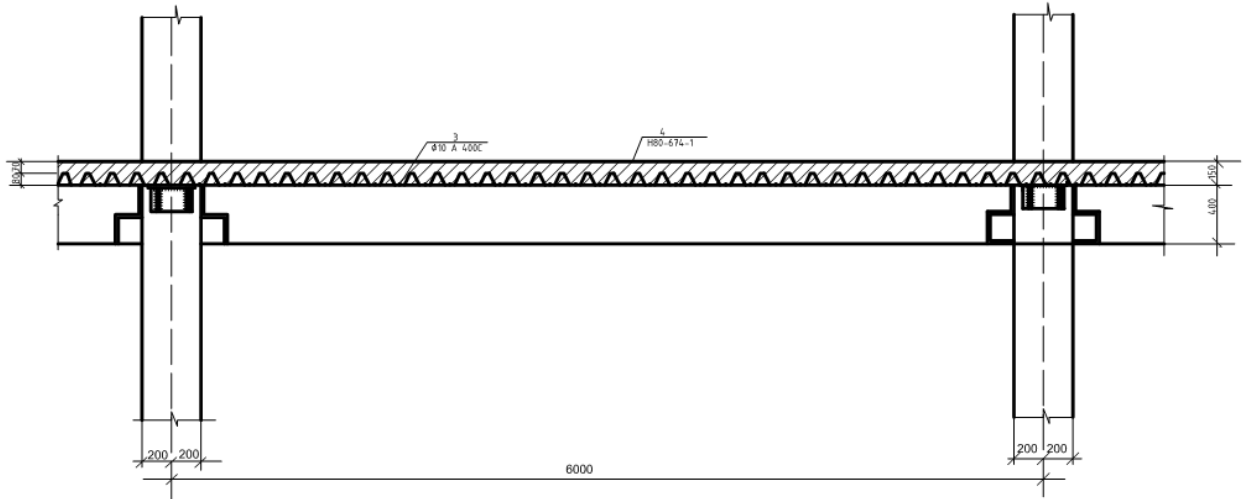


Рис. 2.2 Схема монолітної плити перекриття з арматурою із листової сталі

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{3,292 * 3^2}{8} = 3,7 \text{ кНм}; \quad M_n = \frac{q_n l^2}{8} = \frac{2,763 * 3^2}{8} = 3,1 \text{ кНм};$$

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{3,292 * 3}{2} = 4,94 \text{ кН.}$$

Перевіряємо міцність нормальних перерізів настила за формулою:

$$\frac{M}{W_{n, \text{MIN}}} \leq \gamma_c R_y, \text{ де}$$

$W_{n, \text{min}}$  - мінімальний момент опору 1м.п. ширини профільованого настилу за додатком "Пространственные конструкции",  $W_{n, \text{min}} = 34,1 \text{ см}^3$ ;

$R_y$  - розрахунковий опір сталі профнастилу;

$R_y = 220$ ; (табл.51) [4] для сталі Вст3кп;

$\gamma_c = 1$  (примітка 2 табл.6) [4].

$$\frac{M}{W_{n, \text{min}}} = \frac{3700}{34,1} = 1085 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = 10865 \text{ мПа} < 220 * 1 \text{ мПа}.$$

Міцність нормальних перерізів забезпечена.

Значення дотичних напружень в перерізах згинальних елементів мають задовільняти умови:

$$\tau = \frac{Q * S^x}{I * t} \leq R_s \gamma_c, \text{ де}$$

$S_x$  - статичний момент половини перерізу, за сортаментом  $= 18,55 \text{ см}^2$ ;



$I = 159 \text{ см}^4$  - момент інерції перерізу профнастилу.

$t = 12 \text{ мм}$  - сумарна товщина стінки профільованого настилу розрахункової ширини;

$R_s$  - розрахунковий опір сталі зсуву,

$$R_s = \frac{0,58R_{ym}}{\gamma_m} = 0,58R_y = 0,58 * 220 = 127,6 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{494 * 18,55}{159 * 1,2} = 48,02 \text{ кгс} \setminus \text{см}^2 = 4,8 \text{ МПа} < 127,6 \text{ МПа};$$

Міцність на дію дотичних напружень забезпечена.

Прогин профільованого настилу від навантажень в стадії зведення:

$$f = \frac{5}{48} * \frac{M_n l^2}{EI} = \frac{5 * 31100 * 300^2}{48 * 159 * 2,1 * 10^6} = 0,89 \text{ см} < f_{\text{MIN}} = \frac{1}{200} l = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ см};$$

Жорсткість профільованого настилу під час зведення забезпечена.

#### 2.4.2 Розрахунок перекриття в стадії експлуатації

Після досягнення бетоном перекриття заданої міцності, профільований настил і бетон працюють спільно. Перекриття розраховують як монолітне ребристе. Навантаження на перекриття наведені в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 Навантаження на перекриття

№ з\п	Вид навантаження	Характ. на-ння кН/м	Коефіц. надійн. за на-нням	Граничне розрах. на-ння кН/м <sup>2</sup>
1	Корисне навантаження	4	1,2	4,8
2	Навантаження від перегородок	0,75	1,1	0,825
3	Конструкція підлоги	0,4	1,2	0,48
4	З/б плита перекриття	2,5	1,2	3,072
5	Тинькування цементним розчином	0,36	1,2	0,432
6	Металічна сітка	0,03	1,1	0,033
	Всього	8,10		9,642

Ширину розрахункового перерізу приймаємо рівною відстані між

профілями  $v_f=16,86$  мм. Навантаження на 1м.п. ребра приймається:

$$q_n = 8,1 \cdot b_f = 8,1 \cdot 0,1686 = 1,36 \text{ кН/м.п.};$$

$$q = 9,642 \cdot b_f = 9,642 \cdot 0,1686 = 1,626 \text{ кН/п.м.}$$

Ребро монтажного перекриття можна розглядати як багато пролітну розрізну балку, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням. Враховуючи перерозподіл внутрішніх зусиль, моменти в прольотах і на опорах обчислюються за формулами:

$$M_1 = \frac{ql^2}{11} = \frac{1,626 \cdot 6^2}{11} = 5,32 \text{ кНм}; ;$$

$$M_2 = \frac{q l^2}{16} = \frac{1,626 \cdot 6^2}{12} = 3,66 \text{ кНм.}$$

Для забезпечення міцності в кожне ребро профільованого настилу розміщуємо один арматурний стержень  $\varnothing 10$  мм із сталі А 400С ( $A=0,785\text{см}^2$ ;  $R_s=365\text{МПа}$ ).

Для перекриття використовуємо бетон класу В20 ( $R_b=12,5$  МПа, табл.13) [15].

Знаходимо висоту стиснутої зони бетону, приймаючи, що коефіцієнт умов роботи профільованого листа

$$\gamma_n = 0,8, aR_n = R_y \gamma_c = 0,8 \cdot 220 = 176 \text{ МПа};$$

$$X = \frac{R_n A_n + R_s A_s}{R_b b_f} = \frac{176 \cdot 3,13 + 365 \cdot 0,785}{11,5 \cdot 16,86} = 4,2 \text{ см.}$$

Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{se,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,785}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,785}{1,1}\right)} = 0,648, \text{ де}$$

$\omega$  - характеристика стиснутої зони бетону,

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,785;$$

Гранична висота стиснутої зони:

$$X_R = \xi_R \cdot h_0 = 0,648 \cdot 10,94 = 7,1 \text{ см} > x = 4,2 \text{ см.}$$

Отже, ребро можна розрахувати як елемент з арматурою тільки в розтягнутій зоні (елемент з одиничною арматурою).

Оскільки  $x=4,2\text{см} < h_f=7,0\text{см}$ , то границя стиснутої зони проходить в полиці ребра. Несуча здатність ребра перекриття обчислюється за виразом:

$$M = R_b b_f x (h_0 - 0,5x) = 11,5 \cdot 10 \cdot 16,86 \cdot 4,2 (10,94 - 0,5 \cdot 4,2) = 7,16 \text{ кНм} > M_1 = 5,32 \text{ кНм.}$$

Несуча здатність нормальних перерізів забезпечена. Перевіримо міцність нормальних перерізів ребра біля опори, в яких листові арматури розташовані в стиснутій зоні, а для сприйняття розтягуючих зусиль над опорою розташовуємо зварну сітку з стержнями  $\varnothing 16$  мм із сталі класу А 400С, які розташовані в поперечному напрямку сітки.

Крок цих стержнів – 20 см, довжина 300 см. Висоту стиснутої зони знаходимо із формули:  $R_s A_s + R_n A_n = R_n A_n + R_b x$ , де

$A_n$  - частини перерізу площадок поперечного перерізу профільованого настилу, що знаходяться в розтягнутій та стиснутій зонах,

$$A_n' = b \delta_n + 2 \delta_n x_1$$

$b_n = 1$  мм - товщина профільованого (настила) листа.

$$X = \frac{R_s A_s + R_n A_n - 2 R_n b_1 \delta_1}{R_b b_1 + 4 A_n' \delta_n} = \frac{365 * 2,01 * 16,86 / 20 + 176 * 3,13 - 2 * 176 * 5 * 0,1}{1,5 * 11,5 * 5 + 4 * 176 * 0,1} = 6,5 \text{ см} < \xi_k h_0$$

$$= 7,78 \text{ см.}$$

Несуча здатність опорного перерізу :

$$M = R_n A_n z_s + R_b A_b z_b = 176 * 10 * 4,72 * 6,7 + 1,5 * 11,5 * 10 * 30,5 * 5,85 = 5,41 \text{ кНм}, \text{ де}$$

$z_s, z_b$  – плечі внутрішніх пар по арматурі та бетону.

Так як  $M = 5,41 \text{ кНм} > M_1 = 5,32 \text{ кНм}$ , то несуча здатність нормальних перерізів на опори забезпечена.

Міцність похилих перерізів на дію поперечної сили буде забезпечена, якщо виконується умова:

$$Q \leq K_1 * R_{bt} b h_0, \text{ де}$$

$Q$ -поперечна сила в перерізах нерозрізної балки;

$$Q = 0,5 q l = 0,5 * 1,626 * 6 = 5,38 \text{ кН},$$

$K_1$ -коефіцієнт який приймається для важкого бетону 0,75;

$R_{bt}$ -розрахунковий опір бетону на розтяг, для бетону класу В20  $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$ ,

$b$ -середня ширина ребра = 6,8 см;

$$K_1 R_{bt} b h_0 = 0,75 * 9 * 6,8 * 12 = 5,51 \text{ кН} > Q = 5,38 \text{ кН}.$$

Розрахунок за деформаціями .

Для обчислення прогинів плити знайдемо кривину її за формулою:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{0,85 h_0^2} \left( \frac{1}{E A_n} + \frac{1}{0,25 (\gamma + \xi) b h_0 E_n} \right) = \frac{48240}{0,85 * 12^2} \left( \frac{1}{E A_n} + \frac{1}{0,25 (0,41 + 0,35) * 5,12 * 12 * 3 * 10^4} \right)$$

$$= 4,58 * 10^{-5} \text{ см};$$

$$\text{де } \gamma = \frac{(e_f - b) h_f}{b_f h_0} = \frac{16,86 - 5}{16,86 * 12} = 0,41;$$

$$\xi = x \setminus h_0 = 4,2 \setminus 12 = 0,35;$$

Прогин ребра обчислюється за формулою:

$$F = s \frac{1}{\rho} l^2 = \frac{5}{48} * 4,58 * 10^{-5} * 600^2 = 1,72 \text{ см} < f_{\text{MIN}} = \frac{1}{200} l = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}.$$

Жорсткість забезпечена.

Для забезпечення спільної роботи бетону та профільованого листа необхідно розрахувати опорні анкери на зусилля:

$$N_{an}=A_n R_n=3,13 \cdot 176 \cdot 10=55 \text{кН.}$$

Зусилля які сприймають стінки листа по довжині:

$$N_{an}=n \cdot m_a R_{bt} A_b=100 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 6,48 \cdot 10=3888 \text{ кгс, де}$$

$M_a=0,6$  - коефіцієнт умов роботи.

$A_b$  - площа, яку приймають рівною  $6,48 \text{ см}^2$ ,

Зусилля яке сприймає анкер обчислюється за формулою:

$$N_{as}=m_{a1} 100 d_0 \sqrt{R_b}=0,7 \cdot 100 \cdot 1,8 \sqrt{125}=2635 \text{ кгс.}$$

Загальна несуча здатність анкерів і сіток листа визначається за формулою:

$$N_a=N_{an}+N_{as}=3888+2635=65,23 \text{кН} > N_{a1}=55 \text{кН.}$$

Спільна робота бетону та профільованого листа забезпечена.

## РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

### 3.1 Перевірочний розрахунок фундаменту та основи

Необхідно запроектувати фундаменти під колони критого торгівельного павільйону.

#### *Характеристика конструкцій будівлі*

Основна несуча конструкція – рама, яка складається з залізобетонних колон та арки з затяжкою. В запроектованій будівлі використовуються колони двох типів. Перекриття підвального та антрисольного поверхів опираються на з/б колони перерізом  $500 \times 500$  мм та з/б ригелі перерізом  $200 \times 400$  мм. Проліт ригеля – 6 м, крок колон – 6 м. Стик ригеля з колоною на потайній консолі. Арка обпирається на з/б колоною. Проліт арки 48 м. Перекриття підвального поверху виконується монолітним з профільованим сталевим листом Н-80-674-1 в якості робочої арматури. Товщина бетону 70 мм.

Конструкція перекуття передбачає влаштування по верхньому ярусі поясі арки прогонів з шириною двотавра №24. По прогонах влаштований профільований лист Н-79-680-1, утеплювач з полістирола та пароізоляція. Сітні критого ринку з цегли товщиною 380 мм.

Простінки з цегли товщиною 250 мм та 120 мм. Стіни підвалу критого павільйону споруджують з залізобетонних блоків товщиною 900 мм.

Район будівництва м. Львів.

### 3.2 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

Для забудови виділена вільна від забудови площадка прямокутної в плані форми розмірами  $78 \times 48$  м.

Рельєф місцевості спокійний з похилом поверхні. На будівельному майданчику в місті Львові шляхом буріння трьох свердловин були проведені інженерно-геологічні вишукування (див. рис. 3.1).

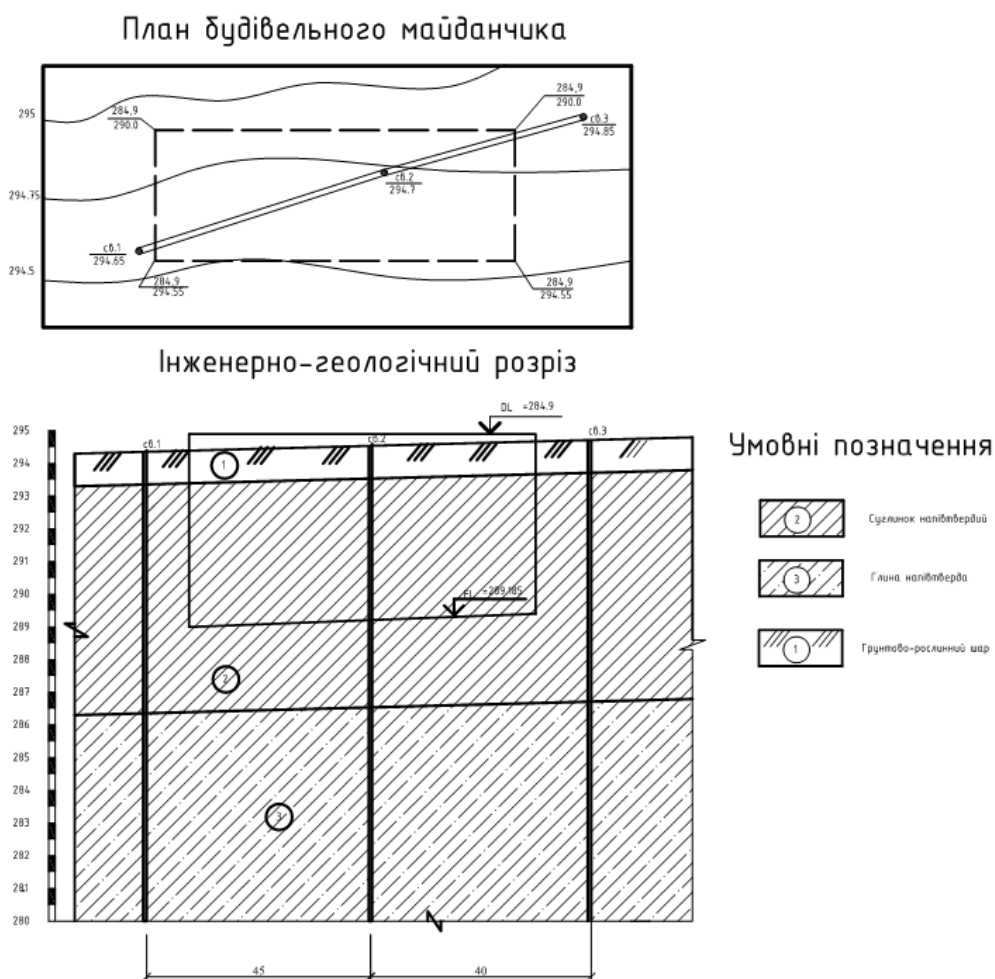


Рис. 3.1 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

Візуальними обстеженнями і лабораторними випробуваннями встановлено що до глибини 15-16 м залягає три інженерно-геологічні елементи (ІГЕ).

ІГЕ-1 ґрунтово-рослинний шар товщиною – 0.9 м.

ІГЕ-2 глинистий ґрунт товщиною 7.2 м.

Дані вишукування і лабораторні випробування цього ґрунту наведено в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 Результати лабораторних досліджень ІГЕ-2

Фізико-механічні характеристики ґрунтів								Деформаційні характеристики		
$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ г/см <sup>3</sup>	W, %	W <sub>L</sub> , %	W <sub>p</sub> , %	E, кПа	$\varphi_n$ , град	C <sub>n</sub> , кПа	Відносне просідання при тисках $\sigma$ , кПа		
1	2	3	4	5	6	7	8	100	200	300
2,7	1,8	10,0	23,0	12,0	22	13	54	22	-	-

Тип глинистого ґрунту по ВБ 2.1-1 96 визначається по числу пластичності ґрунту. Число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 23,0 - 12,0 = 11,0\%$$

Згідно з ДСТУ Б.В. 2.1-2-96 даний ґрунт називається *суглинком* ( $I_p=11,5\%$ ).

Показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{10,0 - 12,0}{23,0 - 12,0} = -0,18;$$

Суглинок з показником текучості  $I_L=-0,18$  є *суглинок твердий*.

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1+W) - 1 = \frac{2,7}{1,8}(1+0,1) - 1 = 0,65;$$

Коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho} = \frac{2,7 \cdot 0,1}{0,65 \cdot 1} = 0,41;$$

Оскільки коефіцієнт водонасичення  $S_r=0,41$ , то *суглинок напів твердий*.

Дані розрахунку заносимо в таблицю 3.3.

ІГЕ- 3 глинистий ґрунт товщиною 6.9 м.

Дані вишукувань і лабораторних випробувань цього ґрунту наведено в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 Результати лабораторних досліджень ІГЕ-3

Фізико-механічні характеристики ґрунтів								Деформаційні характеристики		
$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ г/см <sup>3</sup>	W, %	W <sub>L</sub> , %	W <sub>p</sub> , %	E, кПа	$\varphi_n$ , град	C <sub>n</sub> , кПа	Відносне просідання при тисках $\sigma$ , кПа		
								100	200	300
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2,77	2,04	27,2	43,5	23,60	24	19	50	22	-	-

Тип глинистого ґрунту по ВБ 2.1-1 96 визначається по числу пластичності ґрунту. Число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 43,5 - 23,6 = 19,90\%.$$

Згідно з ДСТУ Б.В. 2.1-2-96 даний ґрунт називається *глина* ( $I_p=19,9\%$ ).

Показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{27,20 - 23,60}{19,9} = 0,18;$$

Глина з показником текучості  $I_L=0,18$  є *глина напів тверда*.

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,77}{2,04} (1 + 0,272) - 1 = 0,764;$$

Коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho} = \frac{2,77 \cdot 0,272}{0,764 \cdot 1} = 0,98;$$

Оскільки коефіцієнт водонасичення  $S_r=0,98$ , то *глина напів тверда*.

### 3.3 Висновки і рекомендації

Для реконструкції досліджено забудований майданчик прямокутної форми в плані розміром 78 x 48 м. Рельєф місцевості спокійний. На майданчику пробурені 3 свердловини глибиною від 15,0 до 16,0 м. Бурінням та аналізом результатів лабораторних досліджень зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова майданчика має такий вигляд:

ІГЕ – 1 – рослинний шар товщиною 0,9 м.

ІГЕ – 2 – суглинок напівтвердий товщиною 7,2 м.

ІГЕ – 3 – глина напівтверда товщиною 6,9 м.

Підземні води на глибині 14,5 – 15,0 м.

### 3.4 Збір навантажень

#### 3.4.1 Основні поняття про навантаження

Навантаження, що сприймається ґрунтом основи від споруди в залежності від довготи дії, розділяються на постійні і тимчасові.

До сталих відносяться п.16. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи»: вага ґрунту, вага конструкцій, тиск ґрунту.

Тимчасові навантаження за терміном дії діляться на: тривалі,



короткочасні та особливі.

Взагалі на фундамент діє якась частина навантажень, тому при розрахунку користуються сполученням навантажень:

1. Основні сполучення, до яких відносяться сталі, і короткочасні навантаження.
2. Особливі: сталі, тривалі і короткочасні і одне особливе навантаження.

### 3.4.2 Визначення навантажень

Характеристичне значення від ваги конструкції заводського виготовлення визначаємо за стандартами, робочим кресленням, або паспортними даними заводу виготівника.

Характеристичне значення конструкцій що виготовляється на будмайданчику визначається за їх конструктивними розмірами і питомою вагою матеріалу.

Розрахункове значення навантажень визначається за формулою:

$$F = F_n \cdot \gamma_f;$$

Збір навантажень проводимо в табличній формі (див. табл. 3.3).

Таблиця 3.3 Навантаження на фундамент колони , які несуть ферми покриття

№ з/п	Вид навантаження	Формула збору на-нь	N <sub>п</sub> ,кН
1	2	3	4
1	<i>Постійні навантаження</i>		
2	Вага покриття	24·12·0,69	198,7
3	Вага прогонів	10·12·0,108	12,9
4	Вага арки	0,5·51,09	25,9
5	Вага колони	0,5·0,5·12·25	75
6	Вага фундаментної балки	6·0,3·0,3·25	13,5
7	Вага блоків стіни	(6·11)-2·5,5) ·0,42·18	415,8

8	Вага блоків стіни підвалу	$6 \cdot 3,8 \cdot 0,4 \cdot 2,4$	218,9
9	Вага перекриття	$2 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 3,35$	120,6
10	Вага від стінових перегородок	$2 \cdot 3 \cdot 6$	36
11	Вага ригелів	$12 \cdot 2$	24
12	Всього постійних навантажень		1141,3
	<i>Тимчасові навантаження</i>		
	1. Снігове навантаження покриття		
	- за деформацією	-	-
	- за несучою здатністю	$0,5 \cdot 24 \cdot 12 \cdot 1,4$	201,6
	2. На перекриття 2-х поверхів		
	- за деформацією	$0,7 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 3$	25,2
	- за несучою здатністю	$2 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 3$	72,0
	Всього тимчасових навантажень		
			25,2
	Разом постійних і тимчасових навантажень		
			1166,5

### 3.5 Перевірка фундаментів мілкового закладення

Згідно ДБН В.2.1 – 10 – 2009 «Основи та фундаменти споруд» [19] фундаменти мілкового закладення проєктуються за 2 –ма граничними станами.

За 2-ю групою граничних станів у всіх випадках.

За 1-ю групою граничних станів у всіх випадках вказаних у п.2.3 [19].

#### 3.5.1 Визначення глибини закладання фундаментів

Глибина закладення фундаменту зображена на рис. 3.2.

Глибина закладення фундаментів залежить від ряду факторів і визначається з врахуванням вимог п.2.25, 2.33 [19].

На вибір глибини закладання впливають:

- глибина промерзання, рівень ґрунтових вод,
- конструктивні особливості будівлі.

Враховуючи вище наведене і ґрунтові умови

Приймаємо глибину закладання  $d = 5,115$  м.

