

Міністерство освіти і науки України  
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій  
(повна назва факультету)  
Будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

# КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

## Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект торгово-розважального центру в Полтаві з дослідженням  
вогнестійкості несучих конструкцій

Виконав: студент \_\_\_\_\_ курсу, групи МБмз61  
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності)

	_____	<u>Шманько Н.Р.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Керівник	_____	<u>Чорномаз Н.Ю.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	_____	<u>Данильченко С.М.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри	_____	<u>Ясній В.П.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Рецензент	_____	_____
	(підпис)	(прізвище та ініціали)

Тернопіль  
2021

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

Факультет \_\_\_\_\_  
Кафедра Будівельної механіки  
Освітньо-кваліфікаційний рівень Магістр  
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія  
(шифр і назва)

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри Ясній В.П.

« \_\_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2021 р.

## **ЗАВДАННЯ НА ДИПЛОМНУ РОБОТУ МАГІСТРА**

Шманько Назар Романович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проект будівництва торгово-розважального центру в  
Полтаві з дослідженням вогнестійкості несучих конструкцій

Керівник проекту (роботи) Чорномаз Наталія Юріївна, к.т.н., старший викладач  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від « 06.09.2021 » року № 417-738 \_\_\_\_\_

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 15.12.2021р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Проектування торгово-розважального центру в  
Полтаві, розміри будівлі в плані 175.9 x 83,5м, висота будівлі 17.40 м, фундаменти пальові, тип  
стінового огороження цегляний товщиною 380 мм, перекриття - монолітна залізобетонна  
плита товщиною 200мм, покрівля – антисептована мастика МБК-Г65

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)  
Географічне положення ділянки, об'ємно-планувальні рішення, транспортний зв'язок,  
генеральний план, конструктивні рішення, санітарно-технічне обладнання, збір навантаження  
на несучі конструкції, розрахунок колони, розрахунок плити перекриття, визначення зусиль та  
підбір перерізів в стержнях ферм, заходи з охорони праці, безпека в надзвичайних ситуаціях

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)  
План благоустрою та озеленення; фасад в осях, план фундаментів, плани поверхів, розрізи,  
специфікація ел. фундаменту, геологічний розріз, генеральний будівельний план, опалубочне  
креслення ПМ2-1, армування ПМ2-1 вздовж цифрових осей, армування похилих  
перерізів, схема армування ПСм-1, розгортка ПСм-1 Армування колон Км 2.1, 2.2, 2.3, ферма  
Ф-1, схема розташування вертикальних та горизонтальних вязей, схема виконання робіт, схема  
організації робочого місця, сітковий графік, графік руху трудових ресурсів,

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Чорномаз Н.Ю, к.т.н., ст.. викладач		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Нормоконтроль	Данильченко С.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання «28»\_\_09\_\_2021\_\_р.

**КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН**

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Архітектурно-будівельне рішення	08.10.2021	
2	Розробка та оформлення креслень	14.10.2021	
3	Конструктивні рішення.	22.10.2021	
4	Інженерно-технологічні розрахунки	25.10.2021	
5	Збір навантаження на перекриття та покриття.	29.10.2021	
6	Розрахунок каркасу будівлі	10.11.2021	
7	Технологічно-будівельні рішення	12.11.2021	
8	Будгенплан	16.11.2021	
9	Охорона праці	20.11.2021	
10	Безпека в надзвичайних ситуаціях	30.11.2021	

Студент \_\_\_\_\_  
(підпис)

Шманько Н.Р. \_\_\_\_\_  
(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи) \_\_\_\_\_  
(підпис)

Чорномаз Н.Ю. \_\_\_\_\_  
(прізвище та ініціали)

## **Зміст**

<b>Вступ</b> .....	5
<b>Розділ 1. Архітектурно – будівельний</b> .....	7
1.1 Загальна характеристика ділянки .....	7
1.2. Кліматичні умови .....	7
1.3. Транспортна логістика .....	9
1.4. Інженерно-геологічні умови будівництва .....	9
1.5. Генеральний план, обґрунтування .....	11
1.6. Конструктивні рішення. Обґрунтування вибору.....	14
1.7. Теплотехнічний розрахунок стін .....	16
1.8. Обґрунтування вибору матеріалів та конструкцій для зведення комплексу.....	18
1.9. Архітектурно – художнє рішення .....	19
1.10. Санітарно - технічне обладнання .....	20
1.11. Висновки до розділу.....	21
<b>Розділ 2. Розрахунково – конструктивний</b> .....	22
2.1. Розрахунок монолітної плити перекриття .....	22
2.1.1. Статичний розрахунок плити .....	23
2.1.2. Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента .....	27
2.1.3. Розрахунок міцності похилих перерізів .....	35
2.2. Розрахунок перекриття за другою групою граничних станів .....	40
2.2.2. Розрахунок плити за деформаціями .....	49
2.3. Розрахунок колон .....	50
2.3.1. Визначення міцності перерізів колони .....	51
2.4. Розрахунку підпірної стінки .....	56
2.4.1. Статичний розрахунок .....	57
2.4.2 Аналіз стійкості конструкції .....	58
2.5. Розрахунок підпірної стіни .....	59
2.6. Розрахунок ферми покриття.....	65

2.6.1. Розрахунок прикріплень у вузлах ферми.....	67
2.7. Висновки до розділу .....	69
<b>Розділ 3. Науково – дослідний.....</b>	<b>70</b>
3.1. Моделювання напружено-деформівного стану монолітної стіни при пожежі....	
3.2. Результати розрахунку.....	70
3.3. Висновки до розділу.....	72
<b>Розділ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях .....</b>	<b>73</b>
4.1. Система управління охороною праці у будівельній галузі.....	73
4.2. Безпека в надзвичайних ситуаціях .....	75
<b>Загальні висновки .....</b>	<b>77</b>
<b>Бібліографія .....</b>	<b>78</b>

## Вступ

Технологія монолітного будівництва вважається однією з найпрогресивніших. Монолітний технологічний процес у будівельній сфері практично не має обмежень, тобто він застосовується як до зведення висотних багатоповерхівок, так і до реалізації невеликих приватних проектів.

З конструктивних міркувань та економічної доцільності для розробленого у кваліфікаційній роботі проекту торгово-розважального центру у Полтаві, обрано монолітний каркас будівлі.

Ідеальної будівельної технології не існує, але переваги зведення монолітів є набагато вагомішими за недоліки.

**Актуальність теми.** Будівництво багатофункціонального комплексу у м. Полтава здатно забезпечити сучасні вимоги та потреби населення, а також комфортного відпочинку людей. Дана кваліфікаційна робота показує широкі межі застосування нових технологічних процесів у монолітному будівництві та застосування програмних комплексів для розрахунку.

**Мета роботи:** Розробка торгово-розважального центру в м. Полтаві з дослідженням вогнестійкості несучої конструкції.

**Об'єктом дослідження** є монолітна стіна в умовах виникнення значного температурного навантаження (пожежі).

**Предметом дослідження** є особливості деформування та величини внутрішніх зусиль при дії температурних навантажень.

**Доцільність** проведення досліджень викликана тим, що отримані результати досліджень дадуть можливість підвищити стійкість та надійність окремих будівельних конструкцій при виникненні пожеж.

Відповідно до поставленої мети потрібно вирішити такі завдання:

1. Розробити об'ємно-планувальні рішення будівництва відповідно до умов на відведеній ділянці у м. Полтава.
2. Розробити конструктивні рішення щодо несучих елементів конструкцій.
3. Розробити скінченно-елементу модель досліджуваної конструкції

4. Визначити характер деформацій та величини внутрішніх зусиль.
5. За результатами проведених розрахунків дати висновок щодо подальшої експлуатації конструкції.
7. Розробити заходи з охорони праці, техніки безпеки під час зведення торгівельно-розважального комплексу.

**Методи досліджень.** При вирішенні поставлених завдань застосовуються методи чисельного моделювання, в тому числі моделювання методом скінченних елементів.

**Наукова новизна.** Вдосконалена методика моделювання залізобетонних конструкцій при дії температурного навантаження. Отримала подальший розвиток методика визначення внутрішніх зусиль при дії температурних навантажень.

**Практичні результати роботи** можуть використовуватися проектними організаціями при виконанні міцнісних розрахунків та визначенні вогнестійкості несучих конструкцій. Результати порівняльного аналізу можуть застосовуватися для оцінки ефективності проектних рішень. Наведена в роботі методика моделювання може використовуватися в навчальному процесі при підготовці студентів за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія».

**Апробація результатів** Окремі результати роботи доповідались на X Міжнародній науково-практичній конференції молодих учених та студентів (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 24-25 листопада 2021 року.)