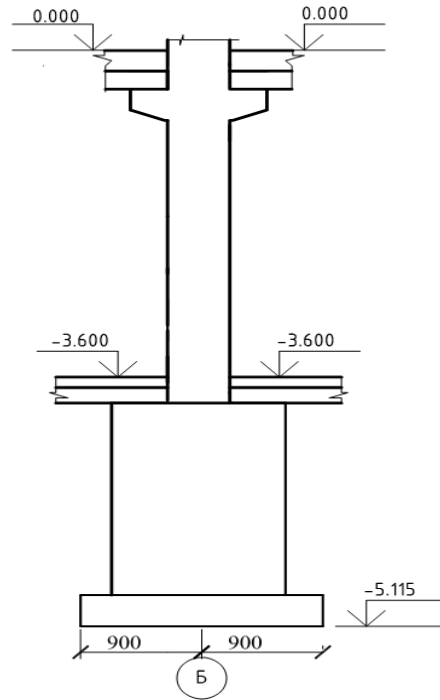


Рис. 3.2 Розріз фундаменту під центральну колону

### 3.5.2 Перевірка розмірів підшови фундаменту

Розпланування поверхні проводимо підсипанням піском дрібним, до проектної відмітки DL=294/1м.

Характеристики ґрунту пісок дрібний після засипки і пошарового ущільнення через 20 см вище рівня ґрунтових вод:

$$\rho_s = 2.70 \text{ г/см}^3; \rho = 2.70 \text{ г/см}^3; \omega = 10.0\%; E = 22 \text{ МПа}; \gamma_n = 13^\circ; C_n = 54 \text{ кПа.}$$

$$N_{II} = 1166,5 \text{ кН. } D = 4,915 \text{ м.}$$

Визначаємо ширину підшови фундаменту по осі :

$$b = \sqrt{\frac{n_{II}}{R_o - \bar{\gamma}d}} = \sqrt{\frac{1166,5}{363,8 - 20 \cdot 1,5}} = 1,87 \text{ м.}$$

Розрахунковий опір ґрунту визначається за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II}) =$$

$$\frac{1,25 \cdot 1}{1} (0,26 \cdot 1 \cdot 1,87 \cdot 18 + 2,05 \cdot 1,5 \cdot 18 + 4,55 \cdot 54) = 387,3 \text{ кПа}$$

де  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  - коефіцієнти умов роботи, прийняті по табл 2,1 [19],

для суглинків  $\gamma_{c1} = 1,25; \gamma_{c2} = 1,0$ .

$M_\gamma, M_q, M_c$  - коефіцієнти прийняті по табл.4. [19].

$\gamma_{II}$  - питома вага ґрунту=18;

$C_{II}$ -розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту=54МПа.

$d_b$ -при ширині підосви більше 20.

Визначаємо потрібну площу підосви фундаменту:

$$A = \frac{N_{II}}{R_o - \bar{\gamma}d} = \frac{1166,7}{387,3 - 20 \cdot 1,5} = 3,26 \text{ м}^2. \quad d = l = \sqrt{A} = \sqrt{3,26} = 1,81 \text{ м.}$$

Приймаємо звичайну дерев'яну опалубку (крок100) розміром підосви  $l \cdot b = 1,9 \cdot 1,9$

$$A = 3,61 \text{ м}^2.$$

Перевіряємо виконання умови  $P < R$ .

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{1335,7}{3,61} + 20 \cdot 1,5 = 353,1 \text{ кПа} \leq R = 387,3 \text{ кПа}. \text{ Умова виконується.}$$

Отже під колони по тосі А і Н, що несуть навантаження покриття приймаємо розміри фундаменту  $1,9 \times 1,9 \text{ м}$ .

### 3.6 Визначення сумісної деформації основи і фундаменту

Розрахунок осідання проводимо виходячи з умови  $S < S_u$ , де

S-деформація основи будівлі;

$S_u$ -граничне значення сумісної деформації (по ДБН В.2.1 – 10 – 2009).

Розрахунок основи виконується методом пошарового сумування.

Середній тиск на підосву, який викликає осідання  $P_{cp} = 356,4 \text{ кПа}$ .

Визначаємо тиск від власної ваги ґрунту на глибині Z від підосви фундаменту:  $\sigma_{zp} = \gamma * d; \sigma_{zg} = \gamma * d + \sum \gamma_i h_i$ .

Визначаємо додатковий тиск на основу :  $P_0 = P_{cp} - \sigma_{zd}$ .

Розбиваємо кожний шар ґрунту основи нище підосви фундаменту на шари  $h_i = 0,4 \text{ в}$  і для кожного шару визначаємо  $\sigma_{zp} = \alpha * \rho_0$ ; де  $\alpha$ -коефіцієнт який визначається по таблиці 1. ДБН В.2.1 – 10 – 2009.

По даних розрахунків будуємо епюри:

$\sigma_{zp}$  -природній тиск ґрунту,

$\sigma_{zg}$  -додатковий тиск від ваги будівлі.

Визначаємо границю стиснутої товщі з умови  $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$  .

### 3.6.1 Визначення осідань по осі А

$$b=1,9\text{м}; d=4,915\text{м}; P=353,1\text{кПа}.$$

1. Складаємо таблицю для розрахунку.

2.  $h_i=0/4 \cdot 1,9=0,76\text{м}.$

3. Визначаємо напруження  $\sigma_{zj}$  і зліва будуємо епюру цих напружень

$$\sigma_{zj,0}=18 \cdot 4,915=88,5\text{кПа};$$

$$\sigma_{zj,0}=88,5 \cdot 0,2 \cdot 18=102,2\text{кПа} \dots \text{і.т.д.}$$

4.  $Z_1=0,76; Z_2=1,52.$

5. Визначаємо  $\xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 0,76}{1,9} = 0,8.$

6. З табл.1 дод 2. [5]  $\alpha = 0,800;$

7.  $P_0 = P - \sigma_{zj,0} = 353,1 - 88,5 = 264,6\text{кПа};$

8.  $\sigma_{zp} = \alpha * P_0 = 0,8 * 264,6 = 211,7\text{кПа};$

9.  $\frac{\sigma_{zpi} + P_0}{2} = \frac{211,7 + 264,6}{2} = 238,2\text{кПа};$

10.  $\frac{\sigma_{zpi} * h_i}{E_i} = \frac{238,2 * 0,76}{22000} = 0,0082\text{кПа};$

11. Загальне осідання основи та фундаменту по осі А

$$S=0,8 \cdot 2,06=1,65\text{см}.$$

12. Отримане значення S порівнюємо з  $S_u.$

$$S=1,65\text{см} \ll S_u=8\text{см}.$$

Умова виконується.

Всі дані по розрахунках осідань зводимо в таблицю 3.4.

Таблиця 3.4 До визначення осідань фундаменту

Геол. елем.	Товщ. шару.	$\gamma$ , КН/м <sup>3</sup>	E, КПа		№ шару	$y_{zg} = \gamma \cdot h_i$ КПа	$Z, \text{м}$	$\sigma = 2z/b$	$\alpha$	$y_{zp} = \sigma P_0$ КПа	$y_{zpi}$ , КПа	$S_i$ , КПа	
Суглинок напівтвердий	7,2	18,0	22000		0	88,5	0	0	1,0	264,6			
					1	102,2	0,76	0,8	0,8	211,7	238,2	0,0082	
					2	115,9	1,52	1,6	0,449	118,8	165,3	0,0057	
Глина напівтверда	7,8	20,4	24000		3	129,6	2,28	2,4	0,257	68,0	93,4	0,0032	
					4	145,11	3,04	3,2	0,16	42,3	55,2	0,0017	
					5	160,6	3,80	4,0	0,108	28,6	35,4	0,0011	
					6	176,1	4,56	4,8	0,077	20,4	24,5	0,0077	
			24000										
										$\sum = 0,206 \text{ м} = 2,06 \text{ см.}$			

Риття котловану з відкосом без кріплення для суглинків допускається при глибині виїмки лише 5 м, крутизна відкосів (відношення його висоти до закладання 1:0,75).

Випадки виробничого травматизму можливі при експлуатації будівельних машин і механізмів, щі використовуються на земляних роботах.

Вони можуть виникати із-за таких причин: втрата машинами стійкості, самовільне переміщення машин і їх рухомих частин, несправний стан машин і

їх деталей, а також такелажних пристроїв, недостатня кваліфікація робочих, що керують машинами.

## **РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА**

### **4.1 Будгенплан**

Будівельний майданчик займає площу 2700 м<sup>2</sup>. По периметру майданчик огорожується . Довжина тимчасового огороження складає 746м. На будгенплані запроектовані тимчасові шляхи шириною 6м, радіус заокруглення 15м. В місцях розвантаження автотранспорту передбачається розширення доріг. Для виїзду та в'їзду з будгенплану запроектовані ворота з шлагбаумом. На будгенплані запроектовані тимчасові спорудження: санітарно-побутові приміщення, тимчасові склади. Передбачається влаштування тимчасових

приміщень, лінії тимчасового освітлення, водопроводу, тимчасових електромереж, каналізація.

Небезпечні зони дії крана позначаються табличками. Техніко-економічні показники винесені на листі 11.

#### 4.1.1 Розрахунок тимчасових побутових приміщень

Кількість та площа тимчасових споруджень для обслуговування будівництва обчислюється за встановленими нормами:

1. Контора виконроба.

Кількість працюючих в конторі 5-ть працівників. Площа необхідна на одного працюючого  $3\text{м}^2$ .

Необхідна площа :  $F=3 \cdot 5=15\text{м}^2$ .

2. Гардеробна.

Найбільша кількість працюючих в одній зміні 44 чоловіка.

Для зберігання домашнього одягу приймається  $n=2 \cdot 22=88$ шаф.

Площа на одного працюючого:  $0,4\text{м}^2$ ;

Площа необхідна для гардеробу :

$$F=44 \cdot 0,4=17,6\text{м}^2.$$

3. Душові.

Найбільша кількість працюючих в одній зміні 44 чоловіка. Норма на одну душову сітку 20 чоловік. Приймаємо три сітки.

Площа на одну людину:  $0,3\text{м}^2$ .

Загальна площа :  $F=44 \cdot 0,3=13,2\text{м}^2$ .

4. Приміщення для сушіння одягу.

Площа на одну людину:  $0,2\text{м}^2$ .

Загальна площа :  $F=44 \cdot 0,2=8,8\text{м}^2$ .

5. Вбиральня.

Норма: 30 чоловік на один унітаз;

Приймаємо два унітази.

6. Приміщення для прийому їжі.



Норма на одного працюючого 1,2 м<sup>2</sup>.

Загальна площа:  $F=44 \cdot 1,2=52,8$  м<sup>2</sup>.

#### 4.1.2 Розрахунок тимчасового водопостачання

Витрати води на будівельному майданчику складаються з витрати на виробничі потреби та на пожежогасіння.

Загальні витрати води:

$$V_{\text{заг}}=1,5(V_{\text{чол}}+V_{\text{пр}})+V_{\text{пот}};$$

$$V_{\text{чол}}+V_{\text{пр}}=1,2\text{л/с};$$

$$V_{\text{пот}}=30\text{л/с};$$

$$V_{\text{заг}}=1,5 \cdot 1,2+30=31,8\text{л/с}.$$

Визначаємо діаметр труби для тимчасового водопостачання:

$$D = \sqrt{\frac{4V1000}{n * V}}, \text{де}$$

$V$ -розрахункова витрата води,

$V$  – швидкість руху води.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 31,8 * 1000}{3,14 * 2,5}} = 52\text{мм};$$

Приймаємо:  $D=50$ мм. Водопровід підключаємо до загальної магістралі, розташованої на території будівельної площадки.

#### 4.1.3 Тимчасова каналізація

На будівельному майданчику запроектована тимчасова каналізація, яка приєднується до загальної.

Діаметр труб для тимчасової каналізації приймаємо 150мм. Використовуємо труби керамічні по СНіП 2-1-76.

Тимчасова каналізація підводиться до туалетів та душових, кімнат прийому їжі.

Відведення атмосферних вод з покриття критого ринку здійснюється через внутрішні водостоки.

#### 4.1.4 Розрахунок площі складів

Площа складів розраховується на основі розрахунку необхідних будівельних матеріалів з врахуванням виду транспорту постачання. З підрахунків об'ємів робіт беремо кількість матеріалів, а із сіткового графіка час його витрати та визначаємо запас матеріалу для зберігання на складі по формулі:

$$g_{\text{заг}} = \frac{Q * t_{\text{заг}}}{T} K_1 * K_2, \text{де}$$

Q-загальна кількість матеріалу;

$t_{\text{заг}}$ - час на який влаштовується запас матеріалу, =4 дні при постачанні вантажів автотранспортом;

$K_1 = 1,3$ -коефіцієнт нерівномірності постачання;

$K_2 = 1,2$ - коефіцієнт нерівномірності завезення;

T- час витрати матеріалів , беремо з сіткового графіку.

Загальна площа складу:

$$F = q_{\text{зап}} / \gamma * K_3, \text{де}$$

$\gamma$ -кількість матеріалу , розташованого на  $1 \text{ м}^2$  площі складу;

$K_3$ -коефіцієнт ,який враховує проходи та проїзди;

$K_3 = 0,5$ -для закритих складів;

$K_3 = 0,7$ для відкритих складів.

Визначаємо площу відкритих складів:

1. Для рулонних матеріалів:

$Q = 72 \cdot 50 \cdot 3 = 10800 \text{ м}^2$ ;  $T = 36$ днів.

$$q_{\text{зап}} = \frac{10800 * 4}{36} * 1,2 * 1,3 = 1203 \text{ м}^2;$$

$$F = \frac{1203}{22 * 0,5} = 109 \text{ м}^2;$$

Приймаємо склад  $110\text{м}^2$ .

2. Для утеплювача:

$Q=10800\text{м}^2$ ;  $T=36$ днів

$$q_{\text{зан}} = \frac{10800 * 4}{56} * 1,2 * 1,3 = 1203\text{м}^2;$$

$$F = \frac{1203}{36 * 0,5} = 66,8\text{м}^2;$$

3. Для зберігання скла:

$Q=72 \cdot 48 \cdot 1,18=4078\text{м}^2$ ;  $T=24$ днів.

$$q_{\text{зан}} = \frac{4078 * 4}{24} * 1,2 * 1,3 = 1060\text{м}^2;$$

$$F = \frac{1060}{200 * 0,5} = 10,6\text{м}^2;$$

Приймаємо лощу складу  $10\text{м}^2$ .

Загальна площа складу

$$F=110+70+10=190\text{м}^2;$$

Визначаємо площу напіввідкритих складів.

1. Для зберігання дверних блоків

$Q=597\text{м}^2$ ;  $T=10$ днів.

$$q_{\text{зан}} = \frac{597 * 4}{10} * 1,2 * 1,3 = 373\text{м}^2;$$

$$F = \frac{373}{6,6 * 44} = 14,1\text{м}^2;$$

Приймаємо площу- $15\text{м}^2$ .

2. Стальні ліхтарні та віконні блоки:

$Q=9\text{м}^2$ ;  $T=5$ днів.

$$q_{\text{зан}} = \frac{9 * 4}{5} * 1,2 * 1,3 = 11,2\text{м}^2;$$

$$F = \frac{11,2}{4,5 * 0,6} = 4,1\text{м}^2;$$

Приймаємо площу-5м<sup>2</sup>.

3. Конструкції арок та прольотів.

Q=79м<sup>2</sup>;T=8днів.

$$q_{зан} = \frac{79 * 4}{4} * 1,2 * 1,3 = 61,6 м^2;$$

$$F = \frac{61,6}{4,5 * 0,6} = 22,8 м^2;$$

Приймаємо площу-23м<sup>2</sup>.

Загальна площа напіввідкритих складів:

$$F = 15 + 5 + 23 = 43 м^2.$$

Визначаємо площу відкритих складів.

1. Колони З/Б

Q=181,2м<sup>3</sup>;T=51днів.

$$q_{зан} = \frac{181,2 * 4}{51} * 1,2 * 1,3 = 22,2 м^2;$$

$$F = \frac{22,2}{1,6 * 0,7} = 19,8 м^2;$$

Приймаємо площу-20м<sup>2</sup>.

2. Фундаментні плити та стінові блоки підвалу.

Q=253м<sup>3</sup>;T=13днів.

$$q_{зан} = \frac{253 * 4}{13} * 1,2 * 1,3 = 121,4 м^2;$$

$$F = \frac{121,4}{1,6 * 0,7} = 108,4 м^2;$$

Приймаємо площу-110м<sup>2</sup>.

3. З\Б ригелі.

Q=16,9м<sup>3</sup>;T=42днів.

$$q_{зан} = \frac{16,9 * 4}{42} * 1,2 * 1,3 = 12,9 м^2;$$

$$F = \frac{12,9}{1,6 * 0,7} = 11,5 \text{ м}^2;$$

Приймаємо площу-12м<sup>2</sup>.

Загальна площа відкритих складів:

$$F=20+110+12=142\text{м}^2.$$

#### 4.1.5 Електропостачання

Електропостачання здійснюється від існуючої міської мережі через трансформаторну підстанцію, розташовану на території будівництва. Підрахунок міцності трансформатора проводимо по формулі:

$$P = 1,1 \left( \frac{K_1 \sum P_c}{\cos \varphi} + \sum P_{cp} + K_2 + \sum P_{осв} + K_3 + \sum P_{освз} \right), \text{де}$$

$\sum P_c$ - сума потужностей всіх встановлених двигунів.

$\sum P_{cp}$ - сума потужностей ,що споживаються на виробничі потреби.

$\sum P_{осв}$ - загальна потужність освітлювальних пристроїв внутрішнього освітлення.

$\sum P_{осв.з}$ - загальна потужність зовнішніх освітлювальних пристроїв.

$K_1=0,75$ ;  $K_2=0,9$ ;  $K_3=1$ ;- коефіцієнти попиту.

1,1-коефіцієнт який враховує втрати потужностей в мережах.

1. Необхідні потужності для роботи слідуючого устаткування:

Компресор=4,5кВт;

Вібраторт=8кВт;

Крани (4шт)=12кВт;

Всього :24,5кВт;

2. На виробничі потреби:

зварювальний трансформатор(4шт)-40кВт;

3. На освітлення в середині приміщення з врахуванням: 1,1т 1,2Вт на 1м<sup>2</sup>;

освітлення контори :12·15=180кВт;

освітлення гардеробів:  $12 \cdot 18 = 216 \text{кВт}$ ;

освітлення душових:  $12 \cdot 13 = 156 \text{кВт}$ ;

освітлення приміщень для сушіння одягу:  $12 \cdot 9 = 108 \text{кВт}$ ;

освітлення туалетів:  $12 \cdot 2,7 = 32,4 \text{кВт}$ ;

освітлення приміщень для прийому їжі:  $12 \cdot 50 = 608 \text{кВт}$ ;

освітлення закритих складів:  $12 \cdot 190 = 2096 \text{кВт}$ ;

освітлення напівзакритих складів:  $12 \cdot 43 = 473 \text{кВт}$ ;

освітлення прохідної:  $12 \cdot 8 = 96 \text{кВт}$ .

4. Потужність витрачена на зовнішнє освітлення визначається з розрахунку  $1,88 \text{кВт}$  на  $1 \text{м}^2$ .

$$\sum P_{\text{осв.з}} = 27000 \cdot 1,88 = 59760 \text{Вт} = 50,8 \text{кВт};$$

Підставляємо значення:

$$P = 1,1 \left( \frac{0,75 \cdot 24,5}{0,75} + 40 + 0,9 \cdot 4,6 + 1 \cdot 50,8 \right) = 132 \text{кВт}.$$

Для освітлення місця виконання робіт, освітлення доріг приймається металеві переставні вежі в кількості 16 шт, з вісьмома протекторами п 31-35.

Вежі встановлюються за допомогою крана.

## 4.2 Техніка безпеки

При виконанні окремих процесів виконуються наступні вимоги безпеки.

Встановлюють опалубочні щити при висоті до 5 метрів з драбин – стрем'янок. Розбирання опалубки проводять тільки з дозволу виконавця робіт. Монтаж арки потрібно вести з робочого настилу шириною 0,7м. при підготовці робочої суміші на об'єкті, робочих, зайнятих на подачі цементу, забезпечують індивідуальними заходами захисту (распіраторами, окулярами і т.п.).

Монтаж будівельних конструкцій відноситься до робіт з підвищеною небезпекою.

При їх виконанні необхідно дотримуватись вказівок ДБН А.3.2-2-2009. при доставці на об'єкт здійснюють вхідний контроль шляхом зовнішнього огляду, перевіряючи їх геометричні розміри, марнування.

В процесі робіт перевіряють якість робіт. Перед влаштуванням колон перевіряють розташування фундаментів, точність опорних поверхонь. При замоноличуванні стиків

конструкцій контролюють правильне приймання класу бетонної суміші, встановлення арматурних стержнів та закладних деталей.

До небезпечних факторів, які можуть призвести до травмування робітників при виконанні покрівельних робіт, відносять падіння з висоти робітників або матеріалів, інструменту з покрівлі, опіків при використанні гарячих мастик.

Контроль за проведенням безпеки робіт проводить виконроб чи майстер.

При виконанні кам'яних робіт, велике значення має правильність організації робочого місця.

Організація робочого місця повинна виключати невиробничі рухи робочих та забезпечувати найбільшу продуктивність праці. Тому робоче місце повинно знаходитися в радіусі дії крана, мати ширину біля 2,5м. При цьому ділиться на три зони: робочу зону шириною біля 0,6-0,7м, зону матеріалів шириною 0,4м; та зону транспортування 0,8-0,9м для переміщення матеріалів та проходу робітників, які непов'язані з муруванням.

При виконанні ізоляційних та антикорозійних робіт найбільшу небезпеку для робочих становить :

- використання гарячих матеріалів, які негативно впливають на здоров'я людини та можуть викликати вибухи при неправильному використанню. В зв'язку з цим роботи необхідно виконувати відповідно до вказівок СніПЗ-4-80.

При заскленні ліхтарів робочу зону під місце скління огорожують.

При штукатурних роботах також необхідно дотримуватись вказівок ДБН А.3.2-2-2009.

#### **4.3 Заходи по охороні зовнішнього середовища**

Перед початком будівництва при виборі майданчику виконуємо мінімальне вирубування дерев, кущів. Перед початком земляних робіт на території будівельного майданчика виконуємо зрізання рослинного шару ґрунту та складування його на вільних від забудови ділянках, оскільки при завершенні будівництва завозимо рослинний ґрунт для благоустрою та озеленення газонів.

Після зведення будівлі проводимо посадку листяних та хвойних дерев, кущів та квітів, засіваємо газони травою.

В процесі будівництва забороняється утворювати на будівельному майданчику та біля нього звалища сміття та відходів будівельних матеріалів.

Територія огороження повинна бути мінімальною.

## РОЗДІЛ 5

### НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

#### 5.1 Передумови підсилення конструкцій будівель і споруд

В будівництві досить часто постає проблема відновлення та реконструкції існуючих будівель. Вирішення даного питання в значній мірі пов'язано з підсиленням конструкцій, які зазнали руйнування, або непридатні до подальшої нормальної експлуатації. Такий стан може бути викликаний помилками при проектуванні, неправильною експлуатацією та зміною функціонального призначення будівлі, тощо.

Реконструкція будівель і споруд виконується з метою **часткової** чи повної зміни функціонального призначення, встановлення нового ефективнішого обладнання, покращення забудови території відповідно до сучасних підвищених нормативних вимог.

Мета ж реконструкції житлового фонду полягає в його переплануванні для покращення архітектурно-планувальних рішень, підвищення ступеня благоустрою інженерного обладнання будинків, створення квартир, які відповідають сучасним вимогам.

Реконструкцією виробничих будинків і споруд розв'язують такі основні завдання:

- зміна об'ємно-планувальної структури будівлі відповідно до потреб нового виробництва, а у випадку заміни функціонального призначення будівлі, вимог нового розташування цехів і служб;
- підвищення експлуатаційних якостей існуючих несучих і огорожувальних конструкцій відповідно до нових вимог виробництва;
- зміна основних будівельних параметрів будівлі (конфігурації, плану, висоти приміщень, сітки колон);



- модернізація інженерних систем;
- вдосконалення архітектурно-художніх якостей будівлі та її інтер'єрів з урахуванням сучасних вимог до загальної композиції будинків та критеріїв промислової естетики;
- забезпечення експлуатаційної здатності конструкцій у разі збільшення навантаження, або за наявності пошкодження.

Під час реконструкції промислових будівель і споруд виникає необхідність у виконанні робіт, які не характерні для нового будівництва - демонтаж конструкцій, їхнє підсилення, заміна окремих конструктивних елементів, повний демонтаж, переміщення будівель і споруд. Особливістю цих робіт є те, що з ними завжди пов'язаний комплекс робіт по забезпеченню несучої здатності, стійкості та довговічності конструкцій, які зберігаються і їхньому підсиленні.

Як правило, роботи з реконструкції вважають рентабельними, якщо затрати на їх проведення не перевищують 70 % вартості нового будинку, але це не стосується випадків, коли йдеться про модернізацію і відновлення будівель і споруд, які є історичними або архітектурними пам'ятками. Як показує досвід, реконструкція майже завжди доцільніша, ніж нове будівництво [13, 14, 30, 56].

Підсилення залізобетонних конструкцій слід виконувати лише після того, як будуть вичерпані всі можливості їх подальшої надійної експлуатації, за вказаними на рисунку 5.1 причинами [29, 51, 67]. Згідно з існуючими нормами проектування дефекти залізобетонних конструкцій поділяють на:

- дефекти, які вказують на зменшення або незабезпечення несучої здатності;
- дефекти, недопустимі за умовами придатності до нормальної експлуатації.

Однак, потрібно враховувати, що підсилення досить часто необхідно і при відсутності будь-яких дефектів, наприклад, якщо є зміни в схемі

завантаження, при збільшенні навантажень, а також при збільшенні довжини прольотів і вільних довжин стиснутих елементів [14, 15, 28, 30, 66].



Рис.5.1 Класифікація причин, що викликають необхідність підсилення залізобетонних конструкцій

## 5.2 Малоциклові навантаження в роботі будівельних конструкцій

Під малоцикловими навантаженнями розуміють навантаження, кількість повторення яких за граничний термін служби складає десятки, сотні, а деколи й тисячі разів [2]. Малоциклові навантаження можна характеризувати такими параметрами: кількість циклів навантаження  $n$ ; період циклу навантаження  $T$ ; рівень напружень  $\eta = \sigma / R$ ; коефіцієнт асиметрії циклу  $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ .

На сьогоднішній день проведено ряд досліджень міцності бетону, що зазнав впливу малоциклових навантажень –  $R_{b,cyc}$ . Даним питанням займалися такі науковці, як В.Є. Бабич, Є.М. Бабич, Р.М. Багаудинов, А.Я. Барашиков,

О.Я. Берг, О.П. Борисюк, О.І. Валовой, М.О. Валовой, В.С. Дорофеев, А.С. Залесов, Н.І. Ільчук, Ю.О. Крусъ, Л.П. Макаренко, Ю.М. Панчук, А.П. Погореляк, В.В. Руденко, Г.Н. Ставров, А.А. Федосеев та ін. Проте дослідники так і не дійшли єдиного висновку щодо впливу таких навантажень на згинальні залізобетонні елементи. Малоциклова втомленість – це єдине питання, де науковці дійшли згоди [1, 2, 3, 4, 6, 7]. Відносний рівень малоциклової втомленості для важкого бетону можна приймати на рівні  $\eta_{fat} = R_{b,fat} / R_b = 0,85$  ( $R_{b,fat}$  – мінімальні напруження в циклах навантажень, за яких відбувається втомлене руйнування;  $R_b$  – призмova міцність бетону при першому одноразовому навантаженні до руйнування).

Дослідження Є.А. Кузовчикова та А.В. Яшина [50] були спрямовані на вивчення впливу малоциклового статичного центрального стиску на поведінку бетону. В експерименті були використані призми (призмova міцність  $R_b = 45$  МПа), розмірами  $200 \times 200 \times 800$  мм, що піддавали повторним навантаженням з базовою кількістю циклів  $N = 4; 5$  і  $6$  з довантаженням на наступних циклах до руйнування. Всього було випробувано 12 призм, які показали практично однакову міцність, незважаючи на збільшення рівня напружень для окремих призм від  $0,1 \dots 0,46$  на першому циклі до  $0,58 \dots 0,94$  на базовому циклі. Слід зауважити, що на базових циклах значення  $\eta_{cyc}$  було близьким до значення  $\eta_{fat}$ , або його перевищувало. Пружнoмиттєві поздовжні та поперечні деформації мали тенденцію до збільшення зі збільшенням кількості циклів навантаження. Як наслідок, це призвело до зниження початкового модуля пружності при повторних циклах навантаження до 25 %.

Є.М. Бабичем та А.П. Погореляком [6, 8, 57] проведено дослідження трьох серій зразків, які включали 68 призм розміром  $100 \times 100 \times 400$  мм, виготовлених із бетону класу В20 в першій серії та класу В30 в другій та третій серіях. В перших двох серіях  $\eta_{cyc} = 0,85 \dots 0,95$ , а в третій –  $\eta_{cyc} = 0,1 \dots 0,71$ . При  $\eta_{cyc} = 0,95$  призми зруйнувалися внаслідок малоциклової втомленості. А при  $\eta_{cyc} =$

0,85 витримали по 100 циклів навантаження-розвантаження, після чого довантажувались до руйнування. Отже, можна сказати, якщо верхній рівень  $\eta_{cyc} < 0,85$ , то малоциклова втомленість не має місця та при подальшому навантаженні міцність бетону збільшується в середньому на 8 %.

Автори [6, 8] пропонують критерієм, за яким можна встановити граничну кількість циклів малоциклових навантажень, вважати стабілізацію деформацій у бетоні, коли абсолютний приріст деформацій на наступному циклі навантаження не більше як у два рази перевищує абсолютний приріст деформації попереднього навантаження.

За результатами цих дослідів вперше зроблений висновок, що межею малициклової втомленості бетону є рівень  $\eta_{fat} = 0,85$  [8, 57].

Г.Н. Ставров, В.В. Руденко та А.А. Федосєєв вивчали зміну міцності та деформативності у бетоні при малоциклових навантаженнях [62]. Деформуванням бетону у м'якому режимі випробування при повторних статичних навантаженнях показано, що при достатньо високих рівнях ( $\eta_{cyc} \geq 0,85 \dots 0,9$ ) бетон розуцільнюється з кожним циклом навантаження аж до руйнування. При  $\eta_{cyc} < 0,85$  роботі бетону відповідають усі три фази деформування: спочатку бетон циклічно ущільнюється, потім має місце період стабілізації та за декілька циклів до руйнування настає розуцільнення.

Н.І. Ільчук [5, 6] провела дослідження 12 призм розміром  $150 \times 150 \times 600$  мм із бетону класу В20 на дію однократного та малоциклового навантаження з верхнім рівнем напружень  $\eta_{cyc} = 0,45; 0,60; 0,75$  і  $0,85$ . Кількість циклів прийнято рівною десяти, оскільки до останнього циклу повинна відбутися стабілізація деформування призм. Після кожного циклу призма повністю ступенями розвантажувалася, а на одинадцятому циклі доводилася до руйнування. Найбільший приріст міцності спостерігався при  $\eta_{cyc} = 0,43$  і складав 10,5 %. При  $\eta_{cyc} \leq 0,43$  відбулося ущільнення структури бетону, що призвело до збільшення його міцності. При  $0,43 < \eta_{cyc} \leq 0,85$  процеси

ущільнення бетону продовжуються за рахунок утворення мікротріщин, а при  $\eta_{cyc} > \eta_{fat} = 0,85$  відбувається розущільнення бетону внаслідок розвитку нових мікротріщин та перетворення їх в макротріщини, що спричиняє малоциклову втомленість бетону, тобто його руйнування.

На основі проведених експериментів були зроблені наступні висновки: характер деформування бетону при розвантаженні після повторного стискання залежить від рівня максимальних напружень в циклах та кількості циклів. При розвантаженні нелінійність пластичних деформацій проявляється в меншій мірі, ніж при навантаженні; при рівні навантаження  $\eta_{cyc} < 0,85$  відбувається зміцнення бетону (до 15 %), а при  $\eta_{cyc} > 0,85$  настає малоциклова втомленість бетону, тобто руйнування; між модулем пружнопластичності і рівнем напружень при розвантаженні можна прийняти лінійну залежність; при циклічному навантаженні бетону, коли максимальні напруження в ньому не перевищують 60 % призмової міцності, на шостому – сьомому циклах відбувається стабілізація петлі гістерезису, а при більш високих рівнях напруження такої стабілізації не спостерігається.

Є.М. Бабич і Ю.М. Панчук [3, 54, 55] займались вивченням впливу малоциклових навантажень високих рівнів на роботу згинальних залізобетонних елементів.

Було виготовлено та досліджено залізобетонні балки з важкого бетону В35 зі змішаним армуванням (процент армування  $\mu_s = 1,1\%$ ). Розміри балок  $100 \times 200 \times 2000$  мм. Змінювався верхній рівень навантаження, який був прийнятий 0,92; 0,94; 0,96 та  $1,0 P_u$  ( $P_u$  – руйнівне навантаження при одноразовому завантаженні). Нижній рівень був незмінний і дорівнював нулю. Кількість циклів завантаження-розвантаження не обмежувалась до повного руйнування балок. Балки, які досліджували при малоцикловому навантаженні працювали подібно тим, що випробовувались однократним завантаженням. Перші нормальні тріщини виникали в розтягнутій зоні під місцем дії зосереджених зусиль при рівні навантаження  $\eta = 0,4 P_u$ , при  $\eta = 0,5 P_u$  були

виявлені перші похилі тріщини. Величина повного прогину згинальних елементів після малоциклових навантажень різних рівнів збільшилась на 30...96 %, а приріст ширини розкриття нормальних тріщин при цьому склав 20...70 % в порівнянні з балками, що випробувались на одноразове навантаження [55]. Всі балки були зруйновані внаслідок досягнення ними малоциклової втомленості, руйнування відбулося за нормальними перерізами в результаті досягнення в робочій арматурі напружень, рівних межі текучості і роздріблення стиснутої зони бетону.

В роботі [4] наведені характерні діаграми стиснутої зони бетону, розтягнутої не напруженої і напруженої арматури на циклах навантажень-розвантажень, випробуваних малоцикловим навантаженням з верхнім рівнем  $\eta = 0,92P_u$ .

П.М. Коваль, Р.І. Полюга [44, 45, 58] з метою дослідження впливу малоциклових навантажень на роботу залізобетонних згинальних елементів провели дослідження 5-ти серій залізобетонних балок (по 2 зразки кожної серії) розміром 100×200×2100 мм із ненапруженою арматурою класу А-III. Базою випробувань було прийнято  $N = 10$  циклів. В попередніх дослідах на балках – близнюках при одноразовому навантаженні були визначені значення руйнівного навантаження  $P_{cr}$ .

Аналіз досліджень показав, що при навантаженні конструкцій до рівня  $0,6P_{cr}$  максимальна ширина розкриття тріщини збільшилась в середньому на 18 % відносно першого циклу, а після довантажень до рівня  $0,75P_{cr}$  це значення зросло до 63 %.

Результати виконаних досліджень свідчать про наявність малоциклових навантажень при експлуатації автодорожніх мостів, що не враховують діючі норми з розрахунку та проектування мостів. Згідно досліджень, ці рівні становлять  $\eta_{top} = M_{експл} / M_{гран} = 0,45...1,0$  і в основному залежать від конструкцій прогонових будов мостів та їх технічного стану.

В роботі запропоновано враховувати дію малоциклових навантажень на залізобетонні конструкції мостів введенням у формулу ДБН В.2.3-14:2006 "Мости і труби. Правила проектування" для визначення ширини розкриття тріщин коефіцієнта  $\varphi_{cyc}$ , що враховує вплив повторних навантажень, рівень яких становить 60 % від руйнівного,  $\varphi_{cyc} = 1,18$ ; при рівні навантажень 75 % від руйнівного  $\varphi_{cyc} = 1,40$ .

Доцільно випробувальне навантаження на мости обмежити рівнем 60 % від несучої здатності. Як показали подальші дослідження, при збільшенні рівня малоциклових навантажень вище  $0,6P_{cr}$  відбувається різке збільшення ширини розкриття тріщин. Тому, щоб свідомо не погіршувати технічних стан транспортної споруди під час її натурних досліджень, можна знизити рівень випробувального навантаження за умови використання методу акустичної емісії.

### **5.3 Підсилені згинальні залізобетонні конструкції за дії повторних навантажень**

Досліди М.Ю. Смолянінова [59, 60] пов'язані з підвищення міцності й тріщиностійкості залізобетонних елементів, підсилених акриловом полімеррозчином, при дії короткочасних статичних і багаторазово повторних навантажень.

Підсилені контрольні залізобетонні балки прямокутного і таврового перерізу випробували з  $\omega = 7; 4,2$  і  $0,1$  Гц з метою установлення впливу підсилюючого шару ( $\delta_{m,ad} = 3, 6$  і  $9$  мм) і схеми підсилення на їх довговічність, витривалість і тріщиностійкість. Досліди показують, що із збільшенням товщини підсилюючого шару для однієї і тієї ж схеми підсилення, число циклів до руйнування збільшується, а момент виникнення тріщин у бетоні згинальних елементів значно віддаляється.

Значний вплив на витривалість контрольних і підсилених залізобетонних елементів справляють рівень навантаження і схема підсилення. Залежно від схеми підсилення і при інших однакових умовах число циклів до руйнування при  $\eta_t = 0,6$  в середньому складає лише відповідно для контрольних балок 16,7 %, а підсилених – 21,8; 22,5 і 24 % в порівнянні з балками випробуваними з  $\eta_t = 0,33$ . Установлено, що зі збільшенням  $\eta_t$  при решті однакових умов, зменшується число циклів до руйнування.

Встановлено, що при збільшенні товщини обойми до 9 мм число циклів до руйнування залізобетонних балок при всіх інших рівних умовах, збільшується в середньому до 70 % у порівнянні з балками без підсилення.

В.Г. Квашою, І.В. Мельником та М.Д. Климпушем [39, 40, 41, 42, 43] проведені експериментально-теоретичні дослідження напружено-деформованого стану, міцності, тріщиностійкості та деформацій залізобетонних балок підсилених вуглепластиковими композитами при статичних і багаторазово повторних навантаженнях. Програма передбачала випробування восьми моделей залізобетонних балок, які були заармовані відповідно до армування реальних прокатних мостових балок серії ПК-01-05. Крім цього, в рамках дослідження було проведено випробування натурних мостових балок за ТП Вип. 56, після тривалого періоду експлуатації до та після підсилення стрічкою CFRP.

При проведенні випробувань на багаторазові навантаження руйнівний згинальний момент приймали близьким до реального для мостових балок:  $\gamma = 0,5 \dots 0,6$ ,  $\rho_m = 0,3 \dots 0,4$ , базову кількість циклів навантаження  $n = 2 \times 10^6$  циклів. На відміну від пластичного руйнування балок при статичних навантаженнях балки, випробувані багаторазовим навантаженням, руйнувались миттєво, крихко, передчасно від розриву стержнів робочої арматури по зварних швах без видимого збільшення загальних деформацій з наступним зломом бетону стиснутої зони. Передчасне руйнування було зумовлене низькою втомною міцністю зварних з'єднань арматурних каркасів. Витривалість підсилених балок була більшою, що зумовлено кращими умовами роботи арматури на



витривалість і її більшою втомною міцністю внаслідок значно більшого, ніж у непідсиленних балок коефіцієнта асиметрії циклу в арматурі, яка працює сумісно із стрічками підсилення.

Авторами запропоновано розрахунок міцності підсилених додатковою зовнішньою композитною арматурою залізобетонних балок при однократному завантаженні, який базується на тих же засадах методу граничних станів, що і непідсиленних. Особливістю розрахунку міцності нормальних перерізів, підсиленних наклеєними стрічками CFRP, є встановлення їх розрахункового опору  $R_L$ , який вводять в розрахункові умови.

М.О. Валовим [26, 27] проведені дослідження впливу малоциклових навантажень високих рівнів на міцність, деформативність та тріщиностійкість підсиленних у розтягнутій зоні залізобетонних балок розмірами 120×200×2070 мм із бетонів на відходах збагачення залізних руд.

Всі серії балок, окрім першої, були попередньо навантаженні зусиллям, яке становило 0,7...0,8 від руйнівного навантаження першої серії. Після чого вони були розвантаженні та підсилені. Балки підсилювалися нарощуванням у розтягнутій зоні шаром бетону на відходах збагачення залізних руд, розмір полки підсилення 210×30 мм. З'єднання "старого" та "нового" бетону виконували за допомогою клею Cerinol ZH фірми Dietermann.

При випробуванні балок повторним навантаженням інтенсивно підвищується прогин балки та ширина розкриття руйнуючої нормальної тріщини, а також з'являються нові тріщини та розвиваються вже існуючі. Руйнування балок супроводжується різким розкриттям нормальної тріщини з наступним розривом робочої арматури. Несуча здатність контрольної підсиленої серії у порівнянні з непідсиленою зросла на 47 %. Несуча здатність підсиленних балок, випробуваних повторним навантаженням до рівня 0,75; 0,85 та 0,9 від руйнівного в порівнянні з контрольною серією, зросла відповідно на 3, 4 та 5 %. Але це зростання лежить в межах середньостатистичної похибки.

Автори зазначають, що циклічні навантаження з рівнем  $0,75 \leq \eta \leq 0,9$  від руйнівного не впливає на несучу здатність підсиленого елемента, так як рівень напруження бетону при стиску не перевищує  $0,65$  від  $R_b$ .

Під керівництвом Борисюка О.П. в рамках магістерської роботи Конончуком О.П. проведено дослідження роботи згинальних залізобетонних балок, підсилених стержневою системою при дії малоциклових навантажень [20, 22]. Схема цього виду підсилення наведена на рис. 5.2. Мета даних досліджень вивчити та порівняти роботу підсилених залізобетонних балок при дії на них циклового та статичного навантаження.

За результатами експериментальних досліджень зроблено наступні висновки: повторні навантаження впливають на напружено-деформований стан залізобетонних балок і змінюють їх несучу здатність. Після дії малоциклових навантажень високих рівнів відбулось зменшення несучої здатності непідсилених зразків до 10 %, а підсилених – залишилось на тому ж рівні у порівнянні із дослідними балками, випробуваними статичним навантаженням. Внаслідок підсилення частково зруйнованих згинальних елементів, їх несуча здатність може збільшитись до 2-х разів. Підсилення балок змінює характер залежності деформацій бетону та арматури. Це відбувається за рахунок перерозподілу зусиль в перерізі. Підсилення, включаючись в роботу, змушує стиснутий бетон сприймати більше зусилля.

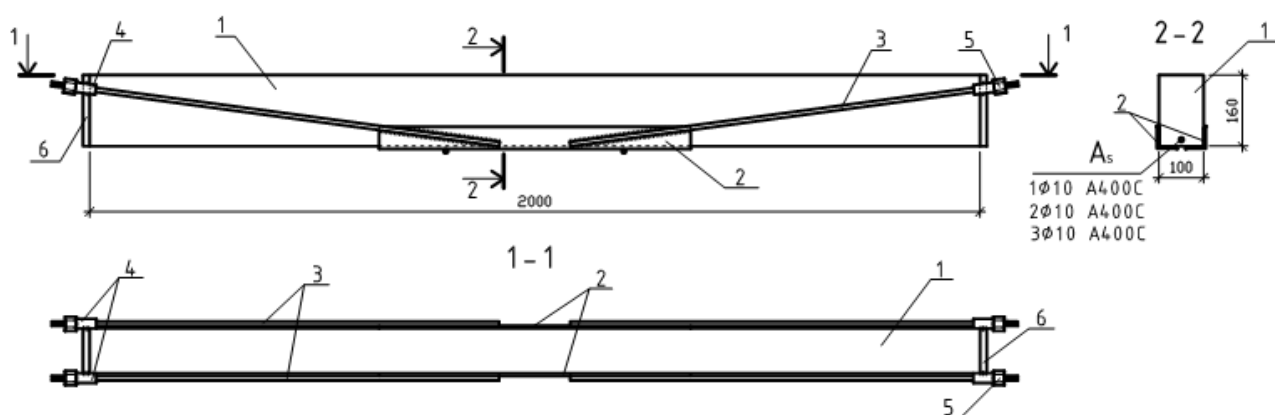


Рис. 5.2 Схема підсилення балок стержневим методом: 1 - дослідна балка; 2 - рівнополицеві кутики  $50 \times 5$ ; 3 - тяжі з арматури  $\text{Ø}10$  А 400С; 4 - трубки з внутрішнім діаметром 12 мм; 5 - гайки; 6 - опорна пластина товщиною 15 мм

Проаналізувавши все вище згадане, можна зробити висновок що на сьогоднішній день мало досліджень проведено в напрямку розухунку підсилених згинальних залізобетонних елементів композитними матеріалами при дії зокрема малоциклових навантажень.

Зважаючи на все вище сказане, **метою даної роботи** є дослідження підсилення ригеля перекриття критого ринку композитною стрічкою із врахуванням впливу малоциклових навантажень.

Для досягнення поставленої **мети** передбачено вирішити наступні **задачі**:

- удосконалити методику розрахунку несучої здатності згинальних залізобетонних елементів за деформаційною моделлю застосувавши її до підсилених конструкцій;

- врахувати дію малоциклових навантажень при розрахунку підсилення згинальних залізобетонних елементів за нормальними перерізами;

- запроектувати підсилення ригеля перекриття критого ринку композитною стрічкою за допомогою отриманої удосконаленої методики.

**Об'єкт досліджень:** залізобетонний ригель перекриття.

**Предмет досліджень:** підсилення залізобетонного ригеля перекриття.

#### **5.4 Розрахунок несучої здатності при дії однократного навантаження**

На сьогоднішній день розробкою розрахунку підсилених в розтягнутій зоні згинальних залізобетонних елементів композитною стрічкою за дії однократного навантаження займалися Кваша В.Г., Мельник І.В., Мурин А.Я., Климпуш М.Д. [34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 42, 43] та ін. Основна ідея, що була покладена в їх методику, полягає у введенні в розрахунок за СНиП 2.03.01-84\* "Бетонные и железобетонные конструкции" [61] замість площі поперечного перерізу внутрішньої розтягнутої сталеві арматури  $A_s$  – приведеної площі поперечного перерізу робочої арматури  $A_{s,red}$ . Всі подальші розрахунки пропонується вести за СНиП 2.03.01-84\*. Особливістю запропонованого

розрахунку є приведення за показниками деформативності та площі поперечного перерізу зовнішньої композитно арматури до відповідної кількості внутрішньої сталеві арматури.

Для розрахунку за ДСТУ Б.В.2.6-156:2010 нами взято за основу той же принцип, що був запропонований вище згаданими авторами. Тобто, проводити розрахунок за алгоритмом, що наведений в даних нормах, замінивши площу поперечного перерізу внутрішньої розтягнутої сталеві арматури  $A_{s2}$  на приведену площу поперечного перерізу робочі арматури  $A_{s2,red}$  (рис. 5.3).

Приведена площа поперечного перерізу робочі арматури для згинальних залізобетонних елементів підсилених композитними стрічками, обчислюється за формулою:

$$A_{s2,red} = A_{s2} + A_f \cdot \frac{f_{fy}}{f_{yd}}, \quad (5.1)$$

де  $A_{s2}$  – площа поперечного перерізу внутрішньої розтягнутої сталеві арматури;

$A_f$  – площа поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури;

$f_{yd}$  – розрахунковий опір на розтяг внутрішньої сталеві арматури;

$f_{fy}$  – умовний розрахунковий опір на розтяг зовнішньої композитної арматури, який визначається за формулою:

$$f_{fy} = \varepsilon_{fy} \cdot E_f \leq k_f \cdot f_f, \quad (5.2)$$

де  $\varepsilon_{fy}$  – граничне відносне видовження зовнішньої композитної арматури;

$E_f$  – модуль пружності зовнішньої композитної арматури;

$k_f$  – коефіцієнт надійності за матеріалом зовнішньої композитної арматури, який для вуглецевих стрічок приймається рівним  $k_f = 0,85$ ;

$f_f$  – межа міцності зовнішньої композитної арматури на розтяг.

В розрахунках приймається граничне відносне видовження для зовнішньої композитної стрічки  $\varepsilon_{fy} = 0,005$ . Такі деформації зовнішньої композитної арматури, передбачені рекомендаціями fib, як досягнення граничного експлуатаційного стану нормальних перерізів підсилених залізобетонних згинальних елементів. Деформації стиснутої зони бетону при цьому не повинні перевищувати  $\varepsilon_{b,ult} = 0,0035$  (згідно правил проектування EC2).