**Публікація результатів** магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

**Ключові слова:** залізобетон, вогнестійкість, пожежа.

## РОЗДІЛ 1

### Архітектурно-будівельний

#### 1.1. Загальна характеристика ділянки

Проектторгово-розважального центру буде реалізовано у Полтаві. Ділянка відведена під будівництво має площу 2,6 га. Рельєф майданчика спокійний. Містобудівних вимог до ділянки під будівництво комплексу дотримано, а також приписів щодо санітарних вимог.

#### 1.2. Кліматичні умови

Місто Полтава відноситься до III кліматичної зони. Район будівництва у зоні з нормальним режимом вологості. Комплекс відповідає I класу капітальних будівель.

Проект розроблено згідно кліматичних даних:

Температурні дані січня близько 6,9 градусів Цельсія, таблиця 2 [1].

Температурні дані липня близько 20,4 градусів Цельсія, таблиця 2 [1].

Дані по опадах ( за рік ) близько 638 мм.

Відносна вологість у зимовий період близько 82%.

Відносна вологість у літній період близько 71%.

Ґрунт промерзає на глибину 165 см, [1].

Прийнято характеристичні значення навантажень:

навантаження від вітру  $W_0 = 500$  кПа, [2];

навантаження від снігу  $S_0 = 1340$  кПа, додатку Е [2];

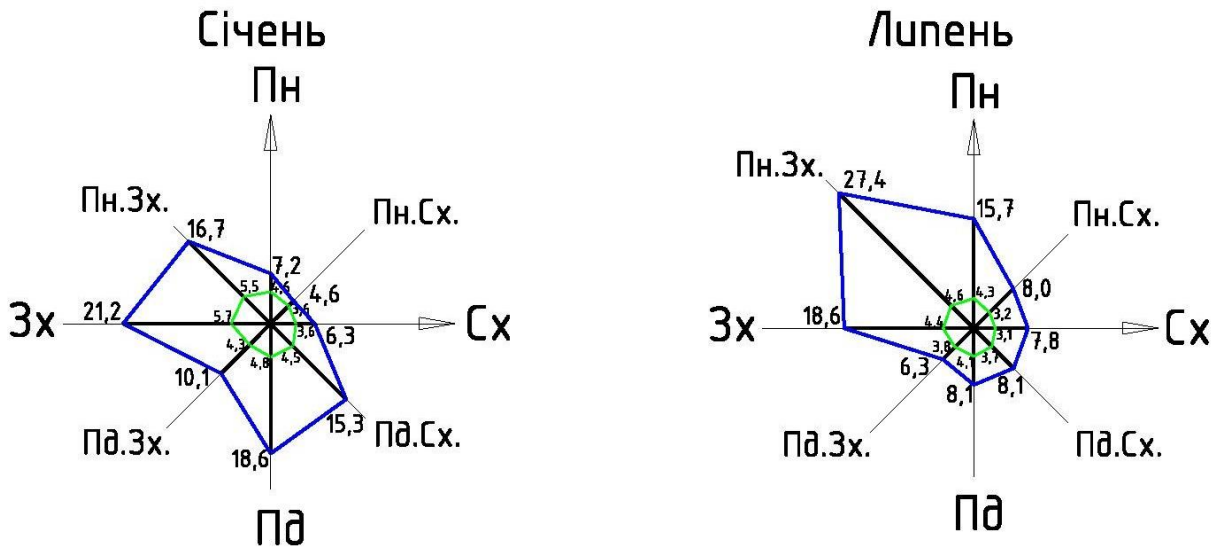
Вітровий режим характеризується основним напрямком вітру, та максимальною швидкістю. Основний напрямок вітру: зима, літо – північно-західний.

Найбільше значення швидкості вітру:

зима 6,8 м/с, [2];

літо 4,9 м/с, [2].





— середня швидкість вітру по напрямкам, м/с  
 — повторюваність напрямку вітру, %

Рис.1.1. Роза вітрів м. Полтава

Швидкість вітру за напрямками горизонту

Таблиця 1.1 (витяг з таблиці 4 [1])

Січень

Місто	Пн	Пн Сх	Сх	Пд Сх	Пд Зх	Пд Зх	Зх	ПнЗ х	шти ль	max
Полтава	<u>5</u> 4,3	<u>5</u> 4	<u>7</u> 4,3	<u>21</u> 4,9	<u>14</u> 4,2	<u>10</u> 4,7	<u>18</u> 5,3	<u>20</u> 5,7	<b>13</b>	<b>5,7</b>

Липень

Місто	Пн	Пн Сх	Сх	Пд Сх	Пд Зх	Пд Зх	Зх	ПнЗ х	шти ль	max
Полтава	<u>7</u> 3,4	<u>5</u> 3,1	<u>6</u> 3,3	<u>9</u> 3,7	<u>7</u> 3,8	<u>8</u> 3,5	<u>21</u> 3,7	<u>30</u> 5,1	<b>26</b>	<b>5,1</b>

### 1.3. Транспортна логістика

До ділянки будівництва матеріали будуть доставлятися автомобільним транспортом.

Транспортна розв'язка об'єкту забудови з'єднана з дорогами міста Полтава автомобільними шляхами, через які здійснюється сполучення з іншими населеними пунктами області. Завдяки розвинутій транспортній системі міста майбутні працівники без проблем будуть добиратись до місця роботи.

Підготовчим періодом до початку зведення об'єкту передбачено зняття рослинного шару та відводу дощових вод. Геодезичні відмітки запроектовано з врахуванням збереження рельєфу.

Вплив майбутнього комплексу на екологічну безпеку та оточуюче середовище є мінімальним.

### 1.4. Інженерно-геологічні умови будівництва

Площа ділянки під будівництво дорівнює 2,6 га.

Інженерно-геологічні умови майданчика представлені:

- ІГЕ – 1 – ґрунтово – рослинний шар товщиною 0,3 м;
- ІГЕ – 2 – супісок твердий просідаючий товщиною 3,4 ... 7,3 м;
- ІГЕ – 3 – суглинок м'яко пластичний товщиною 6,0 ... 9,0 м;
- ІГЕ – 4 – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою товщиною 8,0 ... 11,9 м;
- ІГЕ – 5 – пісок середньої крупності, щільний, насичений водою товщиною 11,6 ... 16,0 м.

До початку робіт виконано інженерно – геологічні вишукування, внаслідок яких виявлено рівень ґрунтових вод на абсолютній відмітці 287,2 м.

Також дані інженерно – геологічних вишукувань дозволяють зробити вибір фундаменту під будову. Виходячи з розрахунків запроєктовано використання пальових фундаментів .