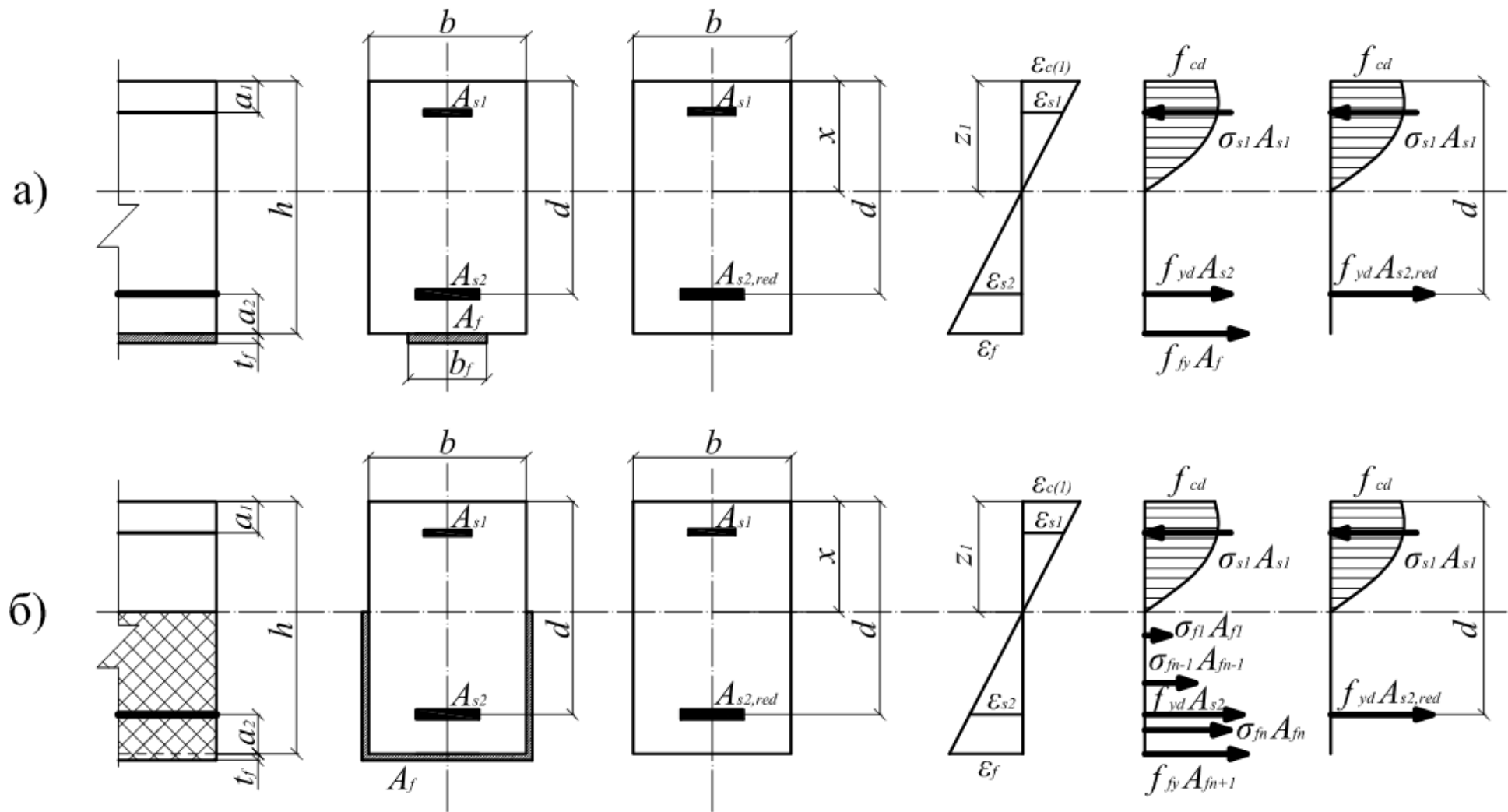


Рис. 5.3 Розрахункова схема нормального перерізу залізобетонної балки підсиленої: а) – композитною стрічкою; б) – композитним полотном

Всі подальші розрахунки проводяться за чинними нормами проектування залізобетонних конструкцій [31, 33], виходячи з наступних передумов [10]:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону і арматурі по довжині ділянки між тріщинами, якщо такі є;
- деформації у звичайній арматурі однакові з оточуючим її бетоном, як при розтязі, так і при стиску;
- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті (гіпотеза плоских перерізів);
- зв'язок між напруженнями і деформаціями у стиснутому бетоні приймається криволінійним у вигляді діаграми, що представлена на рис. 5.4 (а);
- зв'язок між напруженнями і деформаціями у арматурі приймається у вигляді діаграми, яка наведена на рис. 5.4 (б);
- роботу бетону в розтягнутій зоні допускається не враховувати.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах "момент – кривизна (прогин)" або "стискаюча сила – деформація бетону найбільш стиснутої фібри") – екстремальний критерій;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ( $\varepsilon_{cul}$ ,  $\varepsilon_{cu3}$ , див. пункт 3.1.5 та 3.1.7 ДБН В.2.6-98) або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій  $\varepsilon_{ud}$ ;
- досягнення зовнішньою композитною стрічкою граничних відносних деформацій  $500 \times 10^{-5}$ , або зовнішнім композитним полотном –  $600 \times 10^{-5}$ .

Залежність між напруженнями в бетоні  $\sigma_c$  і деформаціями  $\varepsilon_c$  для короткотривалого осьового навантаження описується рівнянням типу:

$$- \sigma_c = f_{cd} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (5.5)$$

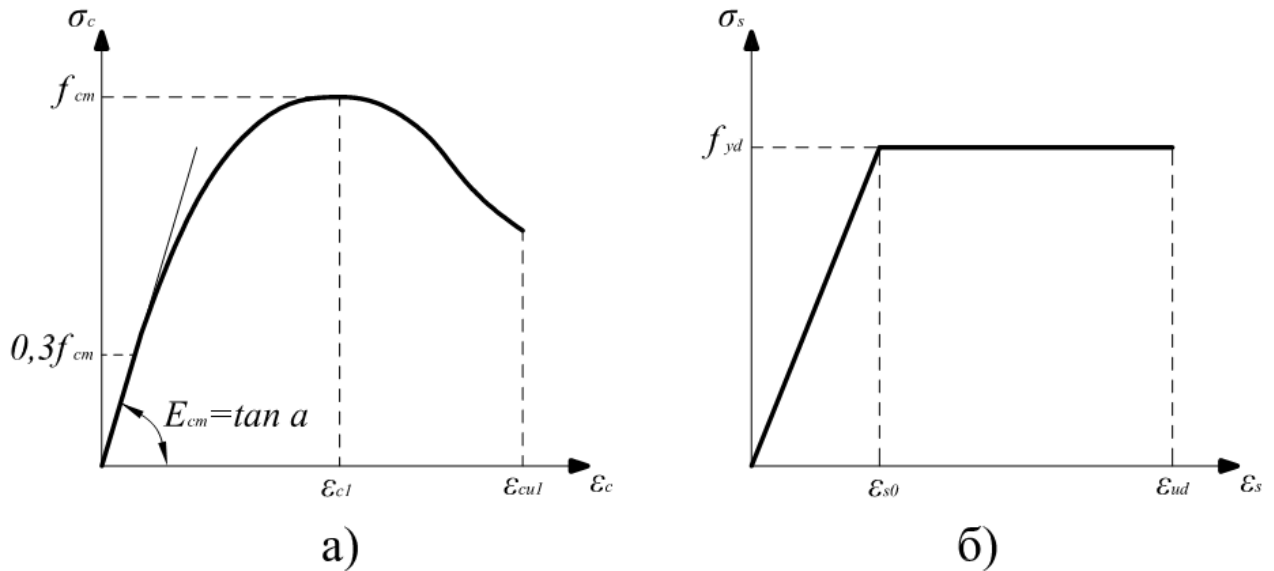


Рис. 5.4 Діаграми: а) – "напруження - деформації" бетону; б) – "напруження - деформації" арматури

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

$a_k$  – коефіцієнти поліноміальної залежності (для однократного навантаження наведені в табл. Д.1 Додатку Д [31]);

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1};$$

$\varepsilon_{c1}$  – деформація бетону при максимальних напруженнях. При розрахунку за першою групою граничних станів приймається  $\varepsilon_{c1,cd}$ .

Умови рівноваги для прямокутного перерізу із подвійним армуванням запишуться у вигляді:

$$M_{Ed} \leq M_{ss(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)}; \quad (5.6)$$

$$S_{c(1)} = S_{s2,red(1)} - S_{s1(1)}, \quad (5.7)$$

де  $M_{Ed}$ ,  $M_{ss(1)}$ ,  $M_{c(1)} + M_{s(1)}$  – розрахункові значення відповідно зовнішнього згинального моменту, моменту внутрішніх зусиль, зусиль у стиснутому бетоні та арматурі при значенні  $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ ;

$S_{c(1)}$ ,  $S_{s1(1)}$ ,  $S_{s2,red(1)}$  – внутрішні зусилля відповідно у стиснутому бетоні, в арматурі  $A_{s1}$  і  $A_{s2,red}$ .



За гіпотезою плоских перерізів при заданому значенні деформацій у стиснутому бетоні  $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$  деформації у стиснутій  $\varepsilon_{s1(1)}$  і розтягнутій арматурі  $\varepsilon_{s2,red(1)}$  за фіксованого значення  $x = z_1$  визначаються за формулами:

$$\varepsilon_{s1(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1); \quad (5.8)$$

$$\varepsilon_{s2,red(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}); \quad (5.9)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} z. \quad (5.10)$$

За відомих деформацій в матеріалах, внутрішні сили в елементах прямокутного перерізу знаходяться за формулами:

$$S_{c(1)} = b \int_0^{z_{(1)}} \sigma_b dz = b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c; \quad (5.11)$$

$$S_{s1(1)} = A_{s1} \sigma_{s1(1)} = A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)} = A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1); \quad (5.12)$$

$$\begin{aligned} S_{s2,red(1)} &= A_{s2,red} \sigma_{s2,red(1)} = A_{s2,red} \alpha_f E_s \varepsilon_{s2,red(1)} = \\ &= A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}), \end{aligned} \quad (4.13)$$

де  $E_s$  – модуль пружності внутрішньої сталеві арматури;

$\alpha_f$  – коефіцієнт, який приводить модуль пружності внутрішньої сталеві арматури  $E_s$  до модуля пружності зовнішньої композитної арматури  $E_f$ , і знаходиться за формулою:

$$\alpha_f = \frac{E_f}{E_s}. \quad (5.14)$$

На коефіцієнт  $\alpha_f$ , накладаються певні умови:

Якщо  $E_f \leq E_s$ , то  $\alpha_f = 1$ ;

Якщо  $E_f > E_s$ , то  $\alpha_f$  визначається за формулою (5.14).

В формулі (5.11)  $dz$  висота елементарної площадки поперечного перерізу, а  $z$  – віддаль від центра ваги елементарної площадки до нейтральної лінії. Враховуючи вираз (5.10), значення  $z$  і  $dz$  знаходяться за формулами:

$$z = \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \varepsilon_c; \quad (5.15)$$

$$dz = \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} d\varepsilon_c. \quad (5.16)$$

Моменти внутрішніх зусиль відносно нейтральної лінії знаходяться за формулами:

$$M_{c(1)} = b \int_0^{z_{(1)}} \sigma_c z dz = b \left[ \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c; \quad (5.17)$$

$$M_{s1} = A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)})^2. \quad (5.18)$$

Формули (5.6) – (5.18) дають можливість визначати внутрішні зусилля в нормальних перерізах балок на всьому діапазоні їхньої роботи залежно від значення деформацій крайнього волокна стиснутого бетону  $\varepsilon_c$ .

В формулах (5.11) і (5.17) в підінтегральні вирази входять напруження в бетоні  $\sigma_c$ , які описуються залежністю (5.5). Значення внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні після підстановки (5.5) у вираз (5.11) набуває вигляду:

$$S_{c(1)} = b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[ f_{cd} \sum a_k \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \right] d\varepsilon_c =$$

$$= f_{cd} b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[ a_1 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} + a_2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + a_3 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + a_4 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + a_5 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right] d\varepsilon_c =$$

$$\begin{aligned}
&= f_{cd} b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \left[ \frac{a_1 \varepsilon_{c(1)}^2}{2 \varepsilon_{c1}} + \frac{a_2 \varepsilon_{c(1)}^3}{3 \varepsilon_{c1}^2} + \frac{a_3 \varepsilon_{c(1)}^4}{4 \varepsilon_{c1}^3} + \frac{a_4 \varepsilon_{c(1)}^5}{5 \varepsilon_{c1}^4} + \frac{a_5 \varepsilon_{c(1)}^6}{6 \varepsilon_{c1}^5} \right] = \\
&= f_{cd} b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \varepsilon_{c(1)} \left[ \frac{a_1 \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)}{2} + \frac{a_2 \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{3} + \frac{a_3 \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3}{4} + \frac{a_4 \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4}{5} + \frac{a_5 \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5}{6} \right] = \\
&= f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \tag{5.19}
\end{aligned}$$

Аналогічно значення згинального моменту внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні відносно нейтральної лінії визначається за формулою:

$$\begin{aligned}
M_{c(1)} &= b \left( \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[ f_{cd} \sum a_k \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \right] \varepsilon_c d\varepsilon_c = \\
&= f_{cd} b \left( \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[ a_1 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} + a_2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + a_3 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + a_4 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + a_5 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right] \varepsilon_c d\varepsilon_c = \\
&= f_{cd} b \left( \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \left[ \frac{a_1 \varepsilon_{c(1)}^3}{3 \varepsilon_{c1}} + \frac{a_2 \varepsilon_{c(1)}^4}{4 \varepsilon_{c1}^2} + \frac{a_3 \varepsilon_{c(1)}^5}{5 \varepsilon_{c1}^3} + \frac{a_4 \varepsilon_{c(1)}^6}{6 \varepsilon_{c1}^4} + \frac{a_5 \varepsilon_{c(1)}^7}{7 \varepsilon_{c1}^5} \right] = \\
&= f_{cd} b \left( \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \varepsilon_{c(1)}^2 \left[ \frac{a_1 \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)}{3} + \frac{a_2 \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{4} + \frac{a_3 \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3}{5} + \frac{a_4 \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4}{6} + \frac{a_5 \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5}{7} \right] = \\
&= f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \tag{5.20}
\end{aligned}$$

Кінцеву несучу здатність нормального перерізу згинальних елементів прямокутного перерізу можна записати у вигляді:

$$M_{S(1)} = f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 +$$

$$+ A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)})^2, \quad (5.21)$$

при цьому повинна виконуватися умова:

$$f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k = A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}) - A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1). \quad (5.22)$$

Для згинальних елементів прямокутного перерізу з одиничним армуванням в наведених вище формулах приймається  $A_{s1} = 0$  (рис. 4.1), а значення  $\varepsilon_{s1(1)}$  не визначається.

Для визначення внутрішніх зусиль в поперечному перерізі прямокутної балки з одиничним армуванням, що зазнає впливу однократного навантаження, можна використати блок-схему, що наведена на рис. 5.2 (див. пункт 5.1). При цьому приймаючи, що до конструкції прикладається один цикл зовнішнього навантаження.

## **5.5 Розрахунок несучої здатності із врахуванням дії повторного навантаження**

В результаті дії малоциклових навантажень, рівень яких не перевищує експлуатаційний, відбувається зміна діаграми деформування бетону. Це свідчить про вплив повторних навантажень на механічні властивості бетону, які спричиняють збільшення або зменшення його міцності в залежності від рівня і кількості циклів навантаження, змінюють характер діаграми деформування, початковий модуль пружності та максимальні деформації перед руйнуванням [2, 5, 7, 9].

Діаграму деформування бетону після повторних малоциклових навантажень можна описати залежністю:

$$\sigma_{c,cyc} = f_{cd,cyc} \sum_{k=1}^5 a_{k,cyc} \eta_{cyc}^k, \quad (5.23)$$

де  $\sigma_{c,cyc}$  – напруження в бетоні в циклах навантаження;

$f_{cd,cyc}$  – розрахункове значення міцності бетону на стиск після повторних навантажень;

$a_{k,cyc}$  – коефіцієнти поліноміальної залежності;

$\eta_{cyc} = \varepsilon_{c,cyc} / \varepsilon_{c1,cyc}$  – рівень повторних навантажень у циклах;

$\varepsilon_{c,cyc}$  – деформації у бетоні, які відповідають напруженням  $\sigma_{c,cyc}$ ;

$\varepsilon_{c1,cyc}$  – максимальні деформації бетону, які відповідають  $f_{cd,cyc}$ .

Параметри діаграми деформування бетону  $\sigma_{c,cyc} - \varepsilon_{c,cyc}$  пропонуємо визначати за формулами [11, 12]:

$$\varepsilon_{c1,cyc} = [235 - 81 / (1 + 7,75 \cdot 10^{-4} f_{cd,cyc}^2)] \cdot 10^{-5}; \quad (5.24)$$

$$\varepsilon_{cu1,cyc} = [235 + 320 / (1 + f_{cd,cyc}^3 \cdot 6 \cdot 10^{-5})] \cdot 10^{-5}; \quad (5.25)$$

$$\sigma_{cu,cyc} / f_{cd,cyc} = 1,333 - \varepsilon_{cu1,cyc} / (3 \cdot \varepsilon_{c1,cyc}). \quad (5.26)$$

Згідно з даними наведеними в роботі [5],  $f_{cd,cyc}$  вираховується за формулою:

$$f_{cd,cyc} = f_{cd} (1 + 0,483 \eta_{cyc} - 0,556 \eta_{cyc}^2), \quad (5.27)$$

де  $\eta_{cyc} = \sigma_{c,cyc} / f_{cd,cyc}$  – рівень повторних навантажень у циклах.

У процесі малоциклових навантажень, в залежності від рівня повторного навантаження у циклах, модуль пружнопластичності визначається за формулою:

$$E_{c,cyc} = E_{c0,cyc} (1 - \lambda_{c1,cyc} \sigma_{c,cyc} / f_{cd,cyc}), \quad (5.28)$$

де  $E_{c,cyc}$  – модуль пружнопластичності бетону при заданому  $\sigma_{c,cyc}$ ;

$E_{c0,cyc}$  – модуль пружності бетону, що відповідає напруженню  $\sigma_{c,cyc} = 0$ , який визначається за формулою:

$$E_{c0,cyc} = 31403 + 160,15\eta_{cyc} - 1600\eta_{cyc}^2, \quad (5.29)$$

$\lambda_{c1,cyc}$  – граничний коефіцієнт пластичності бетону з урахуванням повторних навантажень, що визначається згідно таблиць наведених в роботі [5].

Значення коефіцієнтів полінома (5.23) обчислюються за формулами, наведеними в роботі [11]:

$$\left. \begin{aligned} a_{1cyc} &= 1,1E_{c,cyc} \varepsilon_{c1,cyc} / f_{cd,cyc}; \\ a_{2cyc} &= 1 - a_{1cyc} - a_{3cyc} - a_{4cyc} - a_{5cyc}; \\ a_{3cyc} &= a_{1cyc} - 2a_{4cyc} - 3a_{5cyc} - 2; \\ a_{4cyc} &= \{[k - 2a_{1cyc}(3\gamma - 2) + 12\gamma - 6] - 2a_{5cyc}(10\gamma^3 - \\ &\quad - 9\gamma + 2)\} / [2(6\gamma^2 - 6\gamma + 1)]; \\ a_{5cyc} &= \{[k + 2a_{1cyc}(2 - 3\gamma) + 12\gamma - 6](\gamma - 1)^2 \gamma^2 - [\beta + \\ &\quad + a_{1cyc}\gamma(2\gamma - \gamma^2 - 1) + \gamma^2(2\gamma - 3)](6\gamma^2 - 6\gamma + 1)2\} / \\ &\quad / \{2\gamma^2[(10\gamma^3 - 9\gamma + 2)(\gamma - 1)^2 - (\gamma^3 - 3\gamma + 2)(6\gamma^2 - 6\gamma + 1)]\}, \end{aligned} \right\} \quad (5.30)$$

де  $\gamma = \varepsilon_{cu,cyc} / \varepsilon_{c1,cyc}$ ;  $\beta = 1,1\varepsilon_{c1,cyc} / \varepsilon_{cu,cyc}$ ;

$$k = 2,7 \cdot \left( \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right) - 6,1 - \frac{0,005}{\left( \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} - 1 \right)^2}.$$

Вплив повторних малоциклових навантажень експлуатаційних рівнів на міцність і модуль пружності арматури середньої міцності (класи А 240С, А 300С, А 400С) не враховуються [1]. В інших випадках ці зміни необхідно встановлювати експериментальним шляхом.

Розрахункова схема нормального перерізу балки приймається така ж як і на рис. 5.3, замінивши відповідні значення величин значеннями з урахуванням повторних навантажень.

Величина внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні із врахуванням впливу малоциклових навантажень, буде обчислюватись за формулою:

$$S_{c,cyc(1)} = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \left[ \frac{a_{1cyc}}{2} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right) + \frac{a_{2cyc}}{3} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^2 + \frac{a_{3cyc}}{4} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^3 + \frac{a_{4cyc}}{5} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^4 + \frac{a_{5cyc}}{6} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^5 \right] = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k. \quad (5.31)$$

Значення згинального моменту внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні відносно нейтральної лінії визначається аналогічно:

$$M_{c,cyc(1)} = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \left[ \frac{a_{1cyc}}{3} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right) + \frac{a_{2cyc}}{4} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^2 + \frac{a_{3cyc}}{5} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^3 + \frac{a_{4cyc}}{6} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^4 + \frac{a_{5cyc}}{7} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^5 \right] = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k. \quad (5.32)$$

Після кінцевого знаходження цих значень, сумарний момент внутрішніх зусиль відносно нейтральної лінії знаходиться за формулою:

$$M_{S,cyc(1)} = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_1)^2 + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (d - z_{cyc(1)})^2, \quad (5.33)$$

при цьому повинна виконуватися умова:

$$f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k = A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (d - z_{cyc(1)}) -$$

$$- A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_1). \quad (5.34)$$

Для визначення внутрішніх зусиль в поперечному перерізі прямокутної балки з одиночним армуванням, що зазнає впливу малоциклових навантажень, можна використати блок-схему, що наведена на рис. 5.2 (див. пункт 5.1).

## 5.6 Розрахунок необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури

Раніше йшла мова про визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів згинальних залізобетонних конструкцій та їх несучої здатності при одноразовому та повторному навантаженні за заданої поздовжньої розтягнутої й стиснутої арматури.

Найчастіше розрахунок міцності поперечних перерізів, підсилених конструкцій, необхідно вести за заданим зовнішнім навантаженням. В такому випадку потрібно знайти необхідну площу приведеної робочої арматури  $A_{s2,red}$ .

Для балки з подвійним внутрішнім армуванням та приклеєною розтягнутою зовнішньою композитною арматурою формули (5.21) та (5.22) можна записати у вигляді:

$$M_{Ed} \leq M_{s(1)} = f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 + \\ + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)})^2; \quad (5.35)$$

$$f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k = A_{s2,red} \alpha_f E_s \varepsilon_{s2,red(1)} - A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)}, \quad (5.36)$$

де  $M_{Ed}$  – розрахунковий граничний момент від зовнішнього навантаження;

$\varepsilon_{s1(1)}$ ,  $\varepsilon_{s2,red(1)}$  – деформації в стиснутій та розтягнутій арматурі відповідно, які визначаються за формулами (5.8) та (5.9).



За критерій вичерпання несучої здатності можна прийняти руйнування стиснутого бетону при досяганні фібровими деформаціями граничного значення  $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu1}$ . В подальшому задачу можна розв'язати методом наближень. На першому етапі приймається значення  $z_{(1)} = 0,5d$ , після чого за формулами (5.8) та (5.9) знаходяться значення  $\varepsilon_{s1(1)}$  та  $\varepsilon_{s2,red(1)}$ , а площа розтягнутої арматури  $A_{s2,red}$  знаходиться з рівняння (5.36):

$$A_{s2,red(1)} = \frac{f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)}}{\varepsilon_{s2,red(1)} \alpha_f E_s}, \quad (5.37)$$

при цьому величина  $\varepsilon_{s2,red(1)}$  не повинна перевищувати  $\varepsilon_{ud}$ , щоб не було розриву внутрішньої сталеві арматури.

Після визначення  $A_{s2,red}$ , граничний розрахунковий момент внутрішніх зусиль можна визначити за формулою:

$$M_{S(1)} = f_{cd} d z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{cu1}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{cu1}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)})^2. \quad (5.38)$$

Якщо виявиться, що

$$M_{S(1)} (1 - 0,05) \geq M_{Ed}, \quad (5.39)$$

розв'язок задачі знайдено. Якщо умова (5.39) не виконується необхідно на другому етапі змінити висоту стиснутої зони  $x = z_{(2)}$  і розрахунок повторити до досягання виконання умови (5.39), за якою кінцево приймається площа поздовжньої розтягнутої арматури  $A_{s2,red}$ .

Якщо для конструкцій з одиночним внутрішнім армуванням виявиться, що за будь-яких значень  $z$   $M_{S(1)} < M_{Ed}$ , необхідно підсилювати стиснуту зону.

Подальші розрахунки ведуться, як при подвійному армуванні. Розтягнуту арматуру можна знайти з формули (5.37), попередньо задаючись площею стиснутої арматури.

Аналогічно можна розрахувати площу поперечного перерізу приведеної робочої арматури у випадку короткочасного повторного навантаження, тоді формули (5.37) і (5.38) набувають вигляду:

$$A_{s2,red(1)} = \frac{f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)}}{\varepsilon_{s2,red(1)} \alpha_f E_s}; \quad (5.40)$$

$$M_{S,cyc(1)} = f_{cd,cyc} d z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_1)^2 + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{z_{cyc(1)}} (d - z_{cyc(1)})^2. \quad (5.41)$$

Необхідна площа зовнішньої композитної стрічки з рівняння (5.1) буде визначатись за наступною формулою:

$$A_f = (A_{s2,red} - A_{s2}) \cdot \frac{f_{yd}}{f_{fy}}. \quad (5.42)$$

Необхідна площа зовнішнього композитного полотна з рівняння (5.4) визначається методом підбору. На першій стадії береться один шар полотна та при необхідності змінюється висота приклеювання його на бічній поверхні (полотно не повинно заводитись у стиснуту зону бетону). Якщо даного підсилення не вистачає, то необхідно збільшувати кількість шарів.

Для визначення площі зовнішньої композитної арматури в елементах з одиночним армуванням розроблена блок-схема, яка наведена на рис. 5.1 (див. пункт 5.1), яку можна застосовувати при дії однократного та малоциклового навантаження замінивши відповідні параметри.

## 5.7 Збіжність між теоретичними та експериментальними даними

Для перевірки запропонованого розрахункового апарату в роботі Конончука О.П. [46, 47, 48, 49] проведено розрахунок експериментальних зразків згідно із наведеною методикою і порівняно з експериментальними даними при дії однократного (див. табл. 5.1) та малоциклового навантаження (див. табл. 5.2).

Щоб якомога точно провести дані розрахунки, для кожного дослідного зразка окремо замірялись всі геометричні розміри перерізу, розташування внутрішньої сталеві та зовнішньої композитної арматури. Для кожної із балок, що зазнавали впливу повторних навантажень, визначалось окремо максимальний рівень навантаження на циклах в залежності від кінцевої його несучої здатності (див. табл. 5.2), на який і проводився розрахунок.

Таблиця 5.1 Експериментальна та теоретична несуча здатність залізобетонних балок, підсилених композитною арматурою при дії однократного навантаження за даними автора

№ п/п	Назва балки	Вид підсилення	Експериментальний згинальний момент	Теоретичний згинальний момент	$\delta = \frac{M_{ULS}^{teor} - M_{ULS}^{exp}}{M_{ULS}^{exp}}$
			$M_{ULS}^{exp}$ , кН×м	$M_{ULS}^{teor}$ , кН×м	$\delta$ , %
1	БО-2(П1)	Стрічка	18,53	18,83	1,6
2	П1		19,87	19,1	- 3,9
3	БО-1(П2)	Полотно	15,63	16,44	5,2
4	П2		14,85	16,22	9,2

Як видно із таблиць, запропонований розрахунковий апарат дає задовільну збіжність між теоретично обчисленими максимальними згинальними моментами, що може нести нормальний переріз підсилених зовнішньою композитною арматурою згинальних залізобетонних балок, та тими, що були встановлені експериментальним шляхом.

Таблиця 5.2 Експериментальна та теоретична несуча здатність залізобетонних балок, підсилених композитною арматурою при дії малоциклового навантаження за даними автора

№ п/п	Назва балки	Вид підсилення	Рівень навантаження	Експериментальний згинальний момент	Теоретичний згинальний момент	$\delta = \frac{M_{ULS}^{teor} - M_{ULS}^{exp}}{M_{ULS}^{exp}}$
				Експериментальний згинальний момент	Теоретичний згинальний момент	$\delta$ , %

				$M_{ULS}^{exp}$ , кН×м	$M_{ULS}^{teor}$ , кН×м	$\delta$ , %
1	БЦ1-2(П1)	Стрічка	0,73	18,81	19,45	3,4
2	БЦ2-2(П1)		0,73	18,81	18,72	- 0,5
3	БЦ3-1(П1)		0,81	19,87	19,13	- 3,7
4	П1-Ц4		0,82	19,75	19,23	- 2,6
5	БЦ1-1(П2)	Полотно	0,74	16,16	17,02	5,3
6	БЦ2-1(П2)		0,78	15,37	16,26	5,8
7	БЦ3-2(П2)		0,85	16,16	15,88	- 1,7
8	П2-Ц4		0,9	15,6	15,72	0,8

Відносна похибка обчислень для балок, що випробовувались та розраховувались на дію однократного навантаження склала від - 4 до 9 %, що є цілком задовільною для інженерних розрахунків.

Величина відносної похибки між теоретичною та експериментальною несучою здатністю дослідних зразків, що зазнавали впливу малоциклових навантажень різних рівнів лежить в межах від -3 до 6 %. Це свідчить про можливість застосування такої методики для розрахунку реальних конструкцій, що піддаються дії повторних навантажень.

В табл. 5.3 наведені результати порівняння експериментальної несучої здатності залізобетонних балок, підсилених композитними стрічками при дії однократного навантаження за даними інших авторів із теоретичними величинами, визначеними згідно запропонованої методики.

Таблиця 5.3 Експериментальна та теоретична несуча здатність залізобетонних балок, підсилених композитною арматурою при дії однократного навантаження за даними інших авторів

Автор	Назва балки	Вид підсилення	Експериментальний згинальний момент	Теоретичний згинальний момент	$\delta = \frac{M_{ULS}^{teor} - M_{ULS}^{exp}}{M_{ULS}^{exp}}$
			$M_{ULS}^{exp}$ , кН×м	$M_{ULS}^{teor}$ , кН×м	$\delta$ , %
Мурін	1БП-2-1	Стрічка	27	27,75	2,8
	1БП-3-1		27	27,75	2,8
	1БП-4-1		25,9	27,75	7,1

	1БП-5-2		20,8	25,67	23,4
	1БП-6-2		27,2	25,67	- 5,6
	1БП-7-3		22,7	24,75	9
	1БП-8-4		22,1	24,29	9,9
	2БП-2-2		22,9	28,29	23,5
	2БП-3-3		23,7	27,3	15,2
	2БП-4-4		22,1	26,75	21
Климпуш	II-БПС-1	Стрічка	35,75	38,67	8,2
	II-БПС-2		44	38,67	- 12,1
	III-БПС-2		49,5	40,47	-18,2

В розрахунках використані експериментальні фізико-механічні характеристики матеріалів, що були наведені в роботах [41, 52]. Решта необхідних характеристик взяті із норм проектування [31, 33].

З табл. 5.3 видно, що дана розрахункова методика має достанню збіжність із більшістю експериментальних даних. Для деяких зразків розрахунки показали розбіжність до 23 %, що є суттєвою. Проте в роботах [41, 52] зазначається, що при випробовуванні підсилених дослідних балок спостерігалось проковзування стрічки підсилення в системі анкерування, що могло призвести до зниження їх експериментальної несучої здатності.

## 5.8 Розрахунок підсилення залізобетонного ригеля перекриття критого ринку

Потрібно підсилити залізобетонний ригель перекриття критого ринку, в якому через перевищення допустимої ширини розкриття нормальних тріщин зкородувало 25 % внутрішньої сталеві арматури (рис. 5.5). Геометричні розміри ригеля 300×650×5600 мм, максимальний згинальний момент від зовнішнього навантаження посередині прольоту  $M_{Ed} = 590$  кН×м. Дана конструкція

заармована: розтягнутою арматурою із 4 Ø 20 А 400С, стиснутою із 2 Ø 12 А 400С. Бетон класу С 25/30. Ригель експлуатується в умовах малоциклових навантажень із верхнім рівнем  $0,6 M_{ULS}$ .

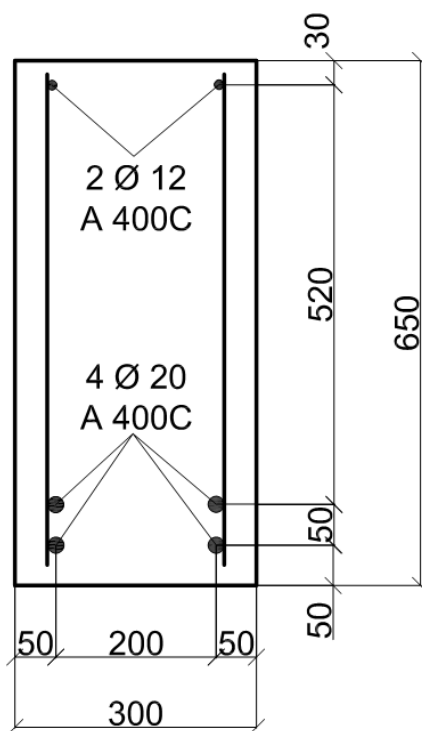
Дано:  $M_{Ed} = 590$  кН×м;  $\eta_{cyc} = 0,6$ ;  $\lambda_{cl,cyc} = 0,192$ ;  $k_f = 0,85$ ;  $\alpha_f = 1,0$ .

Бетон класу С 25/30:  $f_{cd} = 17$  МПа;  $E_{cd} = 25 \times 10^3$  МПа;  $\varepsilon_{cl} = 176 \times 10^{-5}$ ;  $\varepsilon_{cu1} = 355 \times 10^{-5}$ .

Арматура класу А 400С:  $A_{s1} = 2,26$  см<sup>2</sup>;

$0,75 \times A_{s2} = 9,42$  см<sup>2</sup>;  $f_{yd} = 400$  МПа;

$E_s = 21 \times 10^4$  МПа.



Параметри перерізу:  $h = 0,65$  м;  $b = 0,3$  м;

$\alpha_{s1} = 0,03$  м;  $\alpha_{s2} = 0,05$  м.

Параметри стрічки Sika CarboDur S:  $f_f = 3100$  МПа;  $E_f = 16,5 \times 10^4$  МПа;  $\varepsilon_{fy} = 500 \times 10^{-5}$ .

Параметри полотна Sika Wrap:  $f_{fy} = 150$  МПа;  $E_f = 2,8 \times 10^4$  МПа;  $t_f = 0,001$  м.

Рис. 5.5 Поперечний переріз ригеля

На першому кроці наближення приймається приведена робоча висота перерізу підсиленого ригеля по середині між центром ваги внутрішньої сталеві  $d_s$  та зовнішньої композитної  $d_f$  арматури (рис. 5.6):

$$d_{red(1)} = d_s + \frac{d_f - d_s}{2} = 0,575 + \frac{0,6505 - 0,575}{2} = 0,613 \text{ м,}$$

де  $d_s = h - a_{s2} - \frac{a}{2} = 0,65 - 0,05 - \frac{0,05}{2} = 0,575$  м,

$$d_f = h + \frac{t_f}{2} = 0,65 + \frac{0,001}{2} = 0,6505 \text{ м.}$$

Значення  $z_{cyc(1)}$  для початку можна прийняти як  $0,5d_{red(1)}$ :

$$z_{cyc(1)} = 0,5 \cdot d_{red(1)} = 0,5 \cdot 0,613 = 0,306 \text{ м.}$$

Після проведення розрахунку на ЕОМ, методом підбору встановлено кінцеве значення  $d_{red(1)} = 0,583 \text{ м}$ ,  $z_{cyc(1)} = 0,263 \text{ м}$ .

Далі визначаємо за формулою (5.27) розрахункове значення міцності бетону на стиск після повторних навантажень:

$$f_{cd,cyc} = 17(1 + 0,483 \cdot 0,6 - 0,556 \cdot 0,6^2) = 18,52 \text{ МПа.}$$

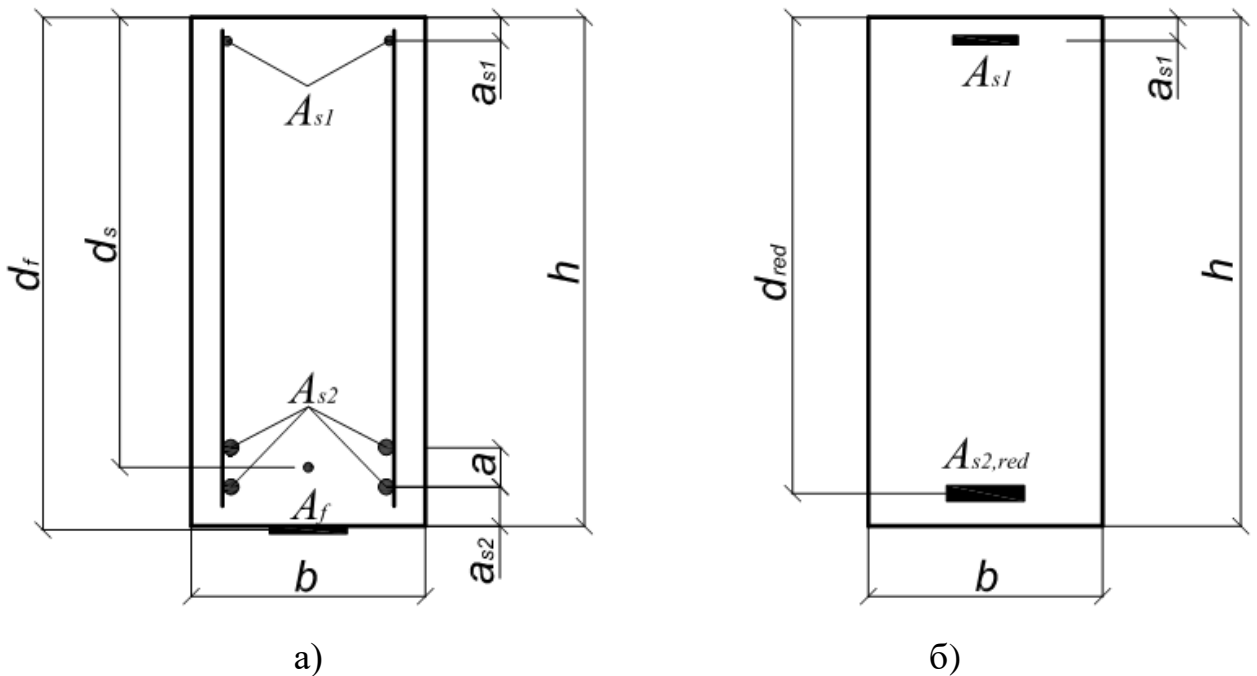


Рис. 5.5 До визначення робочої висоти перерізу: а) – реальний переріз підсиленого ригеля; б) – приведений переріз підсиленого ригеля

Параметри  $\varepsilon_{c1,cyc}$  та  $\varepsilon_{cu1,cyc}$  будуть знаходитись із формул (5.24) та (5.25) відповідно:

$$\varepsilon_{c1,cyc} = [235 - 81/(1 + 7,75 \cdot 10^{-4} 18,52^2)] \cdot 10^{-5} = 171 \times 10^{-5},$$

$$\varepsilon_{cu1,cyc} = [235 + 320/(1 + 18,52^3 \cdot 6 \cdot 10^{-5})] \cdot 10^{-5} = 466,7 \times 10^{-5}.$$

За формулами (5.8) та (5.9) визначаємо:

$$\varepsilon_{s1(1)} = \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_{s1}) = \frac{466,7 \times 10^{-5}}{0,263} (0,263 - 0,03) = 413,4 \times 10^{-5},$$

$$\varepsilon_{s2,red(1)} = \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{z_{cyc(1)}} (d_{red(1)} - z_{cyc(1)}) = \frac{466,7 \times 10^{-5}}{0,263} (0,583 - 0,263) = 567,8 \times 10^{-5}.$$

Модуль пружнопластичності бетону після впливу повторних навантажень буде обчислюватись за формулою (5.28):

$$E_{c,cyc} = 30,92 \cdot 10^3 (1 - 0,192 \cdot 0,6) = 27,36 \times 10^3 \text{ МПа},$$

де  $E_{c0,cyc} = 31403 + 160,15 \cdot 0,6 - 1600 \cdot 0,6^2 = 30,92 \times 10^3 \text{ МПа}.$

Значення коефіцієнтів полінома знаходяться за формулами (5.30), і будуть рівні:  $a_{1cyc} = 2,779$ ,  $a_{2cyc} = -2,867$ ,  $a_{3cyc} = 1,446$ ,  $a_{4cyc} = -0,406$ ,  $a_{5cyc} = 0,048$ .

Приведена площа поперечного перерізу робочої арматури знаходиться за формулою:

$$A_{s2,red(1)} = \frac{M_{Ed} - f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_{s1})^2}{\frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{z_{cyc(1)}} (d_{red(1)} - z_{cyc(1)})^2 \alpha_f E_s} =$$

$$= \frac{590 \cdot 10^3 - 18,52 \cdot 10^6 \cdot 0,3 \cdot 0,263^2 \cdot 0,358 + 2,26 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot \frac{466,7 \cdot 10^{-5}}{0,263} (0,263 - 0,03)^2}{\frac{466,7 \cdot 10^{-5}}{0,263} (0,583 - 0,263)^2 \cdot 1 \cdot 21 \cdot 10^{10}} =$$

$$= 10,66 \times 10^{-4} \text{ м}^2,$$

де  $\sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k = 0,358.$

Величина внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.31):

$$S_{c,cyc(1)} = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k =$$

$$= 18,52 \cdot 10^6 \cdot 0,3 \cdot 0,263 \cdot 0,735 = 1074 \text{ кН},$$

де  $\sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k = 0,735.$



Величина внутрішніх зусиль у стиснутій арматурі із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.12):

$$S_{s1(1)} = 2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 21 \cdot 10^4 \cdot 10^6 \cdot 413,4 \cdot 10^{-5} = 196,2 \text{ кН.}$$

Величина внутрішніх зусиль у розтягнутій арматурі із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.13):

$$S_{s2,red(1)} = 10,66 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 21 \cdot 10^4 \cdot 10^6 \cdot 567,8 \cdot 10^{-5} = 1271,1 \text{ кН.}$$

Перевіряємо виконання умови (5.34). Якщо відхилення  $t$  між правою та лівою частиною рівняння (5.34) лежить в межах  $0 < t \leq 5$ , то величина  $z_{cyc(1)}$  підібрана правильно. Якщо рівність не виконується, то необхідно її корегувати в більшу  $z_{(2)} = 1,02z_{(1)}$ , або в меншу  $z_{(2)} = 0,98z_{(1)}$  сторону.

$$t = \frac{S_{s2,red(1)} - (S_{c,cyc(1)} + S_{s1(1)})}{S_{s2,red(1)}} \cdot 100 = \frac{1271,1 - (1074 + 196,2)}{1271,1} \cdot 100 = 0,12 \text{ \%}.$$

Визначаємо граничний розрахунковий момент внутрішніх зусиль за формулою (5.38):

$$M_{S(1)} = 18,52 \cdot 10^6 \cdot 0,3 \cdot 0,263^2 \cdot 0,358 + 2,26 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot \frac{466,7 \cdot 10^{-5}}{0,263} (0,263 - 0,03)^2 + \\ + 10,66 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 21 \cdot 10^{10} \cdot \frac{466,7 \cdot 10^{-5}}{0,263} (0,583 - 0,263)^2 = 630,52 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Перевіряємо виконання умови (5.39):

$$M_{S(1)}(1 - 0,05) = 630,52 \cdot (1 - 0,05) = 599 \text{ кН} \times \text{м} > M_{Ed} = 590 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Отже, підсилений переріз може нести задане навантаження.

Якщо умова не виконується, то необхідно підсилювати стиснуту зону бетону ригеля.

Далі розглянемо два види підсилення:

*Підсилення за допомогою композитної стрічки Sika CarboDur S.*

Умовний розрахунковий опір на розтяг зовнішньої композитної стрічки буде обчислюватись за формулою (5.2):

$$f_{fy} = 500 \cdot 10^{-5} \cdot 16,5 \cdot 10^4 \cdot 10^6 = 825 \text{ МПа} < k_f \cdot f_f = 0,85 \cdot 3100 = 2635 \text{ МПа.}$$

За формулою (5.42) визначається необхідна площа композитної стрічки:

$$A_f = (10,66 \cdot 10^{-4} - 9,42 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{400}{825} = 0,603 \times 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Знаходимо реальну величину приведеної робочої висоти перерізу  $d_{red(2)}$ :

$$d_{red(2)} = \frac{S_{red}}{A_{s2,red(1)}} = \frac{6,224 \cdot 10^{-4}}{10,66 \times 10^{-4}} = 0,584 \text{ м},$$

де 
$$S_{red} = A_{s2} \cdot d_s + A_f \frac{f_{fy}}{f_{yd}} \cdot d_f = 9,42 \cdot 10^{-4} \cdot 0,575 + 0,603 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{825}{400} \cdot 0,65 = 6,224 \times 10^{-4} \text{ м}^3 -$$

статичний момент приведеної робочої арматури відносно осі, що проходить по верхній грані перерізу.

Знаходимо відхилення  $t$  між  $d_{red(1)}$  та  $d_{red(2)}$ , якщо воно лежить в межах  $0 < t \leq 5$ , то приведена робоча висоти перерізу підібрана правильно:

$$t = \frac{d_{red(1)} - d_{red(2)}}{d_{red(1)}} \cdot 100 = \frac{0,583 - 0,584}{0,583} \cdot 100 = -0,17 \text{ \%}.$$

Якщо умова не виконується, то необхідно її корегувати:

$$d_{red(3)} = d_{red(1)} \pm \frac{d_{red(1)} - d_{red(2)}}{2}.$$

Приймаємо із сортаменту [118] стрічку Sika Carbodur S-812, площа поперечного перерізу якої  $A_f = 0,72 \times 10^{-4} \text{ м}^2$ .

Використовуючи блок-схему наведену на рис. 5.2, можна знайти кінцеву несучу здатність підсиленого перерізу.

Приведена площа поперечного перерізу робочої арматури визначається за формулою (5.1):

$$A_{s2,red} = 9,42 \cdot 10^{-4} + 0,72 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{825}{400} = 10,91 \times 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Знаходимо кінцеву величину приведеної робочої висоти перерізу  $d_{red}$ :

$$d_{red(2)} = \frac{6,382 \cdot 10^{-4}}{10,91 \times 10^{-4}} = 0,585 \text{ м},$$

де 
$$S_{red} = 9,42 \cdot 10^{-4} \cdot 0,575 + 0,72 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{825}{400} \cdot 0,65 = 6,382 \times 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Приймаємо для початку  $z_{cyc(1)}$  таке ж, як і для знаходження необхідної площі підсилення  $z_{cyc(1)} = 0,263$  м. Після розрахунку на ЕОМ, методом підбору встановлено кінцеве значення  $z_{cyc(1)} = 0,266$  м.

За формулами (5.8) та (5.9) визначаємо:

$$\varepsilon_{s1(1)} = \frac{466,7 \times 10^{-5}}{0,266} (0,266 - 0,03) = 414 \times 10^{-5},$$

$$\varepsilon_{s2,red(1)} = \frac{466,7 \times 10^{-5}}{0,266} (0,585 - 0,266) = 560 \times 10^{-5}.$$

Величина внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.31):

$$S_{c,cyc(1)} = 18,52 \cdot 10^6 \cdot 0,3 \cdot 0,266 \cdot 0,735 = 1086 \text{ кН}.$$

Величина внутрішніх зусиль у стиснутій арматурі із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.12):

$$S_{s1(1)} = 2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 21 \cdot 10^4 \cdot 10^6 \cdot 414 \cdot 10^{-5} = 196,5 \text{ кН}.$$

Величина внутрішніх зусиль у розтягнутій арматурі із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.13):

$$S_{s2,red(1)} = 10,91 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 21 \cdot 10^4 \cdot 10^6 \cdot 560 \cdot 10^{-5} = 1283 \text{ кН}.$$

Перевіряємо виконання умови (5.34). Відхилення  $t$  лежить в межах  $0 < t \leq 5$ , тому величина  $z_{cyc(1)}$  підібрана правильно:

$$t = \frac{1283 - (1086 + 196,5)}{1283} \cdot 100 = 0,039 \%.$$

Визначаємо граничний розрахунковий момент внутрішніх зусиль за формулою (5.38):

$$M_{S(1)} = 18,52 \cdot 10^6 \cdot 0,3 \cdot 0,266^2 \cdot 0,358 + 2,26 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot \frac{466,7 \cdot 10^{-5}}{0,266} (0,266 - 0,03)^2 +$$

$$+ 10,91 \times 10^{-4} \cdot 1 \cdot 21 \cdot 10^{10} \cdot \frac{466,7 \cdot 10^{-5}}{0,266} (0,585 - 0,266)^2 = 634,8 \text{ кН} \times \text{м}.$$

## 5.9 Висновки

1. Зважаючи на тенденцію останніх років до використання старих будівель в нових сучасних напрямках промисловості та народного господарства, гостро постає питання їх реконструкції. Процес реконструкції таких будівель тісно пов'язаний із необхідністю підсилення старих несучих конструкцій новими сучасними методами. Одним з таких методів є підсилення згинальних залізобетонних елементів композитними стрічками.
2. В даній роботі удосконалено існуючу методику розрахунок несучої здатності згинальних залізобетонних елементів за деформаційною моделлю, застосувавши її до підсилених зовнішньою композитною арматурою конструкцій.
3. Враховано дію малоциклового навантаження при розрахунку підсилених згинальних залізобетонних елементів за нормальними перерізами.
4. Проведені порівняння експериментальної та теоретичної несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою за дії на них однократного та малоциклового навантаження, обчислені за запропонованими рекомендаціями. Величина відносної похибки експериментальних та теоретичних даних становить - 4 – 9 %, що свідчить про можливість застосування даного розрахунку на практиці.
5. Розраховано та запроектовано підсилення композитною стрічкою залізобетонного ригеля перекриття критого ринку при дії на нього малоциклових навантажень із використанням запропонованої удосконаленої методики.

## РОЗДІЛ 6. СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА

### 6.1 Техніко-економічне порівняння варіантів кранів

Вибір найбільш ефективного монтажного крану проходить в два етапи. Спочатку підбір двох-трьох кранів ведуть по технічних характеристиках, а вже далі ці крани порівнюються в економічному плані.