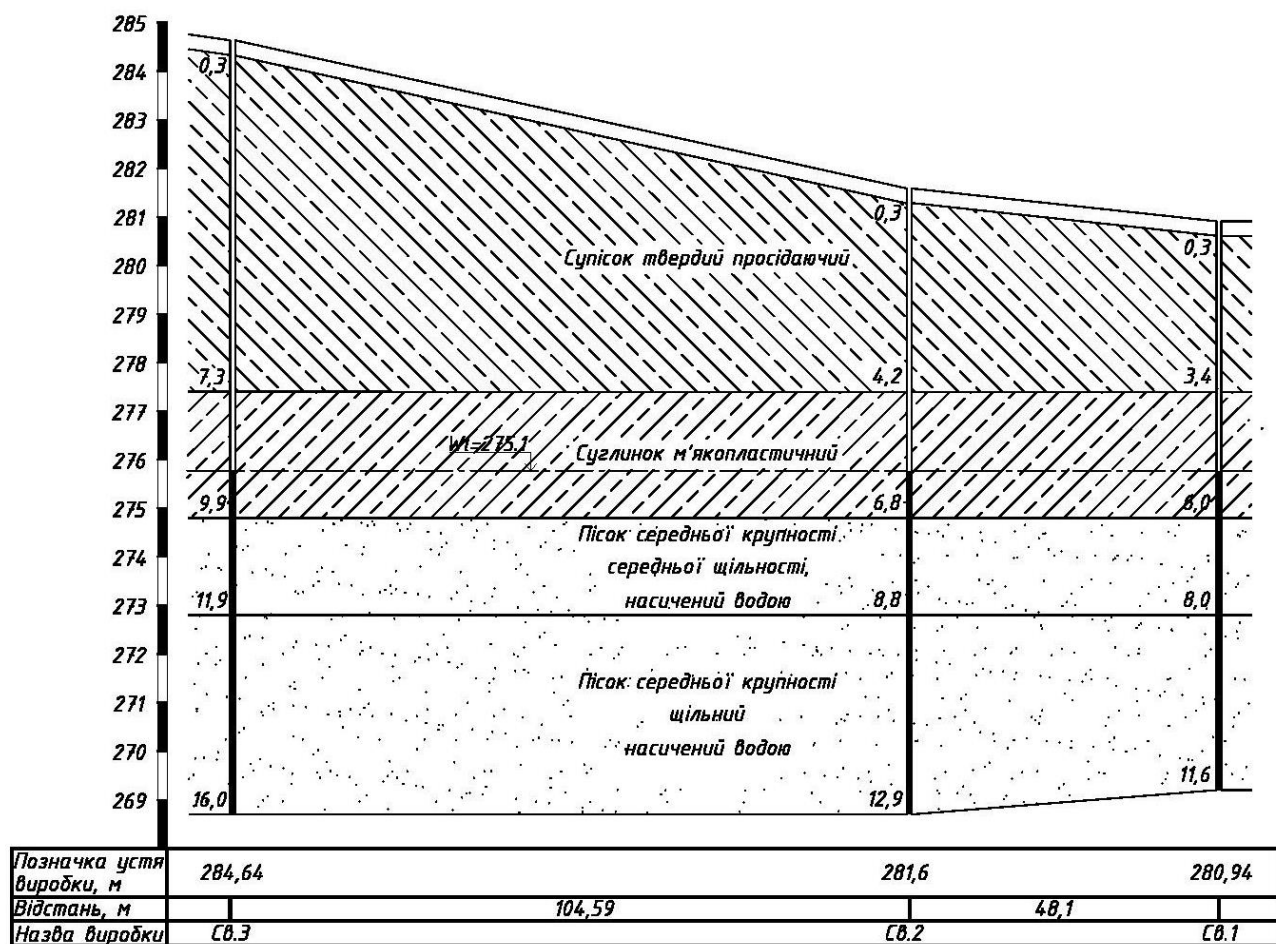


Рис.1.2. Геологічний розріз

### **1.5. Генеральний план, обґрунтування**

Згідно діючих норм і топографічній зйомці розроблено генеральний план, який виконаний в масштабі 1:500.

До торгово-розважального комплексу передбачено під'їзд пожежних автомашин, а кругомбудівлібуде проїздшириною 6,0 метра.

На генеральному плані, відповідно до діючого законодавства норм і правил, запроектовано наявні протипожежні відстані між спорудами.

В плані споруда комплексу має прямокутну форму.

На території будівництва запроектовані:стоянка для машин, яка розміщена у західній частині ділянки, майданчик дляп'ятиконтейнерів для відходів у східній частині, під'їзд до ТРЦ з шириною полотна 8,0м.

У генеральному плані передбачено впорядкування території ділянки: полотно проїзної частини та покриття площі перед входом буде виконано з асфальтобетону.

Площа навколо ТРЦ буде оздоблена малими архітектурними формами:дизайнерські гойдалки, садові фігурки, фонтани,ліхтарі, урни для сміття.

У проєкті вирішено питання водовідводу поверхневим зливом по жолобам, які мають нахил в сторону вулиці Монастирської. Даний напрям стоків не суперечить існуючим відміткам вулиць.

Горизонталі природнього рельєфу на площі будівництва комплексу мають відмітки від 279,0 до 284,0. Внаслідок робіт по вертикальному плануванню майданчика встановлено, що максимальна проектна горизонталь з відміткою дорівнює 283,60. Інші проектні горизонталі вирішені з інтервалом 0,2м.

Можливість озеленення ділянки насадженнями дерев та кущів навколо ТРЦ обмежена площею ділянки.

**Таблиця 1.2.** Техніко-економічні показники генерального плану

№	Показник	Одиниці виміру	Площа	Примітки
1.	Площа ділянки	м <sup>2</sup>	24000	
2.	Площа забудови	м <sup>2</sup>	10960,0	
3.	Відсоток забудови	%	45,7	
4.	Тротуарна плитка	м <sup>2</sup>	1842,1	
5.	Асфальтобетонне покриття	м <sup>2</sup>	12200,0	
6.	Стоянка легкових автомобілів	м <sup>2</sup>	2083,0	

Об'ємно-планувальне рішення та функціональність

Функціональне призначення торгово-розважального центру - для здійснення торгівельних операцій, послуг банківських установ, закладів громадського харчування та розважальних заходів. Грамотно вирішена організація приміщень дає змогу швидко і якісно забезпечувати обслуговування клієнтів та споживачів.

Головний фасад комплексу зорієнтований у сторону р. Ворскла.

Також головний фасад споруди з двох боків має запроєктовані вертикальні конструкції сходових маршів, що прикрашені вертикальними вітражами.

Планування внутрішніх приміщень вирішено поділом комплексу на площі службових зон та площ для відвідувачів.

Запроєктований торгово-розважальний комплекс - це 2-х поверхова споруда з підвальним приміщенням і горищем.

В проєкті розміри будівлі по осях складають 175900\*83500мм.

**Таблиця 1.3.** Розміри в плані

Висота 1-го поверху	4 700мм;
Висота 2-го поверху	9 500мм;
Загальна висота будівлі	17 250мм;
Загальна висота будівлі	29000м <sup>2</sup> ;
Підвал	5544 м <sup>2</sup> ;
1 поверх	9848 м <sup>2</sup> ;
2 поверх	10072 м <sup>2</sup>
Горище	3488 м <sup>2</sup> .

Загальний будівельний об'єм: 236544м<sup>3</sup>

Функціональне призначення першого поверху-підторгівельні павільйони та частково під заклади громадського харчування.

На 1-му поверсі будуть розташовані: магазини, гіпермаркет “Ашан”(№54), мережа аптек, супермаркет (№19), кафе (№75), службові приміщення (№27, 36, 48, 55, 60, 66, 68).

Функціональне призначення другого поверху: торгівельні павільйони, відділення банків, мережі громадського харчування, нічний клуб та інші розважальні заклади.

На 2-му поверсі будуть розташовані: магазини, кінотеатр “Зоряний” (№143-145) зона спортивних майданчиків « Галаксі» ( №82 – 90), банківське відділення (№ 130 – 140), розважальні атракціони ( № 100 – 106).

Природне освітлення вирішене шляхом попадання природного світла у центр залу через світлові отвори. Також природне освітлення мають усі приміщення по периметру споруди.

Підсобні приміщення запроектовані поблизу службових сходів. Кімната персоналу і туалет для персоналу ТРК розташовується в цій же зоні.

Складські приміщення та технічні приміщення запроектовано у підвалі торгово-розважального комплексу. Евакуаційні виходи з підвалу (два) запроектовано з протилежних сторін кільцевого коридору.

## 1.6. Конструктивні рішення.

### Обґрунтування вибору

Несучі конструкції запроєктованої будівлі, включаючи фундаменти, колони, перекриття, а також несучі стіни в осях 1 - 2,6 -8,25 – 26 вирішено шляхом виготовлення із монолітного залізобетонну.

Фундаменти під торгово-розважальний комплекс обрано на палевій основі. У проєкті прийнято забивні палі прямокутного перерізу. Під основу служить ПГЕ №5. Під колони закладаються фундаменти на окремому ростверку. Стрічкові фундаменти на палях запроєктовано під обладнання, під стіни та підлоги. Також проєктом передбачено закладання під окремі стіни стрічкових збірних фундаментів мілкового закладення з блоків марки ФБС і стрічкових монолітних фундаментів.

Стіни комплексу запроєктовано з цегли, товщиною 380 мм.

Колони -з монолітного важкого бетону класу В25, розмір прямокутного перерізу 400х400мм. Технологія армування колон передбачає залучення каркасів та окремих стержнів.

Перекриття у будівлі виконано методом монолітної заливки товщиною 260мм..

Також використано плити перекриття – бетон класу В30, арматура А400С, А240С.

### Обґрунтування вибору огорожуючих конструкцій

У запроєктованому торгово-розважальному центрі до огорожуючих конструкцій відносять перегородки, покриття та підлогу.

Для зведення стін застосовують керамічну цеглу, об'ємною вагою 1800кг/м<sup>3</sup>. Конструктивно розраховано товщину зовнішніх стін, яка становить 380мм. Матеріал обраний для утеплення -це економічно обґрунтовані мінераловатні плити товщиною 100мм.

Перегородки вирішуються поєднанням гіпсових плит та скляних блоків.

Покриття комплексу запроєктовано монолітне, товщиною 300мм.

Покриття складається:

- шар гравію, розміром зерен	3 – 10мм;
- покриття з гарячого бітуму	МБК – Г;
- покриття руберойду	РКП – 350 А/ГОСТ 10923 – 82/;
-армована стяжка	цемент М100;
- утеплювач	НІМАН + М11
по цементно - піщаній стяжці	20мм;
-пароізоляційна плівка	10мм;
- монолітна залізобетонна плита покриття	300мм.

Оздоблення в приміщеннях виконано: підлогове покриття - керамічна неглазурована плитка розміром 200x200x11мм. В підсобних приміщеннях та в приміщеннях де є морозильні камери (№56,57,58,59,61,62,63,64,65,66,88) для покриття підлоги застосовують лінолеум, зворотня сторона якого -тканинна основа.

Архітектурно - художнє рішення торгово-розважального комплексу підкреслюють вітражі та вікна, які крім функціонального призначення ще й визначають міру комфорту всередині споруди.

Конструктивно це вирішується завдяки застосуванню рами із алюмінієвих сплавів під одинарне скління вітражу, РАОД 27-06С. Вікна будуть виготовлені також із алюмінієвих сплавів. Скління – подвійне з розпашною стулкою, ОАП 12-12Р, ОАП 14-14Р, ОАП 13-25С, ОАП 12-39С. Згідно умов евакуації людей з будівлі при пожежі усі двері в приміщенні комплексу відкриваються назовні, що забезпечить швидку евакуацію. Двері виконано розпашними одинарними, що засклені двопільними нерівнопольними полотнами. Матеріал для виготовлення дверей обрано із алюмінієвих сплавів.

Всі дверні полотна з ручками та врізаними замками.



### 1.7. Теплотехнічний розрахунок стін

1. Будівництво комплексу ведеться у першій температурній зоні.
2. Для 1-ї температурної зони  $R_{qmi} = 2,8 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$ , [3];  
де  $R_{qmi}$  - мінімальне допустиме значення опору теплопередачі зовнішньої стіни;
3. В приміщеннях торгово-розважального комплексу визначено розрахункові значення температури та вологості повітря, які відповідно становлять  $t_{в} = 20^\circ\text{С}$  та  $\varphi_{в} = 55\%$ , [3];
4. Обрано нормальний режим вологості, [3];
5. Експлуатація зовнішньої стіни відбувається в умовах Б, [3].

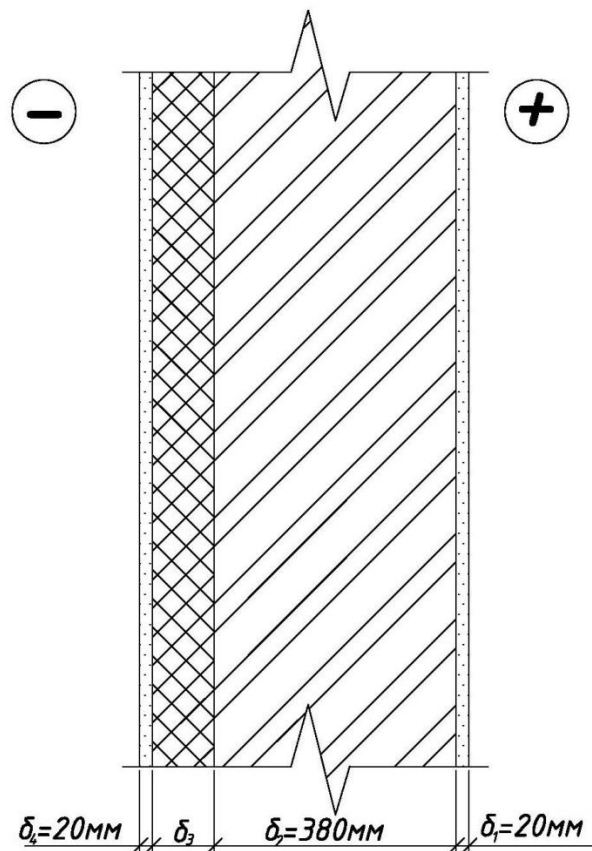


Рис.1.3. Конструктивна схема стіни

Таблиця 1.4 Теплофізичні показники матеріалів стіни

№ шару	Найменування окремого шару	Густина, кг/м <sup>3</sup>	Товщина шару $\delta$ , м	Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності $\lambda$ , Вт/м $\times$ К	Термічний опір шару $R = \frac{\delta}{\lambda}$ , м <sup>2</sup> ·К/ Вт
1	Штукатурка-комплексний розчин	1700	0,02	0,87	0,023
2	Цегляна кладка –матеріал цегли: глина	1800	0,38	0,81	0,469
3	Утеплювач – мінераловатні плити на синтетичному в'язучому (вміст до 0,5%)	50	-	0,046	-
4	Штукатурка – цементно-піщана	1600	0,01	0,81	0,012

Розрахуємо товщину утеплювача  $\delta_3$ , що забезпечить опір теплопередачі стіни згідно нормативних вимог (1.1).

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \min}, \quad (1.1)$$

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n R_i \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_3}, \quad (1.2)$$

$$R_{q \min} = \frac{1}{\alpha_B} + R_1 + R_2 + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + R_4 + \frac{1}{\alpha_3}, \quad (1.3)$$

$$\delta_3 = \left( R_{q \min} - \left( \frac{1}{\alpha_B} + R_1 + R_2 + R_4 + \frac{1}{\alpha_3} \right) \right) \cdot \lambda_3, \quad (1.4)$$

де  $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$ ,  $\alpha_3 = 23 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$ , де  $\alpha_B, \alpha_3$  – коефіцієнти теплообміну внутр. та зовніш. поверхонь,  $\text{Вт/м}\cdot\text{К}$ .

$$\delta_3 = \left( 2,8 - \left( \frac{1}{8,7} + 0,023 + 0,469 + 0,012 + \frac{1}{23} \right) \right) \cdot 0,046 = 0,098 \text{ м.}$$

Приймаємо товщину утеплювача  $\delta_3 = 0,1 \text{ м}$ . Розрахуємо термічний опір утеплювача :  $R_3 = \frac{0,1}{0,046} = 2,174 \text{ м}^2\cdot\text{К/ Вт}$ .

З припущення, що конструкція є термічно стабільною, визначаємо опір теплопередачі конструкції  $R_\Sigma$  :

$$R_\Sigma = \frac{1}{8,7} + 0,023 + 0,469 + 2,174 + 0,012 + \frac{1}{23} = 2,836 \text{ м}^2\cdot\text{К/ Вт}$$

Отже, умова  $R_\Sigma = 2,836 \text{ м}^2 \cdot \text{К/ Вт} > R_{qmin} = 2,8 \text{ м}^2 \cdot \text{К/ Вт}$

виконується, значить опір теплопередачі зовнішньої стіни перевищує мінімально допустиму величину опору теплопередачі конструкції.

## **1.8. Обґрунтування вибору матеріалів та конструкцій для зведення комплексу**

Колони будівлі запроектовані з монолітного важкого бетону класу В35 та зв'язуючої арматури класу А400С. Технологія армування колон передбачає залучення каркасів та окремих стержнів діаметром 10 та 14мм.

Зовнішні стіни комплексу запроектовано зводити з керамічної цегли, товщиною 380мм.

У будівлі передбачено чотири ліфта: пасажирський та вантажо –пасажирський.

Основні матеріали, що будуть задіяні при зведенні споруди:

1. Керамічна цегла – зведення стінових конструкцій.
2. Бетонна суміш – конструкції фундаменту, заливка перекриття та монолітних ділянок.
3. Деревина та метал - для облаштування дерев'яних та металевих опалубок при заливці монолітних ділянок чи спорудженні фундаментів.

4. Арматура – конструкції, в яких застосовують армування - колони, перекриття, закладання фундаментів та заливка монолітних ділянок.
5. Цементно – піщаний розчин – при виконанні операцій влаштування стяжки та штукатурних робіт.

### **1.9.Архітектурно – художнє рішення**

Будівля торгово-розважального центру виконує також естетичну функцію, тому значний акцент приділений зовнішньому забарвленню стін, які виконано у неяскравих відтінках, щоб не подразнювати очі людей..

Цікаве вирішення облаштування колон в середині комплексу -колони покриті металевим покриттям, що мають здатність віддзеркалювати зображення.

У вигляді пірамід запроєктовані світло аераційні вікна.

По периметру будівля прикрашена декоративними стрічковими елементами вітражів, що виконані з кольорового скла.

Парадні сходові марші та цоколь облаштовано з граніту.

Площа перед головним входом вимощена з бруківки.

Тротуари, дороги, автомобільна стоянка покритті асфальтобетоном.

Будівля торгово-розважального центру виглядає цілісно та гармонійно завдяки влучним архітектурно-фасадним елементам.

## 1.10. Санітарно-технічне рішення

### Енергопостачання

Усі електрощитові облаштовано на першому ярусі. Загальне постачання електрикою запроектовано від міської мережі по дві секції двома кабелями. Внутрішні приміщення забезпечуються локально, через свої електричні щитові.

### Опалення

Система опалення - двотрубна, що передбачає розвід труб по низу. У проекті обумовлено відкрите встановлення стояків. В технічних приміщеннях на стояках будуть змонтовані замочні вентиля і крани. Процес випуску повітря з системи передбачено за допомогою повітровипускних кранів з верхнього поверху. З нижньої точки системи буде здійснюватись спуск води у вузлі управління.

У проекті закладено встановлення сталевих оцинкованих трубопроводів. У внутрішніх приміщеннях будуть монтуватись алюмінієві радіатори з кульовими кранами.

Сходові будуть обігріватись від окремої гілки.

Вузол обліку та вузол управління передбачено розмістити у нижньому технічному ярусі.

Всі трубопроводи ізолюються.

Матеріал ізоляції - мінераловатні вироби - 40мм.

Ухил прокладання горизонтальних трубопроводів не менше 0,002.