Доцільніше вибрати крани з різною ходовою частиною і обладнанням. Наприклад, краще порівнювати стрілові крани на гусеничному ході зі стріловими кранами на пневмоколісному ході; приставні баштові крани з самохідними баштовими кранами. Вибрані по технічних характеристиках крани повинні бути близькі по вантажопідйомності.

Порівняння по економічних параметрах різних монтажних кранів проводиться по величині питомих приведених витрат на 1 т змонтованих конструкцій.

Основні показники техніко-економічного порівняння кранів:

- тривалість монтажних робіт;
- трудомісткість монтажу конструкцій;
- кошторисна собівартість монтажу конструкцій;
- питомі капітальні вкладення на придбання кранів;
- приведені витрати монтажу конструкцій.

По факторам технічного порядку (розміри будівлі в плані та по висоті, маса, габаритні розміри та розташування збірних елементів будівлі) визначаємо необхідні параметри крана: монтажну висота підйому, необхідний виліт стріли:

а) по мінімальному вильоту стріли можуть бути змонтовані: з/б колони вагою 7,5 т, та металева арка вагою 2,95 т.

Для монтажу цих конструкцій вибираємо гусеничний кран по даним (справочное пособие “строительные крани”) ваизначаємо необхідну висоту підйому:

Для колони:

$$H_a = 500 + 12350 + 1100 + 2000 = 16450 \text{ мм, де}$$

500 – висота необхідна для зведення колони;

12350 – довжина колони;

1100 – висота траверси;

2000 – висота необхідна для розстроповки.

Для арки:

$$H_a = 12350 + 500 + 6000 + 2000 + 2000 = 22850 \text{ мм, де}$$

6000 – висота арки;

2000 – висота траверси;

2000 – висота необхідна для розструповки.

б) для підйому прогонів приймаємо гусеничний кран. Параметри крана визначаємо графічним методом. Для цього намалюємо контури споруди (торгівельного павільйону) осі розташування підйомних елементів, та вісь стріли крана. Для монтажу прогонів використовуємо траверси з напівавтоматичними стропами.

Висота головки крана визначається за формулою:

$$H_{кр} = 12350 + 6000 + 500 + 340 + 3200 + 1500 = 25490 \text{ мм,}$$

Висота підйому гака крана:

$$H_k = 25,49 - 1,5 = 23,99 \text{ м, де}$$

1,5 – віддаль до крана.

Для монтажу розглянутих конструкцій підбираємо за технічними параметрами для порівняння два крани:

1. СКГ-25 виліт стріли=30м.
2. МКГ -20 виліт стріли=32,5м.

Використаємо остаточний вибір крана на основі економічного порівняння та аналізу.

Визначаємо кошторис роботи крана:

$$C = E + \frac{\varepsilon * T_k}{T_{кр}} + \varepsilon_{зм} * T_k, \text{ де}$$

E - одночасові затрати, затрати на транспортування крана, його монтаж-демонтаж та пробний пуск (грн).

$\varepsilon$  - річні амортизаційні обчислення на повне відтворення вартості та капітальний ремонт грн.

$T_k$  - час роботи крана на об'єкті, змін.

$T_{кр}$  - нормативний час роботи крана в рік.

$\varepsilon_{зм}$  - змінні експлуатаційні витрати на ремонт, вартість змінної оснастки, вартість енергоресурсів та заробітної плати машиністів крана.

Визначаємо години роботи крана на монтажних роботах (див. таблицю 6.1).

Таблиця 6.1 Затрати машинного часу на виконання робіт

№ з/п	Назва робіт	К-ть елем.	Працеемн. маш.змін
1	Монтаж колон	14	1
2	Монтаж арок	7	3,3
3	Монтаж прогонів	114	4,7
Всього			9

Вихідні дані для кранів СКГ-25, МКГ-20 зведемо в таблицю 6.2.

Таблиця 6.2 Вихідні дані експлуатації кранів

Марка крана	$T_{пр}$ (змін)	Е грн.	$\epsilon_{зм}$ грн.
СКГ-25	410	87,8	36,2
МКГ-20	410	74	26,9

Знаходимо собівартість СКГ-25:

$$C_1 = 87,8 + \frac{3629 * 9}{410} + 36,2 * 9 = 493,2 \text{ грн.}$$

Знаходимо собівартість МКГ-20:

$$C_2 = 74 + \frac{4226 * 9}{410} + 26,9 * 9 = 410,87 \text{ грн.}$$

На основі проведеного техніко-економічного порівняння двох варіантів монтажних кранів, для виконання монтажних робіт приймаємо гусеничний кран МКГ-20, який є більш економічніший при експлуатації.

Більш детальну характеристику кранів див. лист 8.

## РОЗДІЛ 7. ОБГРУНТУВАННЯ ЕКОНОМІЧНОЇ ЕФЕКТИВНОСТІ

### 7.1 Розрахунок вартості реконструкції критого ринку

Відомість підрахунку обсягів робіт є вихідним документом для визначення кошторисної вартості об'єкта будівництва. Обсяги робіт підраховуються до кошторисів технічних проектів і для робочих креслень в одиницях виміру кошторисних норм. Точний підрахунок обсягів робіт, а також чітке визначення характеристики конструкцій дає можливість найбільш точно визначити кошторисну вартість будівництва. Враховуючи, що основним документом для будівництва служить кошторис, складений до технічного проекту, питання правильного визначення обсягів робіт і характеристики конструкції набуває особливо важливого значення.

Обсяг робіт, трудомісткість, потреба в машинозмінах, чисельність робітників і часу виконання робіт зроблений в таблиці 7.1 (додаток Д).

Кошторисний розрахунок реконструкції критого ринку зроблено з використанням програмного продукту "СМЕТА", дана програма підтримує розрахунок кошторисної документації у відповідності з вимогами ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 та "Правила визначення вартості будівництва".

Кошторисна документація наведена в додатку 1.

### 7.2 Техніко-економічні показники реконструкції критого ринку

На основі проведених розрахунків в локальних кошторисах і об'єктному, а також з врахуванням витрат: адміністративних, витрат на покриття ризику, витрат на покриття інфляційних коливань та інші непередбачувані витрати. Також суми кошторисного прибутку та ПДВ і податку на прибуток доцільно відобразити в основних техніко-економічних показниках реконструкції критого ринку (табл. 7.1).

Таблиця 7.1 – Техніко-економічні показники об'єкта

Найменування	Од. вим.	Значення
1. Кошторисна вартість будівельних робіт	млн.грн.	2,741



3. Будівельний об'єм наново зведеної частини будівлі	м <sup>3</sup>	4569
4. Кошторисна вартість 1 м <sup>3</sup> наново зведеної частини будівлі	грн.	666
5. Загальні працезатрати по будівництву	люд-дн.	1791
6. Працезатрати 1 м <sup>3</sup>	люд-дн.	0,4
7. Рівень механізації БМР	%	51
8. Степінь збірності	%	4
9. Виробітка	грн/ люд- дн.	145
10. Нормативна тривалість будівництва	міс.	7
11. Запланована тривалість будівництва	міс.	6

## РОЗДІЛ 8. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

### 8.1 Техніка безпеки при виконанні земляних робіт при реконструкції фундаментів

На майданчику, призначеному для будівництва торговельного павільйону залягають суглинки тугопластичні з  $\gamma = 18.2 \text{ кН/м}^2$  і  $\varphi = 17^\circ$ . Ґрунтові води зустрічаються на глибині 6 м.

Згідно проекту виробництва робіт на майданчику передбачено розробку котловану глибиною 1.8 м з об'ємом винятого ґрунту  $V = 4727.45 \text{ м}^3$ . Згідно ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві» дозволяється виробка котловану без кріплення на глибину 1.5 м. Для безпечного виконання робіт проектуємо анкерне кріплення.

До початку проведення земляних робіт необхідно мати:

- схему розбивки котловану з нанесенням існуючих підземних комунікацій;
- дозвіл на проведення земляних робіт від Держелектромережі та інших організацій;
- ходові візирки для перевірки проектних відміток дна котловану;
- проект на виробництво земляних робіт.

Земляні роботи проектуються в дві стадії:

- підготовчі роботи;
- безпосередня розробка котловану.

До початку проведення будівельних робіт проектуються тимчасові під'їзні дороги, геодезична розбивка осей будинку, огороження будівельного майданчика, встановлення обноски з винесенням вертикальних відміток осей котловану, організація під'їздів для обслуговування екскаватора, доставка механізмів на об'єкт, освітлення будівельного майданчика.

Безпосередня розробка котловану проектується екскаватором Э – 652.

До початку роботи всі машини повинні бути справні, а всі помічені неполадки - усунені.

Всі робітники, які будуть задіяні при проведенні земляних робіт проходять спеціальний інструктаж з техніки безпеки.

Екскаватор під час роботи встановлюється на спланований майданчик і для запобігання самовільного переміщення закріплюється переносними опорами.

Під час роботи екскаватора забороняється:

- знаходитись під його ковшем;
- виконувати роботи з боку забою;
- перебувати стороннім особам в радіусі дії екскаватора плюс 5 м.

Під час перерв в роботі, незалежно від її причини і тривалості, стрілу екскаватора слід відвести в бік від забою, а ковш опустити на землю. Очистку ковша проводити лише після опущення його на землю.

Навантаження ґрунту на автосамоскиди виконується лише з боку заднього чи бокового борту.

При виявленні на будівельному майданчику непередбачених планом підземних споруд, комунікацій, вибухонебезпечних предметів, земляні роботи слід зупинити до визначення характеру виявлених споруд, комунікацій чи предметів.

## 8.2 Розрахунок кріплення котловану

### 8.2.1 Розрахунок анкерних паль

Розрахункова висота стінки  $H=1.8$  м, відстань між палями  $b = 1.5$  м; анкерні схватки закріплені від верха стінової панелі на відстані  $h = 0.6$  м (рис. 7.1а). Визначаємо тиск ґрунту на 1 м:

$$Q = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 1.61 \text{ м / м.}$$

Повне навантаження на палю:

$$P = Qb = 1.61 \cdot 1.5 = 2.42 \text{ м.}$$

Це навантаження розподіляється по висоті палі по закону трикутника з основою:

$$P = \gamma \varphi H^2 \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) b = 2.7 \text{ м.}$$

Тому в даному випадку палю можна розглядати як балку на двох опорах (рис. 7.1б).

Знайдемо зусилля  $R_A$ , яке сприймається анкерною схваткою:

$$R_A = \frac{HP}{3l_2} = \frac{1.8 \cdot 2.42}{3 \cdot 1.2} = 1.21 \text{ т.}$$

Згинальний момент в перерізі С-С (рис. 7.1б):

$$M_{\max} = R \cdot x - \frac{P'(x-b)^3}{6H} = 1.21x - 0.25(x+0.6)^3$$

Максимальний згинаючий момент буде там, де поперечна сила  $Q = 0$  або  $x$  визначається з умови:

$$\frac{dM}{dx} = 1.21 - 3 \cdot 0.25(x+0.6)^2 = 0.$$

$$\text{Звідси } x = \sqrt{\frac{1.21}{3 \cdot 0.35}} - 0.6 = 0.67 \text{ м.}$$

$$M_{\max} = 1.21 \cdot 0.67 - 0.25(0.67 - 0.6)^3 = 0.298 \text{ Т} \cdot \text{м} = 29800 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$W_{\text{взг}} = \frac{M_{\max}}{R_u} = \frac{29800}{110} = 270.9 \text{ см}^3;$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 270.9}{\pi}} = 14 \text{ см.}$$

де  $R_u$  – розрахунковий опір деревини стиску вздовж волокон ( $R_u = 130 \cdot 0.65 = 110 \text{ кг/см}^2$  – оскільки кругла паля має врізки).

З СНиП II-в4-62 (Вимоги безпеки при влаштуванні виробів з деревини, пластмаси та іншої похідної сировини.) (табл.4 і 6) допустиме напруження на зминання під шайбами  $R'_{\text{зми}} = 40 \cdot 0.85 = 34 \text{ кг/см}^2$ , що більше фактичного  $R'_{\text{зми}} = 30.25 \text{ кг/см}^2$ .

Перевіряємо роботу хомута на розтяг.

Площа хомута, що працює на розтяг під дією сили:

$$F_{\text{нето}} = 2 \cdot 0.5 \{4 - 2\} = 2 \text{ см}^2.$$

$$\text{Напруження на розтяг в хомуті } R'_p = \frac{R_A}{F_{\text{нето}}} = \frac{1210}{2} = 605 \text{ кг/см}^2.$$

Нормативний опір розтягу сталі марки Ст3 приймаємо  $2300 \text{ кг/см}^2$ , з врахуванням коефіцієнта умов роботи матеріалу  $R_p = 2300 \cdot 0.8 = 1840 \text{ кг/см}^2$  що значно перевищує розрахункове напруження  $R'_p = 605 \text{ кг/см}^2$ .

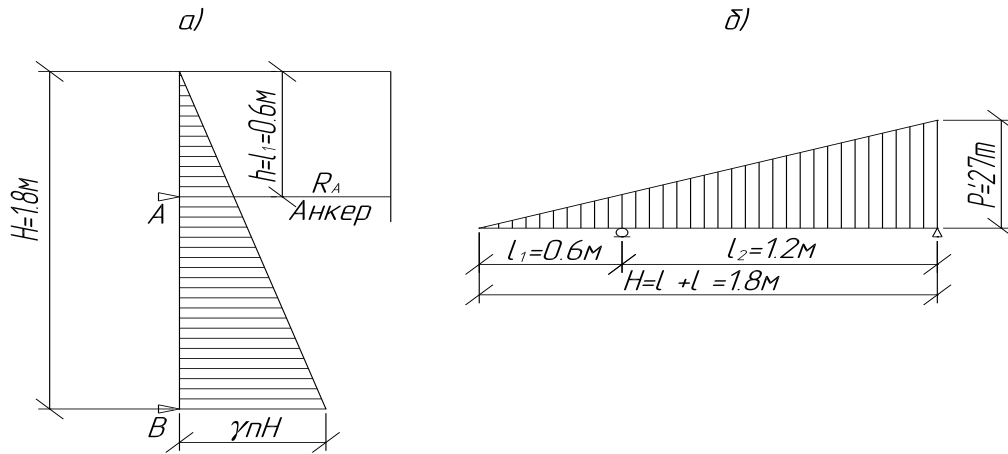


Рис. 8.1 До розрахунку анкерних паль

### 8.2.2 Розрахунок обшивки бокових стінок

Розрахунок ведемо виходячи із припущення, що тиск ґрунту на стінку розподіляється по трикутнику. Для спрощення розрахунку припускаємо, що нижня дошка навантажена по закону трикутника з основою  $\sigma_{max} = \gamma n (H + h)$ .

Тиск на пластину  $P = \sigma_{max} d$ .

Для обшивки використовуємо довгі дошки, які опираються на кілька рейок, тоді дошки розраховуються як нерозрізна балка, що лежить на декількох опорах і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

Максимальний момент, що згинає дошку:

$$M_{max} = 0.08 P b^2 = 0.08 \cdot 239 \cdot 1.5^2 \cdot 100 = 4302 \text{ кг}\cdot\text{см},$$

$$\text{де } P = \sigma_{max} d = 1820(1.8 + 0.6)0.547 \cdot 0.1 = 239 \text{ кг/м}.$$

$$W = \frac{M_{max}}{R_u} = \frac{4301}{110} = 39.1 \text{ см}^3;$$

$$t = \frac{6W}{100} = \frac{6 \cdot 39.1}{100} = 2.5 \text{ см}.$$

Приймаємо для обшивки бокових стінок дошки із сосни довжиною  $l = 6 \text{ м}$  і розмірами поперечного перерізу  $100 \times 25 \text{ мм}$ .

### 8.2.3 Розрахунок анкерних схваток

Анкерні схватки з'єднуються з стіновими панелями хомутами з полосової сталі розмірами 5 x 40 мм і закріплюються двома болтами діаметром 20 мм. Найбільш слабе місце в схватці – місце зминання дерева болтами. Розтягуючи зусилля  $R_A = 1.21$  т.

Площа зминання дерева болтами:

$$F_{зми} = 2dd_{схв} = 2 \cdot 2 \cdot 10 = 40 \text{ см}^2,$$

де  $d_{схв}$  - діаметр круглої дерев'яної схватки (приймаємо  $d_{схв} = 10$  см),

$d$  – діаметр болтів.

Визначаємо напруження в дерев'яній схватці на зминання торця:

$$R'_{зми} = \frac{R_A}{F'_{зми}} = \frac{1210}{40} = 30.25 \text{ кг/см}^2.$$

Згідно СНиП II-V4-62 (Вимоги безпеки при влаштуванні виробів з деревини, пластмаси та іншої похідної сировини) розрахунковий опір деревини на стиск і зминання вздовж волокон  $R_{зми} = 130 \text{ кг/см}^2$ . Приймаємо по табл. 6 коефіцієнт 0.85, що враховує умови роботи, визначаємо допустиме напруження на зминання:

$R_{зми} \cdot 0.85 = 130 \cdot 0.85 = 110 \text{ кг/см}^2$ , що значно перевищує розрахункове напруження  $R'_{зми} = 30.25 \text{ кг/см}^2$ . Площа зминання палі сталним хомутом:

$$F_{зми} = 4 \cdot 10 = 40 \text{ см}^2.$$

$$R_{зми} = \frac{R_A}{F'_{зми}} = \frac{1210}{40} = 30.25 \text{ кг/см}^2.$$

### 8.3 Техніка безпеки при виконанні електрозварювальних робіт

При виконанні електрозварювальних робіт необхідно дотримуватися вимог ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», ГОСТ 12.3.003-86 (Електрозварювальні роботи), ГОСТ 12.03.036-84 (Газозварювальна обробка металу), а також вимог "Правил техніки безпеки і виробничої санітарії при електрозварювальних роботах".

Перед початком електрозварювальних робіт перевіряємо справність заземлення електрозварювальних апаратів, ізоляцію зварювальних проводів електротримачів, наявність резинового коврика чи дерев'яної решітки на робочому місці. Зварювальні агрегати при перервах повинні бути відключені від

джерела струму. Зачищати електроди при включеному апарату забороняється. Забороняється проводити електродугове зварювання на відстані ближче ніж 10 м від місць зберігання вогненебезпечних і вибухонебезпечних речовин та матеріалів.

Робоче місце електрозварювальника огорожується щитами висотою 1.8 м.

Зварювальні роботи проводити в брезентовому спецодязі і щитком обладнаним світлофільтром. Світлофільтри марки ЭС-500, розраховані на силу струму 500 А. Підсобний персонал, що обслуговує електрозварювальні роботи забезпечується захисним склом марки ВЭС-3. Скло темно-зеленого кольору, вправлене в оправу.

Брезентова куртка одягається на випуск, а штани в взуття не заправлені. На одязі не повинно бути складок і розривів тканини. Для запобігання загорання одяг оберігається від промаслювання.

Для підведення струму до електрозварювальних апаратів і електротримачів проектом передбачене застосування ізольованих гнучких кабелів, розрахованих на надійну роботу при максимальних електричних навантаженнях. З'єднання зварювальних проводів проводиться зварюванням, пресовкою, пайкою. Підключення кабелів до зварювального обладнання проводиться при допомозі припаяних кабельних наконечників. При переміщенні зварювальних проводів приймаються заходи направлені на запобігання пошкодження їх ізоляції, контакту з водою, металевими конструкціями.

Металеві частини електрозварювального обладнання, які не знаходяться під напругою, а також зварювальні вироби і конструкції на період проведення електрозварювальних робіт заземлити.

При відсутності навісу над місцем проведення електродугового зварювання під час дощу роботу припинити.

#### **8.4 Медичний захист населення**

Заходи запобігання або зменшення ступеня ураження людей, своєчасного надання медичної допомоги постраждалим та їх лікування, забезпечення

епідеміологічного благополуччя в зонах НС техногенного та природного характеру повинні здійснюватись відповідно до вимог статті 36 Кодексу цивільного захисту України від 2 жовтня 2012 р. №5403-УІ та передбачати:

- планування і використання існуючих сил та засобів закладів охорони здоров'я незалежно від форм власності і господарювання;
- введення в дію Національного плану соціально-психологічних заходів при виникненні та ліквідації НС техногенного та природного характеру;
- розгортання в умовах НС техногенного та природного характеру необхідної кількості лікувальних закладів;
- завчасне застосування профілактичних медичних препаратів та санітарно-епідеміологічних заходів;
- контроль за якістю харчових продуктів і продовольчої сировини, питної води і джерелами водопостачання;
- контроль за станом атмосферного повітря та опадів;
- завчасне створення і підготовку спеціальних медичних формувань;
- накопичення медичних засобів захисту, медичного та спеціального майна і техніки;
- контроль за станом довкілля, санітарно-гігієнічною та епідемічною ситуацією;
- підготовку медичного персоналу та загальне медико-санітарне навчання населення.

Для надання безоплатної медичної допомоги постраждалим від НС техногенного та природного характеру громадянам, рятувальникам та особам, які беруть участь у ліквідації наслідків НС техногенного та природного характеру, діє Державна служба медицини катастроф як особливий вид державних аварійно-рятувальних служб. Лікування та психологічне відновлення даних категорій людей проводиться у санаторно-курортних закладах, при яких створені центри медико-психологічної реабілітації

Медичний захист населення і територій охоплює цілу низку організаційних заходів. Про них йдеться при підготовці відповідних фахівців. Нагальним є питання індивідуального захисту та вміння застосовувати прийоми та засоби медичної допомоги при виникненні таких потреб. Розглянемо наступне питання:



## Медичні засоби індивідуального захисту правила їх застосування

Медичний захист населення є складовою частиною комплексу медичних заходів цивільного захисту. Він має за мету на основі прогнозування можливої небезпеки для здоров'я людей попередити або послабити дію факторів ураження на них іонізуючого випромінювання, отруйних речовин й бактеріальних засобів шляхом проведення спеціальних профілактичних заходів з застосуванням медичних засобів захисту, а також організації санітарно-гігієнічних і протиепідемічних заходів.

Застосування медичних засобів захисту може знизити або попередити вплив на людей окремих факторів ураження надзвичайних ситуацій, особливо при дії особового складу сил ЦЗ в осередках ураження (зараження). За певних умов застосування цих засобів може підвищити ефективність інших способів захисту (в ході розосередження і евакуації населення, при укритті у захисних спорудах тощо).

Разом з тим, не можна орієнтуватися лише на один спосіб захисту, яким би надійним він не був. У кожному конкретному випадку перевагу слід надавати тому з них, який найбільш відповідає обстановці, що склалася. Завдання полягає у тому, щоб підготувати і у випадку необхідності застосувати будь-який або одночасно усі у комплексі способи захисту і досягти тим самим якомога більш надійного захисту населення.

Медичні засоби захисту призначені для профілактики і надання допомоги населенню, що потерпіло від надзвичайних ситуацій. За їх допомогою можна урятувати життя більшій кількості людей, повністю попередити або значно знизити розвиток уражень у них, підвищити стійкість організму людини до дії ураження радіоактивними, отруйними речовинами і бактеріальними засобами.

Для профілактики ураження сильнодіючими отруйними речовинами та надання першої медичної допомоги у надзвичайних ситуаціях використовуються табельні засоби - індивідуальна аптечка АІМЗ (та її аналоги), індивідуальний протихімічний пакет ППП-8 та індивідуальний перев'язувальний пакет ППП.

До медичних засобів захисту належать:

- радіозахисні препарати;
- засоби захисту від дії отруйних речовин - антидоти;

- протибактеріальні засоби (антибіотики, вакцини, сироватки тощо).

Радіозахисні препарати призначаються для профілактики уражень іонізуючими випромінюваннями і послаблення проявів променевої хвороби.

Антидоти - специфічні протиотрути; використовуються для профілактики ураження людей отруйними речовинами. У випадку їх раннього застосування досягається високий ефект.

Протибактеріальні препарати - засоби профілактики інфекційних захворювань.

Вказані вище медичні засоби захисту включаються в основному до аптечок індивідуальних (АІ).

Вони містять препарати: радіозахисні - засоби №1 і 2; засіб, що використовується при отруєнні фосфорорганічними речовинами (ФОР); засіб проти блювоти; протибактеріальні засоби №1 і №2. Передбачено включення і протибольового засобу. В АІ-2 мається інструкція щодо порядку застосування медичних засобів.

До медичних засобів захисту відносяться: пакет перев'язувальний медичний (ПП), що складається із стерильної пов'язки для надання допомоги при пораненнях і опіках; індивідуальний протихімічний пакет (ПП-8), призначений для надання само- і взаємодопомоги при ураженні отруйними речовинами. За його допомогою проводять часткову спеціальну обробку безпосередньо після ураження або сильнодіючими отруйними речовинами.