### Водопостачання

Постачання води передбачено по пластиковому трубопроводу, що надалі має розгалуження до окремих споживачів. Водяні лічильники будуть вмонтовані на введенні у споруду.

Запроектована обвідна лінія водопроводу. Для монтажу внутрішньої мережі використовують сталеві труби та покриті цинком.

### Каналізація

Відведення стоків запроектовано у міську каналізацію з наступним відведенням їх на станції біологічної очистки міста.

Матеріали для монтажу внутрішньої мережі обрано у вигляді пластмасових труб діаметрами від 100 до 200 мм.

### Вентиляція

Вентиляція будівлі торгово-розважального центру передбачена у двох варіантах: з механічним спонуканням та природна з санвузлів верхнього поверху. Над третім поверхом будуть встановлені припливні установки, що будуть поставлятися комплектом автоматики.

Припливні установки оснащені секціями шумоглушіння, а витяжні установки - шумоглушниками, встановлюються усі витяжні системи на віброізолятори, повітропроводи приєднуються до вентиляторів через гнучкі вставки. Матеріал для повітропроводів обрано з оцинкованої сталі.

### **1.11 Висновки до розділу**

Прийнято архітектурно-будівельні рішення щодо проектування і будівництва торгово-розважального центру, який складається з двох об'ємів, що блокуються.

Обґрунтовано об'ємно-планувальні рішення будівництва на відведеній ділянці, що розташована у частині міста, яка має хороший зв'язок з інфраструктурою міста. Приведено конструктивні рішення щодо фундаментів, стін та перегородок, перекриттів поверхів, покрівлі, сходів та підлоги

## РОЗДІЛ 2

### Розрахунково-конструктивний

#### 2.1 Розрахунок монолітної плити перекриття

Згідно нормативних положень визначено навантаження на конструкцію за допомогою програмного забезпечення „Ліра ” та „Мономах”.

Розрахункові характеристики матеріалів.

Дотримуючись норм (п.2.5,2.19[11]) для монолітного перекриття будем використовувати бетон важкий класу В30, сталеву арматуру класу А400С, сталеву поперечну арматуру класу А240. Для зведення колон використовуємо бетон важкий класу В25 та сталеву арматуру класу А400С. Визначимо розрахунковий опір бетону В30, який при роботі на осьовий стиск складає  $R_b^T = 17,0 \text{ МПа}$  та бетону В25  $R_b^T = 14,5 \text{ МПа}$ . Враховуючи коефіцієнт умов роботи  $\gamma_{об2} = 0,9$  отримуємо необхідні значення опорів:

$$\text{В30} \quad R_b = \gamma_{об2} R_b^T = 0,9 \cdot 17,0 = 15,6 \text{ МПа} = 1,55 \text{ кН/см}^2,$$

$$R_{bt} = \gamma_{об2} R_{bt}^T = 0,9 \cdot 1,2 = 1,06 \text{ МПа} = 0,105 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{В25} \quad R_b = \gamma_{об2} R_b^T = 0,9 \cdot 14,5 = 12,95 \text{ МПа} = 1,295 \text{ кН/см}^2,$$

$$R_{bt} = \gamma_{об2} R_{bt}^T = 0,9 \cdot 1,05 = 0,942 \text{ МПа} = 0,0942 \text{ кН/см}^2.$$

Для бетону В30 та бетону В25 вибираємо їх початкові модулі пружності:

$$E_b = 32,8 \cdot 10^3 \text{ МПа та}$$

$$E_b = 29,0 \cdot 10^3 \text{ МПа відповідно.}$$

Для поздовжньої робочої арматури встановлюємо розрахунковий опір, який становить  $R_s = 360 \text{ МПа} = 36,0 \text{ кН/см}^2$  і відповідно модуль пружності

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа.}$$

Для поздовжньої робочої арматури встановлюємо розрахунковий опір, який становить  $R_{sw} = 170 \text{ МПа} = 17,0 \text{ кН/см}^2$

$$\text{відповідно } E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа.}$$

Характеристики матеріалів використані з [10].

### 2.1.1 Статичний розрахунок плити

Проектуємо конструкцію підлоги і робимо розрахунок навантаження на  $1\text{м}^2$  перекриття. Використовуємо коефіцієнт надійності за навантаженням:

$$\gamma_n = 0,95.$$

Таблиця 2.1 Навантаження на  $1\text{м}^2$  перекриття.

№ п/п	Вид навантажень	Характеристичне кПа	Розрахункове при $\gamma_{of} = 1$	Коефіцієнт надійності $\gamma_{of}$	Розрахунок навантаження при $\gamma_{of} \geq 1$
Постійні навантаження					
1.	Підлога з керамічної плитки, $t=0,009\text{м}$ , $\rho=16\text{кН/м}^3$	0,194	0,185	1,0	0,203
2.	Цементно-піщана стяжка $t = 0,03\text{м}$ , $\rho=22\text{кН/м}^3$	0,63	0,624	1,3	0,812
3.	Тепло-звукоізоляційний шар з легкого бетону $t = 0,04\text{м}$ , $\rho=6\text{кН/м}^3$	0,32	0,338	1,3	0,439
4.	Монолітна з/б плита $t= 0,26\text{м}$ , $\rho=25\text{кН/м}^3$	6,2	6,168	1,1	6,787
Всього постійні			$g_n = 7,215$		$g = 8,109$



Тимчасове навантаження	4,2 кПа	$\rho=4,1\text{кН/м}^3$	1,3	$\rho=5,5\text{кН/м}^3$
Повне Навантаження	$g_n + g$	11,218	$g_n + g$	13,312

Для розрахунку монолітної плитиробимо припущення, що ця конструкція представляє собою багатопролітну нерозрізну балку, яка зазнає дії рівномірно розподіленого навантаження. Колони в даній конструкції виступають опорами. Для зручності розрахунку плити беремо полосу шириною 1 м.

Визначаємо постійні та тимчасові навантаження.

Розрахунок нормативного значення постійного навантаження слід визначати для окремого шару:

$$g_{ni} = t_{ii} \text{ (кПа) ,}$$

де  $t_i$  – товщина  $i$  – го шару в м,  $\rho_i$  – густина  $i$  – го шару в т/м<sup>3</sup>.

Нормативне значення тимчасового навантаження, згідно вимог до торгових залів рывне 4,0 кПа. Визначаємо розрахункові значення навантажень, для чого використовуємо коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_f$  та коефіцієнт надійності за призначенням будівлі  $\gamma_n$ , які приймаються згідно 6.2 [2].

$$g = g_{ni} \times \gamma_{fx} \gamma_n;$$

Значення повного розрахункового навантаження на 1 м<sup>2</sup>:

$$q = g + \text{☺}.$$

Значення погонного розрахункового навантаження:

$$q_s = q \cdot b, \text{кН/м,}$$

де ширина плити  $b = 1\text{м}$ .

Розрахунок максимальних згинаючих моментів виконуємо аналітичним ручним методом. Спочатку визначаємо:

$$M_0 - 1 = q_s l_{201} / 11 \text{ - в першому прольоті;}$$

$$M_1 = q_s l_{2max} / 11 \text{ - в першій проміжній опорі.}$$

Значення моментів в середніх прольотах та на опорах:

$$M_2 = \frac{q_s \cdot l_0^2}{16}$$

Надалі розрахунок проводимо за допомогою програмного комплексу, використовуючи епюри згинаючих моментів.

Розрахункова схема та епюра згинаючих моментів на рис.2.1.

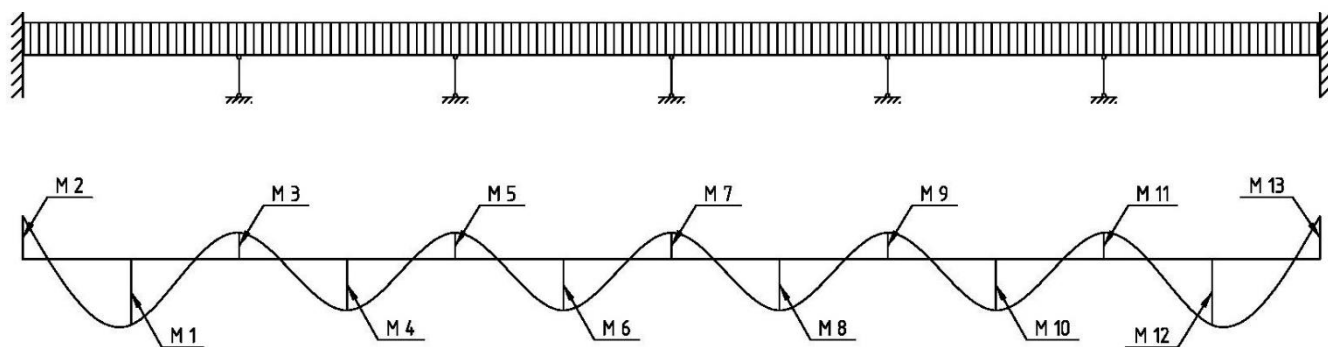
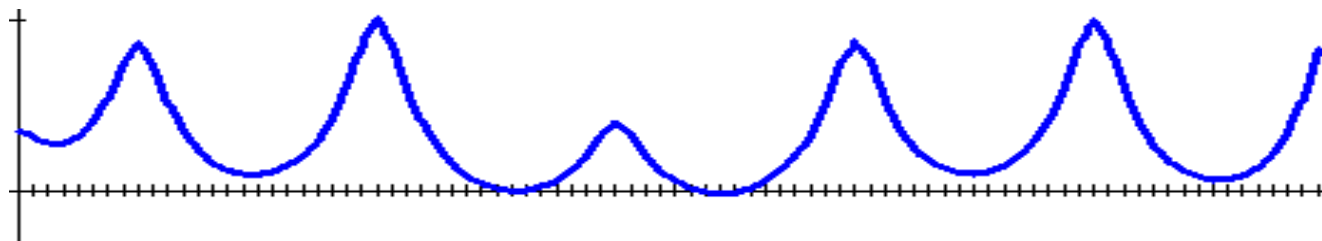


Рис.2.1. Розрахункова схема плити та епюра згинаючих моментів.