Профілактика ураження населення, надання першої медичної допомоги людям в осередках ураження, а після цього і лікарської допомоги з використанням усіх медичних засобів захисту покладаються на формування і заклади медичної служби ЦЗ. У той же час враховується необхідність у будь-якій складній обстановці надавати першу допомогу в осередках ураження, як правило, у найкоротші строки, що вимірюються хвилинами. Цього можна досягти лише при активній участі самого населення через само- і взаємодопомогу. З урахуванням цього усе населення навчається відповідним прийомам.

Слід відмітити, що якими б ефективними не були медичні засоби захисту, все ж таки першорядного значення набуває попередження потрапляння радіоактивних і отруйних речовин, а також бактеріальних засобів в організм людини.

Застосування індивідуальних засобів медичного захисту попереджує ураження людини, послаблює вплив на неї деяких факторів. Наприклад, дотримання правил особистої гігієни і застосування антибактеріальних засобів (антибіотиків, вакцин тощо) запобігає інфекційним захворюванням.

Своєчасно накладена на рану або місце опіку стерильна пов'язка - це не лише надання медичної допомоги, але й засіб попередження ускладнень.

У першу чергу медичними засобами захисту забезпечуються особовий склад формувань, робітники і службовці об'єктів, що розташовані в категорійних містах, а також населення міст та інших населених пунктів, які потрапляють у зони ураження хімічно небезпечних об'єктів та АЕС.

У другу чергу засобами медичного захисту забезпечується інше населення категорійних міст, жителі населених пунктів, що розташовані у зонах можливого руйнування і все населення міст та інших населених пунктів, на території яких розташовані категорійні об'єкти народного господарства.

У третю чергу медичними засобами захисту забезпечується усе інше населення, включаючи жителів сільських населених пунктів.

Медичні засоби захисту видаються населенню при загрозі виникнення надзвичайних ситуацій, при цьому треба знати, хто і де їх буде отримувати.

Після отримання аптечки необхідно перевірити її комплектність і вивчити правила користування нею за інструкцією. Не рекомендується розкривати аптечку без необхідності, перекладати і розкривати пенали з таблетками. Не можна порушувати герметичність упаковки перев'язувального і протихімічного пакетів.

Отримані медичні засоби зберігаються у населення до особливого розпорядження керівництва цивільного захисту. Невикористані пакети і аптечки здаються на склад у встановленому порядку. При загрозі надзвичайних ситуацій медичні засоби індивідуального захисту повинні завжди перебувати у готовності до використання у будь-яку хвилину.

Зберігання і підтримування у готовності медичних засобів захисту, призначених для особового складу формувань, робітників і службовців, інших категорій працюючого населення, учнів, студентів покладається на керівників ЦЗ об'єктів, а для іншого населення - на начальників ЦЗ міст і районів.

Медичні засоби захисту зберігаються як безпосередньо на об'єктах господарської діяльності, так і на складах резерву у позаміській зоні.

Найважливішою вимогою, що ставиться до організації використання цих засобів, є забезпечення можливості найшвидшого їх застосування у випадку необхідності.

Для цього засоби, що зберігаються безпосередньо на об'єктах, закріплюються за тими особами, для яких вони призначені, і повинні знаходитися у постійній готовності до видачі у мінімально короткі строки як у мирний час, при аваріях і катастрофах, так і при загрозі нападу ворога.

Планами ЦЗ (плани дій у НС) визначений порядок видачі формуванням і населенню медичних засобів захисту при введенні відповідних ступенів готовності ЦЗ. Разом з тим ці засоби можуть видаватися і до введення певного ступеня готовності розпорядчим порядком у відповідності з вказівками органів управління з питань надзвичайних ситуацій та цивільного захисту населення.

Пакет перев'язувальний медичний (ІПП) промисловістю випускається трьох типів: індивідуальний, звичайний, першої допомоги з однією подушечкою і першої допомоги з двома подушечками. Розрізняються вони за способом упакування, кількістю подушечок і розмірами.

Індивідуальними перев'язувальний пакет складається з бинту, двох ватно - марлевих подушечок, чохла і шпильки. Розкривши пакет, виймають бинт і стерильні подушечки так, щоб не торкатися їх внутрішнього боку руками. Подушечки накладаються внутрішньою стороною на поранену поверхню, при наскрізних пораненнях - на вхідний і вихідний отвори і прибинтовують, кінець бинту закріплюють шпилькою.

Аптечка індивідуальна (АІМЗ). Практика показує, що при вивченні аптечки індивідуальної вона повинна бути в руках у тих, хто вчиться. У ній міститься набір медичних засобів, що розподілені по гніздах. Розмір аптечки складає: 90x100x20 мм. Маса - 130 г.

Аптечка індивідуальна містить медичні засоби захисту і призначена для надання допомоги, самодопомоги, взаємодопомоги при пораненнях і опіках (для зняття болю) і попередження або послаблення уражень фосфорорганічними отруйними речовинами, бактеріальними засобами і радіоактивними речовинами.

Протибольовий засіб знаходиться у гнізді №1 і у шприца-тюбика. На наш час це гніздо резервне. Шприц-тюбик застосовується при переломах, значних ранах і опіках. При його застосуванні додержуються наступних правил: правою рукою візьміться за корпус шприца-тюбика, а лівою - за ребристий обідок корпусу; обертальним рухом правої руки поверніть корпус проти годинникової стрілки; лівою рукою зніміть з голки ковпачок; тримаючи, шприц-тюбик голкою догори, видушити з неї повітря до появи першої краплі на кінчику голки; не торкаючись голкою руками, введіть її у м'які тканини стегна або руки, у верхню частину сідниці і видушіть вміст шприца-тюбика; не розтискаючи пальців витягніть голку; пришилить шприц-тюбик до одягу на грудях. В екстрених випадках укол робити через одяг. Засоби для попередження отруєння фосфорорганічними ОР (антидоти) знаходиться у гнізді №2 у круглому пеналі червоного кольору. Приймають його за сигналом аварії на хімічно небезпечному об'єкті або загрози хімічного зараження – 1 таблетку. Після цього одразу ж одягають протигаз. При появі і наростанні ознак отруєння слід прийняти ще одну таблетку. Повторно приймати препарат рекомендується не раніше, ніж через 5-6 годин.

Протибактеріальний засіб №1 розміщується у гнізді № 5 у двох однакових чотиригранних пеналах без пофарбування. Приймати слід у випадку загрози ураження бактеріальними засобами, при інфекційному захворюванні, а також при пораненнях і опіках, Спочатку приймають вміст одного пеналу (одразу 5 таблеток), потім через 6 годин приймають вміст другого пеналу (також 5 таблеток).

Протибактеріальний засіб №2 знаходиться у гнізді №3 у великому круглому пеналі без пофарбування. Використовувати його слід при шлунково - кишкових розладах, що виникають після опромінення. У першу добу приймають 7 таблеток (за один прийом), а у наступні дві доби - по 4 таблетки.

Радіозахисний засіб №1 знаходиться у гнізді №4 у двох восьмигранних пеналах рожевого кольору. Цей препарат приймається за сигналом "Аварія на АЕС" і "Загроза радіоактивного забруднення" по 6 таблеток за 30-40 хвилин до входу на територію, забруднену радіоактивними речовинами або одразу ж по отриманні розпорядження управління (відділу) з питань надзвичайних ситуацій та цивільного захисту населення (штабу ЦЗ). Якщо тривалість перебування на

території, забрудненій радіоактивними речовинами, перевищує 55 годин, прийняти вміст ще одного пеналу (6 таблеток) тому, що тривалість дії ліків - 5-6 діб.

Радіоактивний засіб №2 знаходиться у гнізді №6 у чотиригранному пеналі білого кольору. Приймати його треба по одній таблетці щоденно протягом 10 днів після випадіння радіоактивних опадів при умові вживання в їжу свіжого молока. У першу чергу препарат давати дітям.

Засіб проти блювоти знаходиться у гнізді №7 у круглому пеналі голубого кольору. Одразу ж після опромінення, а також при появі нудоти, після ударів голови рекомендується приймати по одній таблетці через 3-4 години.

У деяких випадках знадобиться приймати одночасно декілька медичних засобів. Так, при перших ознаках гострої променевої хвороби окрім профілактичного прийому радіозахисного засобу №1 і протибактеріального засобу №2 у випадку появи нудоти приймається ще й засіб проти блювоти (гніздо №7). А при загрозі виникнення осередків комбінованого ураження фосфорорганічними отруйними речовинами і бактеріальними засобами виникає необхідність прийому у профілактичних цілях антидоту проти ФОР і протибактеріального засобу №1.

Можуть бути і інші варіанти прийому медичних засобів аптечки у залежності від конкретної обстановки.

Індивідуальний протихімічний пакет (ПП-8) призначається для обеззараження краплиннорідкими отруйними речовинами, що потрапили на шкіру, одяг і спорядження.

Пакет складається із складного флакону з розчином для дегазації і чотирьох ватно-марлевих тампонів. Коли необхідно, рідиною із флакону змочуються тампони і у першу чергу притираються відкриті ділянки шкіри (наприклад, кисті рук, обличчя), а потім краї коміру і манжети одягу, засоби індивідуального захисту і спорядження. При обробці рідиною може виникнути відчуття печії шкіри, яке швидко зникає і не впливає на самопочуття і працездатність. Рідина пакету отруйна - вона не повинна потрапити в очі. Рідина для дегазації здатна вбивати мікробів, тобто володіє дегазуючими властивостями: пакет може використовуватись і при зараженні бактеріальними засобами. Однак цільове його

призначення - це проведення часткової санітарної обробки при зараженні отруйними речовинами.

За відсутності індивідуального протихімічного пакету обеззаражувати краплиннорідкі отруйні речовини можна побутовими хімічними засобами. Щоб обробити шкіру дорослої людини, необхідно завчасно підготувати 1 л 3%-го перекису водню і 30 г гідроокису натрію. Їх змішують безпосередньо перед використанням. Гідроокис натрію можна замінити силікатним клеєм (150 г клею на 1 л 3%-го перекису водню). Спосіб застосування такий самий, як і рідини із протихімічного пакету. При поводженні з сухим натрієм треба слідкувати, щоб він не потрапив в очі і на шкіру.

Крім медичних засобів індивідуального захисту у надзвичайних ситуаціях не слід забувати про використання медичних засобів формувань (санітарних дружин), медичних пунктів, фельдшерських пунктів та медичних кабінетів підприємств.

## **РОЗДІЛ 9. ЕКОЛОГІЯ**

### **9.1 Актуальність охорони навколишнього середовища**

Будівництво - галузь народного господарства, що забезпечує зведення та реконструкцію житлових, громадських і виробничих будівель і споруд, створює базу для розвитку всіх галузей народного господарства. Воно базується на будівельній індустрії, яка є сукупністю підприємств і організацій та здійснюється в навколишньому природному середовищі, взаємодіє з ним і негативно на нього впливає. Початок третього тисячоліття знаменується завершенням формування світової ринкової економіки і водночас глобальним загостренням техно-економічних і екологічних проблем діяльності суспільства. Людство змушене перейти до ресурсозберігаючого виробництва і керуватися екологічними пріоритетами у взаємодії з природним середовищем.

Завдання та конструктивні програмні дії з охорони навколишнього середовища є невід'ємною складовою проектних робіт, починаючи від генеральної схеми розселення в масштабі країни, області, міста і закінчуючи проектами детального планування окремих елементів міста, реконструкції будівель і споруд. Це вимагає від містобудівника глибоких знань взаємозв'язків між об'єктами що проектуються, їхньої функціонально-просторової структури та екологічної ситуації, яка складається на території цих об'єктів.

Таким чином, еколого-економічні аспекти будівництва та архітектури стають актуальними і вимагають стратегічного бачення і врахування екологічного стану у всіх елементах міської екосистеми. Щоб не допустити руйнування навколишнього природного середовища, зберегти біологічне розмаїття і забезпечити пріоритет екології в усіх видах будівельної діяльності.

### **9.2 Види забруднень та заходи щодо екологічної безпеки на об'єкті**

Під час будівництва будівлі торговельного павільйону ведуться попередні роботи з метою рекультивації землі - знімання та зберігання родючого шару ґрунту для подальшого його використання. Частина земель яка була використана під час будівництва застосовують для благоустрою території, насадження дерев, квітів,



чагарників, а частину використовують для дорожнього будівництва, залишки відправляються районним аграрним господарством за домовленістю.

### *Машини і механізми на будівельному майданчику*

Як відомо жодне будівництво не може обійтися без використання різних видів машин і механізмів більшість з яких шкідливо впливає на навколишнє середовище. Шум безпосередньо супроводжує майже всі процеси які виконуються на будівельному майданчику. Оскільки будівля зводиться в межах житлової зони особливу увагу слід звертати на зниження шуму в джерелі його утворення. Шумове забруднення навколишнього середовища від транспортних засобів виходять далеко за межі будівельного майданчика (доставка до місця роботи матеріалів, конструкцій, обладнання і т.д). При перевезенні шум може з'явитися не тільки від самої машини, але й від недостатнього закріплення вантажу, із-за відсутності прокладок і т. д. Сильний шум чути з будівельної площадки, коли на ній працюють механізми з двигунами внутрішнього згорання, особливо компресори. Заходи які використовують для зниження шуму, це заміна пристроїв з двигунами внутрішнього згорання на електропровідні (компресори, екскаватори, бульдозери). При неможливості такої заміни встановлюють глушники на вихлопні труби машини з двигунами внутрішнього згорання, що знижує шум на 5 дБА в середньому.

Значною негативного впливу під час будівництва зазнає атмосферне повітря. Розглянемо деякі найбільш суттєві фактори його забруднення :

- пиління при розвантажувальних та завантажувальних роботах;
- робота автотранспорту з несправними двигунами;
- простоювання транспорту при завантажувальних та розвантажувальних роботах з ввімкненими двигунами;
- неорганізовані джерела викидів (в місцях зберігання сипучих будівельних матеріалів).

З метою зменшення впливу на атмосферне повітря, при будівництві, потрібно зводити до мінімуму дію всіх цих шкідливих факторів. Ефективність капітального будівництва залежить від суміжних підприємств, які поставляють сировину та продукцію, забезпечують будівництво електроенергією, водою, паром і т.д.

Всі види будівництва пов'язані один з одним єдиною технологічною ланкою та джерелами отримання сировини, це дозволяє краще вирішувати питання планування житлових районів, зведення автомобільних доріг, утилізації та переробки відходів. При цьому раціонально використовується сировина та матеріали, що веде до зменшення забруднюючих природу викидів. Самими ефективними та раціональними засобами по захисту повітряного середовища від викидів газу та пилу під час будівництва, являються технологічні заходи, які забезпечують виключення викидів шкідливих речовин, що досягається як покращенням самого технологічного процесу, так і герметизацію обладнання та апаратури. Герметичність обладнання - необхідна умова сучасного будівництва. При транспортуванні та збереженні сипучих будівельних матеріалів та порошкових будівельних матеріалів їх влаштовують в спеціально пристосованих складських приміщеннях.

Більшість будівельних механізмів і практично весь автотранспорт роблять на двигунах внутрішнього згорання. Склад вихлопних газів залежить від багатьох факторів, важливішим з яких являється вид та якість палива, тип двигуна, режим його роботи та навантаження, технічний стан та кваліфікація водія. Вважають, що справний, добре відрегульований двигун викидає в повітря в 10 раз менше окису вуглеводу, ніж несправний або не відрегульований. Також під час будівництва використовують механізми з дизельними двигунами замість карбюраторних бензинових. Це дозволяє використовувати більш дешеве паливо та знизити його витрати на 20-30 %. В нових дизельних двигунах відсутні характерні для цього типу двигунів задимленість, повільність та шумність.

### ***Значною проблемою після будівництва є утилізація відходів***

В теперішній час із всієї сировини, використаної для будівельних потреб лише декілька відсотків іде у відходи а інша частина переходить у продукцію, або використовується для будівництва доріг і т.д.

Під час будівництва будівлі торгівельного павільйону, на території будівельного майданчика та поблизу нього не допускається злив відроблених машинних масел та інших шкідливих речовин. На час будівництва на будмайданчику відводиться зона санітарно-технічного обслуговування. Сміття побутового характеру не допускається

закопувати або спалювати, необхідно підготувати яму для сміття, яку після закінчення будівництва вичищають, а сміття вивозять на смітник.

### **9.3 Заходи охорони навколишнього середовища**

Охорона навколишнього середовища від забруднення та руйнування забезпечується :

- встановлення чітких розмірів і меж будівельного майданчика;
- своєчасне влаштування проїздів і майданчиків з твердим покриттям;
- зберігання, перевезення і навантажувально-розвантажувальні роботи маломірних матеріалів у спеціальних місткостях і контейнерах;
- здійснення перевезень і складування товарних бетонів і розчинів у герметичних місткостях;
- організація механізованої заправки будівельної техніки і транспорту, а також збору відпрацьованого масла;
- збір забруднених поверхневих стоків через грязевідстійник та бензомасловловлювач, фільтр з випуском в колектор дощової каналізації;
- герметизація випусків систем господарсько-побутової та виробничої каналізації;
- максимальне збереження на території будівельного майданчика існуючих кущів, дерев і трав'яного покриву;
- завершення будівництва якісним прибиранням і благоустроєм території;
- влаштування газонів на вільній від забудови і мощення території;
- влаштування сміттезбірника контейнерного типу;
- заключення відповідних угод на утилізацію відходів виробництва спеціалізованими підприємствами.

## БІБЛІОГРАФІЯ:

1. Бабич В.Є. Напружено-деформований стан і міцність нерозрізних залізобетонних балок при одноразових та повторних навантаженнях: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / В.Є. Бабич // Рівне, 2004. – 215 с.
2. Бабич Є.М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень / Є.М. Бабич, Ю.О. Крусь // Монографія. – Рівне: РДТУ, 1999. – 119 с.
3. Бабич Є.М. Вплив тривалих і малоциклових навантажень на механічні властивості бетонів та роботу залізобетонних елементів: дис. докт. техн. наук: 05.23.01 / Є.М. Бабич // Рівне, 1995. – 392 с.
4. Бабич Є.М. Деструктивні особливості і малоциклова втомленість важкого бетону при малоцикловому стиску / Є.М. Бабич, Ю.М. Панчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2000. – Вип. 4. – С. 106 – 110.
5. Бабич Є.М. Міцність і деформативність важкого бетону при малоцикловому стисненні / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: УДУВГП, 2003. – Вип. 9. – С. 116 – 123.
6. Бабич Є.М. Прочність бетона после действия малоциклової сжимающей нагрязки / Є.М. Бабич, А.П. Погореляк // Известия вузов: Строительство и архитектура. – 1976. – № 4. – С. 33 – 36.
7. Бабич Є.М. Пружнопластичні характеристики бетону після повторного стискання на вітках розвантаження / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: УДУВГП, 2003. – Вип. 10. – С. 69 – 83.
8. Бабич Є.М. Работа элементов на поперечную силу при немногokrатно повторном нагружении / Є.М. Бабич, А.П. Погореляк, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1981. – № 6. – С. 8 – 9.
9. Бабич Є.М. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі / Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. // Рекомендації. – Рівне, 2005. – 37 с.

10. Бабич Є.М. Розрахунок несучої здатності поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів / Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2012. – Вип. 23. – С. 94 – 103.
11. Бамбура А.М. До аналітичного описання діаграми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванню // Будівельні конструкції: Збірник наукових праць. – Київ: НДІБК, 2002. – Вип. 57. – С. 31 – 34.
12. Бамбура А.Н. Развитие методов оценки напряжённно-деформированного состояния и несущей способности железобетонных конструкций на основе реальных диаграмм деформирования материалов // Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: Зб. тез Першої всеукраїнської наук.-техн. конф. – Київ, 1996. – С. 36 – 39.
13. Барашиков А.Я. Оценка технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений / Барашиков А.Я., Малышев А.Н. // К.: Віпол, 1998. – 232 с.
14. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будинків та споруд: Навчальний посібник. – Львів: НУ "Львівська політехніка", 2008. – 108 с.
15. Бондаренко С.В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. // М.: Стройиздат, 1990. – 250 с.
16. Борисюк А.П. Особенности работы керамзитобетонных и керамзитожелезобетонных элементов при одноцикловом и малоцикловом сжатии: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.П. Борисюк // Ровно, 1991. – 166 с.
17. Борисюк А.П. Расчет прочности за нормальными сечениями, жесткостью и трещиностойкостью железобетонных балок, усиленных композитными материалами на основе углепластиков в растянутой зоне / Борисюк А.П., Конончук А.П. // Строительство в прибрежных курортных регионах: Материалы 7-й международной научно-практической конференции. – Сочи: СГУ, 2012. – С. 84 – 88.
18. Борисюк О.П. Аналіз стану питання підсилення розтягнутої зони та розрахунку за нормальними перерізами згинальних залізобетонних елементів / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції,

- будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 452 – 458.
19. Борисюк О.П. Вплив анкерування композитної стрічки при підсиленні дослідних зразків згинальних елементів / Борисюк О.П., Конончук О.П., Собко Ю.М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 24. – С. 496 – 501.
  20. Борисюк О.П. Дослідження роботи підсиленних залізобетонних балок при дії малоциклових навантажень / Борисюк О.П., Конончук О.П., Мельник С.В., Петришин В.М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 404 – 410.
  21. Борисюк О.П. Жорсткість та тріщиностійкість згинальних залізобетонних елементів підсиленних вуглепластиками в розтягнутій зоні / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства: Материалы III международной научно-технической интернет-конференции. – Харьков: ХНАГХ, 2012. – С. 9 – 15.
  22. Борисюк О.П. Методика випробовування підсиленних згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ, ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74. – Книга 2. – С. 709 – 717.
  23. Борисюк О.П. Міцність, жорсткість та тріщиностійкість нормальних перерізів залізобетонних балок, підсиленних композитними матеріалами / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: НТУ, 2012. – Випуск 2 (32), Т.2. – С. 3 – 10.
  24. Борисюк О.П. Розрахунок необхідної площі підсилення згинальних залізобетонних елементів зовнішньою композитною арматурою при дії малоциклових навантажень / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. – Дн-вск: ГВУЗ "ПГАСА", 2012. – Вип. 65. – С. 82 – 88.
  25. Борисюк О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних згинальних елементів, підсиленних зовнішньою композитною

- арматурою за дії малоциклових навантажень / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Рекомендації. – Рівне, 2012. – 38 с.
26. Валовой О.І. Міцність залізобетонних балок, підсилених у розтягнутій зоні із бетонів на відходах збагачених залізних руд при малоциклових навантаженнях високих рівнів / О.І. Валовой, П.І. Герб // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2010. – Вип. 20. – С. 473 – 480.
27. Валовой О.І. Розрахунок прогинів залізобетонних балок, підсилених у розтягнутій зоні із бетонів на відходах збагачених залізних руд при малоциклових навантаженнях високих рівнів / О.І. Валовой, П.І. Герб // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С. 781 – 786.
- 28. Гнідець Б. Г. Реконструкція і підсилення мостів зі зміною статичної схеми і регулюванням зусиль // Збірник наукових праць : Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – Львів.: Каменярь, 2000. – Вип. 4. – С. 569 – 576.**
29. Гольшев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / Гольшев А.Б., Ткаченко И.Н. // К.: Логос, 2001. – 172 с.
30. Гольшев А.Б. Расчет и технические решения усиленных железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований/ А.Б. Гольшев, П.И. Кривошеев, П.М. Козелецкий // К.: Логос. – 2008. – 304 с.
31. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
- 32. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт и усиление несущих и ограждающих строительных конструкций и оснований промышленных зданий и сооружений. – К.: Госкомстрой Украины, 2002. – 80 с.**
33. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.– 166 с.