Визначивши ізополя згинаючих моментів за допомогою комп'ютерної програми, отримаємо величину моменту у необхідній характерній точці. Епюри моментів – перерізи 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 на рис.2.2.

*Поперек*

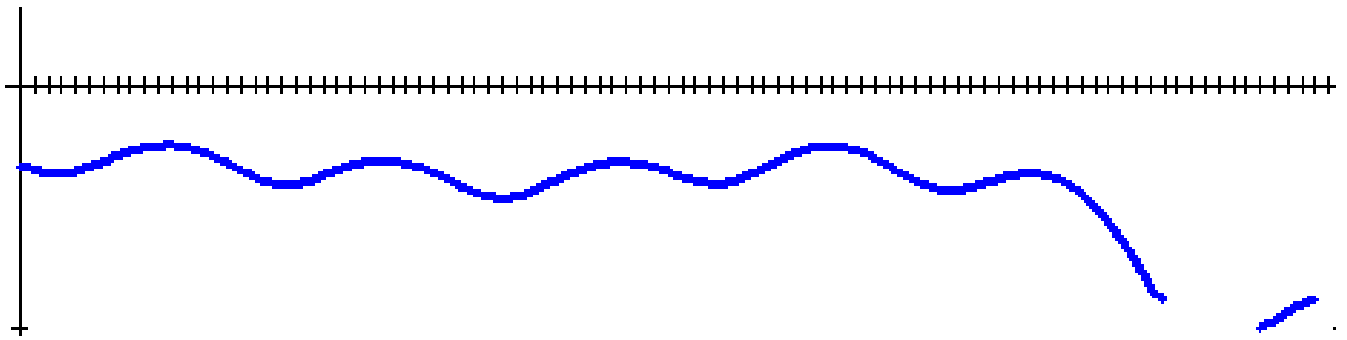
1-1



Епюра поперек по стійці

$M_1 = -32,75 \text{ кНм}$ ;  $M_2 = -42,38 \text{ кНм}$ ;  $M_3 = -103,58 \text{ кНм}$ ;  $M_4 = -12,18 \text{ кНм}$ ;  
 $M_5 = -124,58 \text{ кНм}$ ;  $M_6 = -1,38 \text{ кНм}$ ;  $M_7 = -47,33 \text{ кНм}$ ;  $M_8 = -0,45 \text{ кНм}$ ;  
 $M_9 = -108,14 \text{ кНм}$ ,  $M_{10} = -11,72 \text{ кНм}$ ;  $M_{11} = -118,28 \text{ кНм}$ ;  $M_{12} = -8,34 \text{ кНм}$ ;  
 $M_{13} = -102,86 \text{ кНм}$ .

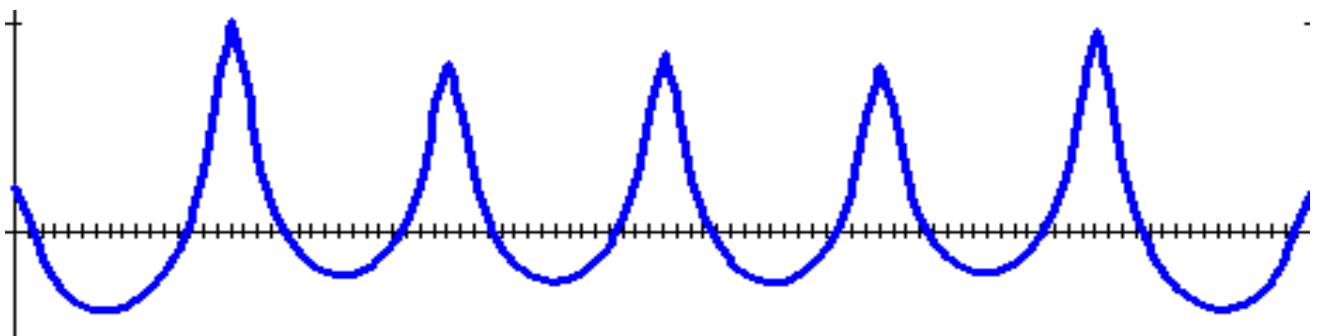
2-2



Епюра поперек в прольоті

$M_1 = 30,12 \text{ кНм}$ ;  $M_2 = 27,58 \text{ кНм}$ ;  $M_3 = 20,34 \text{ кНм}$ ;  $M_4 = 36,34 \text{ кНм}$ ;  
 $M_5 = 24,82 \text{ кНм}$ ;  $M_6 = 39,25 \text{ кНм}$ ;  $M_7 = 28,32 \text{ кНм}$ ;  $M_8 = 35,95 \text{ кНм}$ ;  
 $M_9 = 21,72 \text{ кНм}$ ,  $M_{10} = 36,38 \text{ кНм}$ ;  $M_{11} = 32,58 \text{ кНм}$ ;  $M_{12} = 84,12 \text{ кНм}$ ;  
 $M_{13} = 78,44 \text{ кНм}$ .

3-3

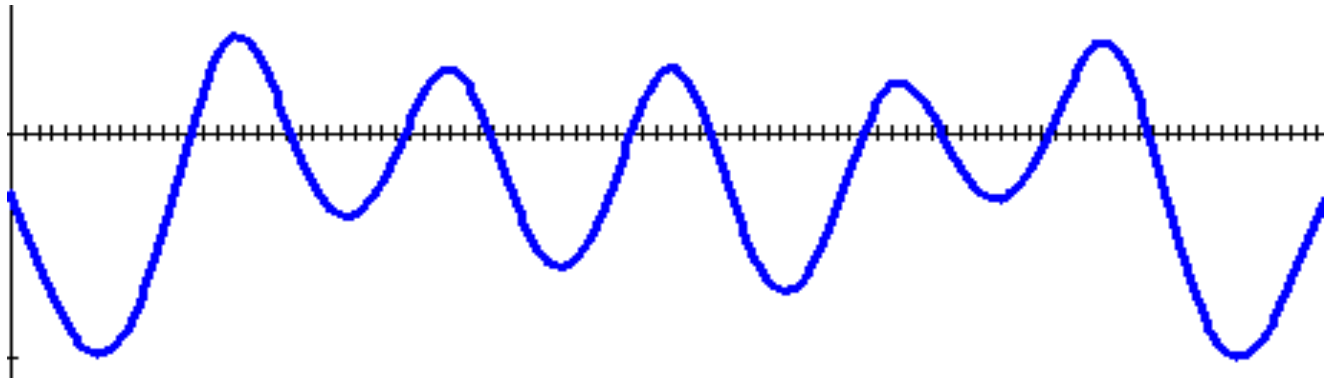


Епюра вздовж по стійці

$M_1 = 56,84 \text{ кНм}$ ;  $M_2 = -28,21 \text{ кНм}$ ;  $M_3 = -152,5 \text{ кНм}$ ;  $M_4 = 30,75 \text{ кНм}$ ;  
 $M_5 = -114,79 \text{ кНм}$ ;  $M_6 = 35,38 \text{ кНм}$ ;  $M_7 = -123,08 \text{ кНм}$ ;  $M_8 = 35,14 \text{ кНм}$ ;  
 $M_9 = -113,7 \text{ кНм}$ ,  $M_{10} = 30,95 \text{ кНм}$ ;  $M_{11} = -137,12 \text{ кНм}$ ;  $M_{12} = 54,59 \text{ кНм}$

$$M_{13} = -29,87 \text{ кНм.}$$

4-4



Епюра вздовж в прольоті

$$M_1 = 43,12 \text{ кНм}; M_2 = 14,92 \text{ кНм}; M_3 = -18,48 \text{ кНм}; M_4 = 14,57 \text{ кНм};$$

$$M_5 = -13,78 \text{ кНм}; M_6 = 25,36 \text{ кНм}; M_7 = -12,56 \text{ кНм}; M_8 = 32,68 \text{ кНм};$$

$$M_9 = -12,19 \text{ кНм}; M_{10} = 14,18 \text{ кНм}; M_{11} = -17,34 \text{ кНм}; M_{12} = 52,58 \text{ кНм};$$

$$M_{13} = 8,32 \text{ кНм.}$$

Рис. 2.2. Епюри згинаючих моментів

### 2.1.2. Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента

Ступінь дії внутрішнього середовища відповідно до норм будівельної кліматології визначаємо як неагресивний [1].

Згідно ДСТУ вибираємо: граничну ширину розкриття тріщин

$$a_{\text{кр}1} = 0,2 \text{ мм}, a_{\text{кр}2} = 0,2 \text{ мм}, \text{ табл. 2* [11]}$$

а також мінімальне значення товщини захисного шару  $a_s = 20 \text{ мм}$ .

Для знаходження площі перерізу робочої арматури необхідно виконати розрахунок, для якого обираємо елемент з прямокутним перерізом, ширина арматури  $b = 100 \text{ см}$ , висота  $h = h_s$  (рис. 2.3.).

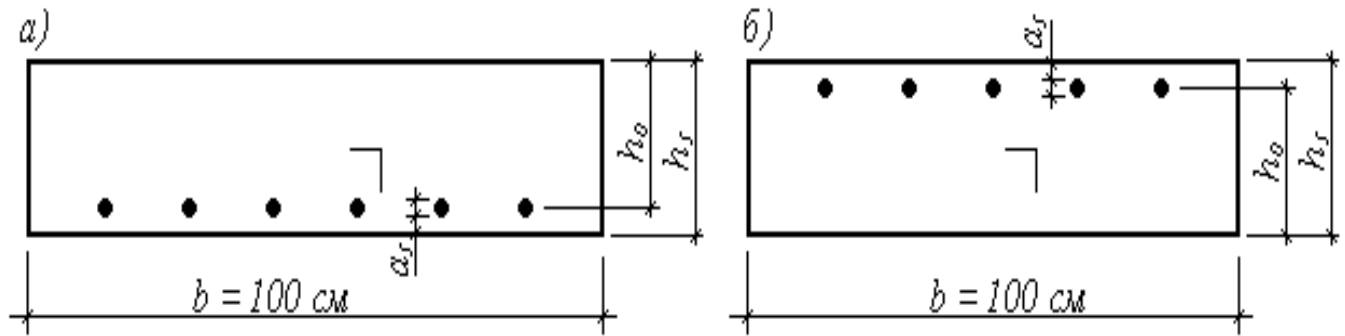


Рис.2.3.Розрахункові перерізи плити: а) в прольоті; б) на опорі

Армувальні стержні розраховуємо на дію максимальних моментів. Проводимо обчислення у наступній послідовності:

$$\alpha = \frac{M}{R_B b h_o^2} \quad (1)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \quad (2)$$

$$\gamma_o = 1 - 0,5\xi \quad (3)$$

Визначаємо площу перерізу арматури:

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot h_o \cdot R_s}, \quad (4)$$

де  $M$  – значення розрахункового згинаючого моменту,

$A_s$  – площа перерізу арматури.

Обчислюємо робочу висоту перерізу:

$$h_o = h - a_s - d / 2 \quad (5)$$

де  $a_s$  – захисний шар бетону. На величину цього коефіцієнту має вплив ступінь агресивності внутрішнього середовища. За прийнятих у проекті кліматичних умов приймаємо  $a_s = 1$  см.

Для точності розрахунків необхідне виконання умови:

$$\xi \leq \xi_R \quad (6)$$

де  $\xi_R$  – граничне значення відносної висоти стиснутої зони арматури, яке знаходимо:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_{sc}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} \quad (7)$$

для важкого бетону –  $\diamond = 0,85 - 0,008Rb(8)$

У формулі  $\sigma_{sc,u} = 500$  за  $\gamma_b2 < 1,0$ ;  $\sigma_{sc,u} = 400$  за  $\gamma_b2 \geq 1,0$ .

Якщо дана умова не задовільняється, то потрібно збільшити товщину плити перекриття і виконати перевірку.

Визначаємо площу перерізу робочої арматури

$$A_{s,min} = 0,0005b \cdot h_0 \quad (9)$$

У конструктивних рішеннях закладаємо площу перерізу арматури з запасом.

Розрахунок ведемо по перерізі 3-3.

Значення граничної відносної висоти стиснутої зони за (7)

$$\xi_R = \frac{0,728}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,585$$

де за формулою (8) :  $\diamond = 0,86 - 0,007 \cdot 15,6 = 0,732$ .

Робоча висота перерізу: (5)

$$h_0 = 26 - 3 - 1,4/2 = 22,3 \text{ см,}$$

На даному етапі вибираємо діаметр робочої арматури 15 мм.

Для визначення площі поздовжньої робочої арматури проводимо обчислення:

Перший проліт.  $M_1 = 57,87$  кНм

$$\alpha = \frac{57,87 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 22,3^2} = 0,076$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,076} = 0,079$$

Робимо перевірку умови за (6):  $\xi = 0,079 < \xi_R = 0,585$ . Умова виконується.

Отже, остаточно обраховуємо площу робочої арматури:

$$A_{s1} = \frac{57,87 \cdot 100}{0,962 \cdot 22,3 \cdot 36,0} = 7,49 \text{ см}^2,$$

де  $\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,079 = 0,962$ .

Перша проміжна опора.  $M_2 = -29,23$  кН·м

$$\alpha \frac{29,23 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 22,3^2} = 0,038, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038} = 0,039$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,039 = 0,981, \quad A_{s2} = \frac{29,23 \cdot 100}{0,981 \cdot 22,3 \cdot 36,0} = 3,71 \text{ см}^2.$$

Середня опора.  $M_3 = -147,1$  кНм

$$\alpha \frac{147,1 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 22,3^2} = 0,193, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,193} = 0,217$$

$$\eta = 1 - 0,6 \cdot 0,223 = 0,898, \quad A_{s3} = \frac{147,1 \cdot 100}{0,903 \cdot 22,3 \cdot 36,0} = 20,28 \text{ см}^2.$$

Середній проліт.  $M_4 = 31,62$  кНм

$$\alpha \frac{31,62 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 22,3^2} = 0,042, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,042} = 0,042$$

$$\eta = 1 - 0,6 \cdot 0,038 = 0,985, \quad A_{s4} = \frac{31,62 \cdot 100}{0,979 \cdot 22,3 \cdot 36,0} = 4,02 \text{ см}^2.$$

Середня опора.  $M_5 = -117,7$  кНм

$$\alpha \frac{117,7 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 22,3^2} = 0,155, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,155} = 0,169$$

$$A_{s5} = \frac{117,7 \cdot 100}{0,923 \cdot 22,3 \cdot 36,0} = 15,89 \text{ см}^2, \quad \eta = 1 - 0,6 \cdot 0,175 = 0,919.$$

Середній проліт.  $M_6 = 36,43$  кНм

$$\alpha \frac{36,43 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 22,3^2} = 0,048, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,048} = 0,049$$

$$A_{s6} = \frac{36,43 \cdot 100}{0,976 \cdot 22,3 \cdot 36,0} = 15,89 \text{ см}^2, \quad \eta = 1 - 0,5 \cdot 0,049 = 0,976.$$

Середня опора.  $M_7 = -119,0$  кНм

$$\alpha \frac{125,0 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 22,3^2} = 0,164, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,164} = 0,181$$

$$A_{s7} = \frac{125,0 \cdot 100}{0,918 \cdot 22,3 \cdot 36,0} = 16,69 \text{ см}^2, \quad \eta = 1 - 0,6 \cdot 0,176 = 0,924.$$

Середня проліт.  $M_8 = 36,14 \text{ кНм}$

$$\alpha \frac{37,11 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 22,3^2} = 0,049, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,049} = 0,05$$

$$A_{s8} = \frac{37,11 \cdot 100}{0,976 \cdot 22,3 \cdot 36,0} = 4,74 \text{ см}^2, \quad \eta = 1 - 0,4 \cdot 0,06 = 0,982.$$

Середня опора.  $M_9 = - 118,4 \text{ кНм}$

$$\alpha \frac{115,6 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 22,3^2} = 0,152, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,152} = 0,166$$

$$A_{s9} = \frac{115,6 \cdot 100}{0,924 \cdot 22,3 \cdot 36,0} = 15,58 \text{ см}^2, \quad \eta = 1 - 0,6 \cdot 0,174 = 0,932.$$

Середній проліт.  $M_{10} = 31,87 \text{ кНм}$

$$\alpha \frac{29,91 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 22,3^2} = 0,039, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,039} = 0,040$$

$$A_{s10} = \frac{29,91 \cdot 100}{0,98 \cdot 22,3 \cdot 36,0} = 3,8 \text{ см}^2, \quad \eta = 1 - 0,6 \cdot 0,038 = 0,93.$$