34. Кваша В.Г. Експериментальні дослідження і розрахунок витривалості, жорсткості і тріщиностійкості згинальних залізобетонних елементів при багаторазових навантаженнях / В.Г. Кваша, В.В. Левчич, І.В. Мельник // Проблеми теорії і практики будівництва: Збірник матеріалів конференції. – Львів: 1994. – Том 1. – С. 131 – 141.
35. Кваша В.Г. Експлуатаційний стан струнобетонних прольотних будов та ефективні способи їх розширення і підсилення / Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Собко Ю.М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 351 – 362.
36. Кваша В.Г. Обстеження та випробування автодорожніх мостів. – Львів, 2002. – 102 с.
37. Кваша В.Г. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішнім наклеєним композитним армуванням, на основі деформаційної моделі // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 363 – 371.
38. Кисилиер М.И. Изгибаемые железобетонные элементы с приклеенной внешней стальной листовой растянутой арматурой при воздействии статических нагрузок: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / М.И. Кисилиер // Москва: НИИЖБ, 1977. – 22 с.
39. Климпуш М.Д. Дослідження залізобетонних балок з багаторядною арматурою, підсилених композитними матеріалами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2001. – Вип. 7. – С. 252 – 260.
40. Климпуш М.Д. Дослідження витривалості залізобетонних балок зі зварною каркасною арматурою, підсилених наклеєними вуглепластиками. / Климпуш М.Д., Кваша В.Г. // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: Збірник наукових праць. – Львів, 2007. – Вип. 7. – С. 621 – 632.
41. Климпуш М.Д. Міцність, витривалість та деформативність залізобетонних згинальних елементів, підсилених наклеєними композитними стрічками: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / М.Д. Климпуш // Київ, 2010. – 259 с.
42. Климпуш М.Д. Реконструкція залізобетонного автодорожнього моста з підсиленням балок приклеєними вуглепластиками / В.Г. Кваша, І.В. Мельник,



- М.Д. Климпуш // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2003. – Вип. 10. – С. 267 – 275.
43. Климпуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Климпуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270 – 276.
44. Коваль П.М. Дослідження конструкцій автодорожнього моста в умовах малоциклових навантажень / Коваль П.М., Полюга Р.І., Сташук П.М., Фаль А.Є. // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.: НТУ, 2006. – №73. – С.152 – 159.
45. Коваль П.М. Малоциклові навантаження в роботі автодорожніх мостів / Коваль П.М., Полюга Р.І. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 341 – 347.
46. Конончук А.П. Исследование по нормальным сечениям железобетонных балок усиленных разными методами // Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности: Материалы международной конференции молодых ученых. – Могилев: ГУ ВПО "Белорусско – Российский университет", 2010. – С. 121.
47. Конончук А.П. Экспериментальные исследования железобетонных балок усиленных композитными материалами / Конончук А.П., Довбака П.И. // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии: Материалы международной научно-технической конференции. – Могилев: ГУ ВПО "Белорусско – Российский университет", 2012. – Часть 2. – С. 99 – 101.
48. Конончук О.П. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 479 – 486.
49. Конончук О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів підсилених згинальних залізобетонних елементів при дії на них малоциклових навантажень. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2012. – Вип. 46. – С. 185 – 192.

50. Кузовчикова Е.А. Исследование влияния малоцикловых сжимающих воздействий на деформативность, прочность и структурные изменения бетона / Е.А. Кузовчикова, А.В. Яшин // Известия вузов: Строительство и архитектура. – 1976. – № 10. – С. 30 – 35.
51. Мальганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий / Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. // Атлас схем и чертжей. – Томск, 1990. – 320 с.
52. Мурин А.Я. Міцність, жорсткість і тріщиностійкість залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Я. Мурин // Львів, 2011. – 163 с.
53. Панчук Ю.М. Деформативність згинальних залізобетонних елементів при короткочасних малоциклових навантаженнях високих рівнів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 1996. – Вип. 1. – С. 105.
54. Панчук Ю.М. Дослідження деформацій стиснутого бетону і розтягнутої арматури залізобетонних балок зі змішаним армуванням при малоциклових навантаженнях високих рівнів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2000. – Вип. 5. – С. 226 – 235.
55. Панчук Ю.М. Робота згинальних залізобетонних елементів із змішаним армуванням при високих рівнях малоциклового навантаження: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Ю.М. Панчук // Львів, 2000. – 18 с.
56. Підвищення надійності підсилених залізобетонних конструкцій будівель і споруд. – Звіт про науково-дослідну роботу № 39 – дб (заключний). – Луцьк: ЛДТУ, 2000. – 103 с.
57. Погореляк А.П. Исследование работы железобетонных изгибаемых элементов на поперечную силу при многократно-повторных нагружениях: дисс. канд. техн. наук / А.П. Погореляк // Ровно, 1981. – 174 с.
58. Полюга Р.І. Тріщиностійкість залізобетонних балкових конструкцій автодорожніх мостів в умовах малоциклових навантажень: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Р.І. Полюга // Львів., **НУ "Львівська політехніка"**, 2006. – 18 с.
59. Смолянінов М.Ю. Підвищення міцності й тріщиностійкості залізобетонних елементів, підсилених акриловим полімеррозчином, при дії короткочасних

- статичних і багаторазово повторних навантажень: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / М.Ю. Смолянінов // Харків: УДАЗТ, 2007. – 23 с.
60. Смолянінов М.Ю. Підсилення залізобетонних елементів, що зазнають згину, акриловим полімеррозчином // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2005. – Вип. 12. – С. 432 – 439.
61. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
62. Ставров Г.Н. Прочность и деформативность бетона при повторно статических нагружениях / Г.Н. Ставров, В.В. Руденко, А.А. Федосеев // Бетон и железобетон. – 1985. – № 1. – С. 33 – 34.
63. Теническая карта материала. Идентификационный № 02040101 System Sika® CarboDur® Plates. Издание UA\_YS\_04/2011.
64. Теническая карта материала. Идентификационный № 020401020010000025 SikaWrap®-230 C/45. Издание UA\_YS\_04/2011.
65. Теническая карта материала. Идентификационный № 020401040010000001 Sikadur®-30. Издание UA\_YS\_04/2011.
66. Теническая карта материала. Идентификационный № 020401040010000004 Sikadur®-330. Издание UA\_YS\_04/2011.
67. Шагин А.Л. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров // Учебное пособие для строительных специализированных вузов. – М.: Высшая школа, 1991. – 352 с.
68. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс: Учебник для вузов. - 5-е изд., перераб. и доп..- М.: Стройиздат, 1975.-214 с.
69. Мандриков А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учебное пособие для техникумов. - М.: Стройиздат, 1989 - 560с.
70. ДБН В.2.6-163:2010 “Сталеві конструкції”, Держбуд України, 2010 – 96 с.
71. Проектирование железобетонных конструкций.: Справочн. Пособие / А. Б. Гольшев, В. Я. Бачинський и др./.; под ред. Гольшева. - К.: Будівельник, 1985. – 496 с.
72. Инженерные решения по охране труда в строительстве / Г.Г. Орлов, В.И. Булыгин, Д.В. Виноградов и др.; под ред. Орлова. - М.: Стройиздат, 1985.- 278с, ил. - (Справочник строителя).

73. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М.И. Горбунов - Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.; под редакцией Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. - М. : Стройиздат, 1985-480ст., ил. - (Справочник проектировщика).
74. ДСТУ-Н Б В.1.1-27: 2010. Строительная климатология. [Дата введения 2011-11-01]. / Мінрегіонбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 123 с.
75. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
76. ДБН В.2.1 – 10 – 2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ: Мінбуд України, 2010. – 98 с.
77. ДБН В.2.6-31:2006. Теплова ізоляція будівель. Київ: Мінбуд України, 2006. – 71 с.
78. ДБН В.2.5-28-2006. Інженерне обладнання будинків і споруд. Природне і штучне освітлення. Київ: Мінбуд України, 2006. – 65 с.
79. Строительные краны: Справочник / В.П. Станевский, В.Г. Машеенко, Н.П.Колесник; Под общ. редакцией В.П.Станевского. - 2-е изд., перераб. и доп. - К: Будивельник, 1989. - 296с: ил. - (Библиотека строителя).
80. Снежко А.П., Батура Г.М. Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование. - К.: Выща шк., 1991.-200с.:ил.
81. Методичні вказівки до оформлення курсових та дипломних проектів із залізобетонних конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» / Ковальчук Я.О., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 52 с.
82. ДБН В.2.5-13-98 "Пожежна автоматика будівель і споруд".
83. НАПБ А.01.001-2004 "Правила пожежної безпеки України".
84. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві
85. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні елементні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів.
86. ДБН Д.2.2-7- 99 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи, збірник 7 “Збірні залізобетонні конструкції”.
87. ДБН Д 1.1.1-2000 «Правила визначення вартості будівництва».

88. Методичні вказівки до виконання дипломних проектів спеціаліста та дипломних робіт магістра для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 "Промислове і цивільне будівництво" денної і заочної форми навчання / Ковальчук Я.О., Конончук О.П., Дубіжанський Д.І. – Тернопіль: ТНТУ, 2014. – 51 с.

# Додаток 1

---

Критий ринок  
(найменування будівництва)

**ЛОКАЛЬНИЙ КОШТОРИС № 1**  
на загальнобудівельні роботи по реконструкції критого ринку

Кошторисна вартість 1  
Нормативна трудоміст  
Кошторисна заробітна

Основа: робоче креслення

Складений(а) в теперішніх (прогнозованих) цінах станом на \_\_\_\_\_ 201\_ р.

№ п.п.	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і затрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.	
				Всього основної зароботної плати	експлуатації машин в тому числі зароботної плати	всього	основної заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8
		<b>1.ДЕМОНТАЖНІ РОБОТИ</b>					
1	E46-99	Розбирання основ під підлоги з бетону на гравії, м3	3,02	$\frac{2,18}{1,25}$	$\frac{0,93}{0,28}$	6,57	3,77
2	E46-37	Оббивання штукатурки з поверхонь стовбів, колон, пілястр	4,00	$\frac{4,10}{4,03}$	$\frac{0,06}{0,02}$	16,38	16,13
		цегляних і бетонних, 100 м2					
3	E46-79	Розбирання цегляних стін, м3	33,08	$\frac{1,70}{1,12}$	$\frac{0,58}{0,17}$	56,10	37,05
4	E46-95	Розбирання покрить даху з рулонних матеріалів, 100 м2	8,41	$\frac{2,62}{2,02}$	$\frac{0,61}{0,18}$	22,07	16,95
		Всього по розділу ДЕМОНТАЖНІ РОБОТИ				<b>101,13</b>	<b>73,90</b>
		<b>2. СТІНИ</b>					
1	E46-150	Тимчасові захисні загородження горизонтальні з настилом, 100 м2	1,33	$\frac{48,00}{13,31}$	$\frac{1,77}{0,53}$	63,84	17,71
2	E8-140	Конструкції з кам'яних легкобетонних без облицювання стін, при висоті поверху до 4 м, м3	637,1	$\frac{1,66}{0,60}$	$\frac{0,29}{0,09}$	1060,13	381,24
	E8-140	Вартість блоків, м3	590	15,75		9294,58	
3	E7-445	Вкладання перемичок масою до 0,3 т. при найбільшій масі	185	$\frac{0,09}{0,03}$	$\frac{0,05}{0,02}$	15,98	4,74

1	2	3	4	5	6	7	8
		монтажних елементів до 5 т та висоті будівель до 30 м, шт.					
	1299	Збірні конструкції, м3	18,17	22,36		406,25	
	т.1-4	Арматура класу А-II, кг	90,85	0,08		7,27	
4	E7-463	Встановлення панелей перекриття площею до 10 м2 с обпиранням на дві сторони при найбільшій масі монтажних елементів до 5т і висоті будівлі до 30 м, шт	70	$\frac{1,48}{0,45}$	$\frac{0,34}{0,12}$	103,26	31,14
	887	Збірні конструкції, м2	811,9	3,09		2509,76	
5	E7-502	Вкладання сходових майданчиків масою більше 1т при найбільшій масі монтажних елементів до 5т і висоті будівлі до 30м, шт	2	$\frac{1,12}{0,43}$	$\frac{0,61}{0,23}$	2,24	0,86
		Всього по розділу СТІНИ				<b>13702,84</b>	<b>446,63</b>
		<b>3. ПРОЙОМИ</b>					
1	E10-75	Встановлення віконних блоків в камяних стінах з роздільними перепльотами площею проїомів більше 2 м2, м2	117,9	$\frac{0,08}{0,37}$	$\frac{0,09}{0,03}$	122,64	43,40
	C409-1095	Блок віконний ОС18-21,шт	34	21,18		720,26	
2	E10-105	Встановлення внутрішніх дверних блоків в камяних стінах площею до 3 м2, м2	88,0	$\frac{0,47}{0,18}$	$\frac{0,11}{0,04}$	41,11	15,49
	C409-7671	Блок дверний ДГ21-10, шт	38	18,14		689,47	
		Всього по розділу ПРОЙОМИ				<b>1573,48</b>	<b>58,89</b>
		<b>4. ПОКРІВЛЯ</b>					
1	E10-70	Встановлення крокв, м3	125,0	$\frac{35,84}{4,03}$	$\frac{0,67}{0,20}$	4480,00	504,00
2	E10-71	Слухові вікна, шт.	6,0	$\frac{5,22}{1,12}$	$\frac{0,10}{0,03}$	31,30	6,72
3	E9-24	Монтаж покрівельного покриття з профільованого листа для будівель висотою до 20 м, 100 м2	11,16	$\frac{12,74}{5,79}$	$\frac{4,90}{51,64}$	142,13	64,64
		Всього по розділу ПОКРІВЛЯ				<b>4653,43</b>	<b>575,36</b>
		<b>5. ПЕРЕКРИТТЯ ГОРИЩНЕ</b>					
1	E12-289	Влаштування обклеювальної пароізоляції покритть в один шар з рубероїда РМ-	8,10	$\frac{15,97}{3,42}$	$\frac{0,42}{0,13}$	129,34	27,73



1	2	3	4	5	6	7	8
		350: на бітумній мастиці, 100 м2					
2	E12-284	Утеплення покрить легким пористим бетоном товщиною 250 мм, м3	202,5	$\frac{8,51}{0,41}$	$\frac{0,18}{0,05}$	1723,03	82,94
3	E12-299	Влаштування вирівнюючих цементних стяжок товщиною 15 мм, 100м2	8,10	$\frac{15,53}{2,45}$	$\frac{0,24}{0,07}$	125,76	19,80
4	E12-300	На змінення товщини цементної стяжки по розцінці 299, 100м2	8,10	$\frac{11,14}{0,14}$	$\frac{0,24}{0,10}$	90,20	1,17
		Всього по розділу ПЕРЕКРИТТЯ ГОРИЩНЕ				<b>2068,33</b>	<b>131,64</b>
		<b>6. ПІДЛОГИ</b>					
1	E11-14	Влаштування гідроізоляції на мастиці бітумній з рубероїду в один шар, 100 м2	0,84	$\frac{30,92}{10,69}$	$\frac{2,22}{0,67}$	25,97	8,98
2	E11-50	Влаштування тепло- і звукоізоляції з керамзиту, м3	7,85	$\frac{5,42}{0,58}$	$\frac{0,35}{0,10}$	42,58	4,52
3	E11-63	Вкладання лаг по плитах перекриття, 100 м2	2,51	$\frac{23,33}{4,54}$	$\frac{0,32}{0,10}$	58,55	11,41
5	E11-55	Влаштування стяжок цементних товщиною 20 мм, 100 м2	0,84	$\frac{21,17}{3,16}$	$\frac{0,30}{0,09}$	17,84	2,66
6	E11-57	Влаштування стяжок бетонних або легкобетонних товщиною 20 мм, 100 м2	0,84	$\frac{21,00}{4,64}$	$\frac{0,36}{0,11}$	17,64	3,90
7	E11-181	Влаштування покрить дощатих товщиною 28мм з шириною дошок 68 и 78мм, 100 м2	2,51	$\frac{129,60}{13,70}$	$\frac{1,22}{0,37}$	325,30	34,38
8	E11-209	Влаштування покрить на клеї "Бустилат" з линолеуму алкідного марки А, товщиною 5мм, 100 м2	3,14	$\frac{212,48}{13,95}$	$\frac{0,24}{0,07}$	667,18	43,81
		Всього по розділу ПІДЛОГИ				<b>1319,89</b>	<b>128,37</b>
		<b>7. ОЗДОБЛЕННЯ ВНУТРІШНЄ</b>					
1	E15-256	Покращена штукатурка всередині будівлі цементно-вапняним розчином по камені і бетону стін, 100 м2	15,29	$\frac{33,39}{14,85}$	$\frac{0,22}{0,13}$	510,56	227,03
3	E15-277	Штукатурка віконних і дверних відкосів по камені та бетону, 100 м2	1,14	$\frac{66,16}{34,24}$	$\frac{0,26}{0,07}$	75,42	39,03
4	E15-285	Насічка поверхні стін, 100 м2	15,29	$\frac{6,40}{-}$	-	97,86	97,86

1	2	3	4	5	6	7	8
				6,40	–		
5	E15-502	Клеєве фарбування всередині приміщень висотою до 4м покращена, 100 м2	14,86	$\frac{4,13}{2,18}$	$\frac{0,02}{0,01}$	61,34	32,34
7	E15-563	Покращене фарбування масляним розбілювачем по дерев'яній підлозі, 100 м2	2,51	$\frac{22,78}{8,90}$	$\frac{0,03}{0,08}$	57,19	22,33
11	E15-96	Облицювання внутрішніх стін кольоровими керамічними глазурованими плитками, 100 м2	2,40	$\frac{184,47}{38,08}$	$\frac{0,64}{0,19}$	442,74	91,39
		Всього по розділу ОЗДОБЛЕННЯ ВНУТРІШНЄ				<b>1865,02</b>	<b>783,32</b>
		<b>8. ОЗДОБЛЕННЯ ЗОВНІШНЄ</b>					
1	E15-224	Штукатурка фасадів високоякісним декоративним розчином по камені стін, 100 м2	11,14	$\frac{45,97}{27,52}$	$\frac{2,12}{0,04}$	512,08	306,57
2	E15-226	Штукатурка фасадів високоякісним декоративним розчином по камені відкосів при ширині до 200 мм, 100 м	3,20	$\frac{13,22}{9,92}$	$\frac{0,35}{0,11}$	42,29	31,74
		Всього по розділу ОЗДОБЛЕННЯ ЗОВНІШНЄ				<b>554,37</b>	<b>338,32</b>
		<b>9.ІНШІ РОБОТИ</b>					
1	E27-42	Влаштування одношарових основ товщиною 15см з щебню фракції 40-70 мм , 100 м2	1,21	$\frac{70,56}{0,56}$	$\frac{4,08}{1,32}$	85,38	0,68
2	E27-164	Влаштування покритть товщиною шару 4 см з гарячих дрібнозернистих асфальтобетонних сумішей М 1, 2, 100м2	1,21	$\frac{55,35}{0,67}$	$\frac{1,52}{0,57}$	66,98	0,81
		Всього по розділу ІНШІ РОБОТИ				<b>152,36</b>	<b>1,49</b>
		<b>Всього по розділам:</b>	–	–	–	<b>39990,91</b>	<b>7998,18</b>
		Поправка на з/плату а)основних буд. робітників	15 %			1199,73	1199,73
		б) робітників обслугов. машин	15 %			599,86	–
		<b>Всього ПЗ+Поправки</b>	–	–	–	<b>41790</b>	<b>9198</b>

1	2	3	4	5	6	7	8
		в т.ч. матеріали (41790-9198-6598)=25994 грн	—	—	—	25994	—
		Перерах. в теперішні ціни з/п основних буд. робітників 26,03x9198=239418 грн.	—	—	—	239418	—
		Експл. машин і мех-в 29,17x6598=192475 грн	—	—	—	192475	—
		Матеріали 28,13x25994=731218 грн	—	—	—	731218	—
		<b>Всього ПЗ в цінах 2014р.</b>	—	—	—	1163111	—
		Накладні витрати 118% від ФОП робітників буд. і мех-в 1,18(26,03x9198+29,17x4599)=440815 грн	—	—	—	440815	—
		Планові накопичення 85% від ФОП 0,85(26,03x9198+29,17x4599)=317536 грн	—	—	—	317536	—
		Кошт. вар-ть = =ПЗ+НР+ПН					—
		Кошт. вар-ть: 1163111+440815+317536=1921461 грн	—	—	—	1921461	—

**ЛОКАЛЬНИЙ КОШТОРИС № 2**  
**на санітарно-технічні роботи**

Кошторисна вартість 8  
Нормативна трудоміст  
Кошторисна заробітна

Основа: робочі креслення

Складений(а) в теперішніх (прогнозованих) цінах станом на \_\_\_\_\_ 201\_р.

№ п.п.	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і затрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість	
				Всього основної заробітної плати	експлуатації машин в т.ч. заробітної плати	всього	основної заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8
		Опалення на буд. об'єм будівлі, м3	4569	0,08	—	365	—
		Водопровід, м3	4569	0,11	—	512	—
		Каналізація, м3	4569	0,08	—	365	—
		Вентиляція, м3	4569	0,08	—	365	—
		Всього ПЗ, грн	—	—	—	1608	322
		Поправки до з/плати					
		а) основних буд. робітників	15 %	—	—	48	48
		б) робітників обслугов. машин	15 %	—	—	24	—
		<b>Всього ПЗ+Поправки</b>	—	—	—	1680	370
		в т.ч. матеріали (1680-370-265) =1045 грн	—	—	—	1045	—
		Перерахунок в теперішні ціни: з/п основних буд. робітників 26,03x370=9629 грн.	—	—	—	9629	—
		Експл. машин і мех-в 29,17x265=7738 грн	—	—	—	7738	—
		Матеріали 38,66x1045=40404 грн	—	—	—	40404	—
		<b>Всього ПЗ в цінах 2014р.</b>	—	—	—	57772	—
		Накладні витрати 118% від ФОП робіт. буд. і мех-в 1,28(26,03x370+29,17x185)=17729 грн	—	—	—	17729	—

1	2	3	4	5	6	7	8
		Планові накопичення 85% від ФОП 0,83(26,03x379+29,17x185)=12771 грн Кошт. вар-ть=ПЗ+НР+ПН Кошт. вар-ть: 57772+17729+12771=88271 грн	—	—	—	12771	—
			—	—	—	88271	—

Критий ринок

(найменування будівництва)

### ЛОКАЛЬНИЙ КОШТОРИС № 3 на електро-технічні роботи

Кошторисна вартість  
Нормативна трудомісткість  
Кошторисна заробітна

Основа: робочі креслення

Складений(а) в теперішніх (прогнозованих) цінах станом на \_\_\_\_\_ 201\_ р.

№ п.п.	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і затрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість	
				Всього основної заробітної плати	експлуатації машин в т.ч. заробітної плати	всього	основної заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8
		Електроосвітлення на будівельний об'єм споруди, грн	4569	0,08	—	365	—
		Електроустаткування, мЗ	4569	0,08	—	365	—
		Радіофікація, мЗ	4569	0,06	—	278	—
		Телефонізація, мЗ	4569	0,06	—	278	—
		Всього ПЗ, грн	—	—	—	1286	257
		Поправки до з/плати					
		а) основних буд. робітників	15 %	—	—	39	39
		б) робітників обслугов. машин	15 %	—	—	19	—
		Всього ПЗ+Поправки	—	—	—	1344	296
		в т.ч. матеріали (1344-296-212)	—	—	—	836	—

1	2	3	4	5	6	7	8
		=836 грн Перерахунок в теперішні ціни: з/п основних буд. робітників 26,03x296=7705 грн. Експл. машин і мех-в 29,17x212=6189 грн Матеріали 38,66x836=28170 грн <b>Всього ПЗ в цінах 2014 р.</b>	—	—	—	7705	—
		Накладні витрати 108% від ФОП роб. буд і мех-в 1,08(26,03x296+29,17x148)=14180 Грн Планові накопичення 60% від ФОП 0,60(26,03x296+29,17x148)=10215 грн Кошт. вар-ть=ПЗ+НР+ПН Кошт. вар-ть: 42064+14180+10215=66459 грн	—	—	—	14180	—
			—	—	—	10215	—
			—	—	—	66459	—

## ЛОКАЛЬНИЙ КОШТОРИС № 4 на придбання і монтаж устаткування

Кошторисна вартість  
Нормативна трудоміст  
Кошторисна заробітна

Основа: робочі креслення

Складений(а) в теперішніх (прогнозованих) цінах станом на \_\_\_\_\_ 201\_ р.

№ п.п.	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і затрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість	
				Всього основної заробітної плати	експлуатації машин в т.ч. заробітної плати	всього	основної заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8
		Вартість устаткування					

1	2	3	4	5	6	7	8
		(1921461+66459+88271)= =2076192 грн	0,12	2076192	—	249143	—
		Монтаж устаткування	0,15	249143	—	37372	—
		Всього ПЗ, грн	—		—	286515	57303
		Накладні витрати 90% від ФОП роб. буд і мех-в 0,9(28652+57303)=77359 грн	—	—	—	77359	—
		Планові накопичення 60% від ФОП 0,60(57303+28652)=51573 грн	—	—	—	51573	—
		Кошт. вар-ть=ПЗ+НР+ПН Кошт. вар-ть: 286515+77359+51573=415446 грн	—	—	—	415446	—
		Всього кошт. вар-ть з устаткуванням 249143+415446=664589 грн				664589	

**ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС**  
**на реконструкцію критого ринку**

Кошторисна вартість 2  
Нормативна трудоміст  
Кошторисна заробітна  
Розрахунковий вимір

Складений(а) в теперішніх (прогнозованих) цінах станом на \_\_\_\_\_ 201\_ р.

№ п/п	Номер кошторису і розрахунку	Найменування робіт і затрат	Кошторисна вартість, грн.				Всього
			Будівельних робіт	Монтажних робіт	Устаткув., меблів, інвентаря	Інших затрат	
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Локальний кошторис №1	Загальнобудівельні роботи	1921,461	–	–	–	1921,461
2	Локальний кошторис №2	Санітарно-технічні роботи	10% 8,827	90% 79,444	–	–	88,271
3	Локальний кошторис №3	Електротехнічні роботи	10% 6,646	90% 59,813	–	–	66,459
4	Локальний кошторис №4	Покупка і монтаж устаткування		415,446	249,143	–	664,589
		Всього по об'єкту:	1937	555	249	–	2741