Середня опора.  $M_{11} = - 143,69 \text{ кНм}$

$$\alpha \frac{145,8 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 22,3^2} = 0,192, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,192} = 0,215$$

$$A_{s11} = \frac{145,8 \cdot 100}{0,904 \cdot 22,3 \cdot 36,0} = 20,09 \text{ см}^2, \quad \eta = 1 - 0,6 \cdot 0,223 = 0,912.$$

Крайній проліт.  $M_{12} = 58,53 \text{ кНм}$

$$\alpha \frac{56,67 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 22,3^2} = 0,074, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,074} = 0,077$$



$$A_{s12} = \frac{56,67 \cdot 100}{0,963 \cdot 22,3 \cdot 36,0} = 7,33 \text{ см}^2, \quad \eta = 1 - 0,6 \cdot 0,082 = 0,958.$$

Крайня опора.  $M_{13} = - 32,86 \text{ кНм}$

$$\alpha \frac{30,93 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 22,3^2} = 0,041, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,041} = 0,042$$

$$A_{s13} = \frac{30,93 \cdot 100}{0,98 \cdot 22,3 \cdot 36,0} = 3,93 \text{ см}^2, \quad \eta = 1 - 0,6 \cdot 0,039 = 0,95.$$

Таблиця 2.2 Зведена таблиця проведених обчислень

Переріз плити	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Розрахункова площа перерізу, $A_s$ , см <sup>2</sup> (A400C)	7,49	3,71	20,28	4,02	15,89	4,65	16,96	4,74	15,58	3,8	20,09	7,33	3,93
Прийняте армування	5Ø14 A400C $A_s=7,69$	5Ø14 A400C $A_s=3,93$	5Ø14 A400C + 5Ø18 A400C $A_s=20,41$	5Ø14 A400C $A_s=7,69$	5Ø14 A400C + 5Ø16 A400C $A_s=17,74$	5Ø14 A400C $A_s=7,69$	5Ø14 A400C + 5Ø16 A400C $A_s=17,74$	5Ø14 A400C $A_s=7,69$	5Ø14 A400C + 5Ø16 A400C $A_s=17,74$	5Ø14 A400C $A_s=7,69$	5Ø14 A400C + 5Ø18 A400C $A_s=20,41$	5Ø14 A400C $A_s=7,69$	5Ø14 A400C $A_s=7,69$

Обчислюємо мінімальну площу робочої арматури

$$A_{s,min} = 0,0006 \cdot 100 \cdot 21,9 = 1,121 \text{ см}^2.$$

Розташування арматури задаємо з кроком  $S=195\text{мм}$ .

Приймаємо конструктивні розміри поперечної арматури  $\text{Ø}10\text{A}240\text{C}$ .

Підсумовуючи всі дані проведених розрахунків, проектуємо розміри робочої арматури: – 5Ø14A400C на 1м/п, з площею  $A_s = 7,74\text{см}^2$  з кроком  $S=195\text{мм}$ .

Запроектована арматура буде використовуватись у двох напрямках верхньої та нижньої зони по всій ділянці.

Розрахунок по перерізах 1-1, 2-2, 4-4 зведемо в таблицю 2.3.

Таблиця 2.3 Розрахунок по перерізах

Точки перерізу плити	M, кНм	$\alpha$	$\eta$	$\xi$	$\xi_R$	Розрахунко ва площа $A_s$ , см <sup>2</sup>	Прийняте армування
Переріз 1-1							
1	-33.76	0.044	0.978	0.045	0,585	4.30	5Ø14 $A_s=7,69$
2	-42.42	0.056	0.972	0.057	0,585	5.44	5Ø14 $A_s=7,69$
3	-102.6	0.135	0.933	0.145	0,585	13.70	5Ø14 + 5Ø14 $A_s=15,38$
4	-12.21	0.016	0.992	0.016	0,585	1.53	5Ø14 $A_s=7,69$
5	-122.6	0.161	0.919	0.177	0,585	16.61	5Ø14 + 5Ø16 $A_s=17,74$
6	-1.41	0.002	0.999	0.002	0,585	0.18	5Ø14 $A_s=7,69$
7	-48.29	0.063	0.968	0.066	0,585	6.21	5Ø14 $A_s=7,69$
8	-0.41	0.001	1.000	0.001	0,585	0.05	5Ø14 $A_s=7,69$
9	-107.1	0.141	0.930	0.152	0,585	14.35	5Ø14 + 5Ø14 $A_s=15,38$
10	-12.69	0.017	0.992	0.017	0,585	1.59	5Ø14 $A_s=7,69$
11	-119.3	0.157	0.922	0.172	0,585	16.12	5Ø14 + 5Ø16 $A_s=17,74$
12	-8.303	0.011	0.995	0.011	0,585	1.04	5Ø14 $A_s=7,69$
13	-100.9	0.133	0.934	0.143		13.46	5Ø14 + 5Ø14 $A_s=15,38$

					0,585		
Переріз 2-2							
1	31.09	0.041	0.980	0.042	0,585	3.95	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
2	28.66	0.038	0.981	0.038	0,585	3.64	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
3	21.28	0.028	0.986	0.028	0,585	2.69	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
4	35.37	0.046	0.977	0.048	0,585	4.51	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
5	26.86	0.035	0.982	0.036	0,585	3.41	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
6	40.28	0.053	0.974	0.054	0,585	5.15	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
7	27.36	0.036	0.982	0.037	0,585	3.47	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
8	34.97	0.046	0.977	0.047	0,585	4.46	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
9	21.69	0.029	0.986	0.029	0,585	2.74	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
10	37.35	0.049	0.975	0.050	0,585	4.77	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
11	31.61	0.042	0.979	0.042	0,585	4.02	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
12	86.07	0.113	0.943	0.120	0,585	11.36	5Ø14 + 5Ø10 A <sub>S</sub> =11,62
13	77.39	0.101	0.949	0.107	0,585	10.10	5Ø14 + 5Ø8 A <sub>S</sub> =10,23
Переріз 4-4							
1	44.1	0.058	0.971	0.060	0,585	5.66	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
2	11.9	0.016	0.992	0.016	0,585	1.49	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69

3	-19.51	0.026	0.987	0.026	0,585	2.46	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
4	16.61	0.022	0.989	0.022	0,585	2.09	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
5	-12.83	0.017	0.992	0.017	0,585	1.61	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
6	26.38	0.035	0.983	0.035	0,585	3.34	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
7	-13.55	0.018	0.991	0.018	0,585	1.70	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
8	31.65	0.042	0.979	0.043	0,585	4.03	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
9	-10.2	0.013	0.993	0.013	0,585	1.28	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
10	13.15	0.017	0.991	0.017	0,585	1.65	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
11	-18.28	0.024	0.988	0.024	0,585	2.30	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
12	44.63	0.059	0.971	0.060	0,585	5.73	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69
13	9.28	0.012	0.994	0.012	0,585	1.16	5Ø14 A <sub>S</sub> =7,69

### 2.1.3. Розрахунок міцності похилих перерізів

Розрахунок міцності похилих перерізів включає в себе визначення діаметру та кроку поперечних стержнів. Обчислення проводимо на вплив найбільшої поперечної сили  $Q_{\max}$ , що з'являється в перерізах плити. По загальній методиці та конструктивним рішенням призначають діаметр та крок поперечних стержнів а потім проводять перевірку несучої здатності перерізів.

При виконанні операцій армування, яке здійснюється в'язаними каркасами, діаметр поперечних стержнів повинен бути в межах: не менше 6 мм при  $h_{sb} \leq 80$  см і не менше 8 мм при  $h_{sb} > 80$  см. На площі приопорних ділянок призначаємо крок

хомутів, який вибирають відповідно висоти плити: за  $h_{\text{п}} \leq 45$  см – крок  $s_w \leq h_{\text{п}}/2$  та  $s_w \leq 14$  см.

1/4 прольоту від опор призначають для приопорних ділянок при дії на них рівномірно розподіленого навантаження. На всій іншій площі плити призначаємо крок:  $s_w \leq 3/4 h_{\text{п}}$  та  $s_w \leq 48$  см.

Виконуємо перевірку міцності перерізу, вибравши ділянку у вигляді стиснутої похилої смуги

$$Q_{\text{max}} \leq 0,3 \epsilon_{\text{т}b1} \epsilon_{\text{т}w1} R_b \cdot b_{\text{sb}} \cdot h_0, \quad (10)$$

де  $\epsilon_{\text{т}b1} = 1 - \omega R_b$ ;  $\omega = 0,01$  для важких бетонів;

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \frac{n_w A_{\text{sw}}}{b_{\text{sb}} S_w} \leq 1,3 \quad (11)$$

За умови, що перевірка міцності не виконується, тоді необхідно збільшувати розміри поперечного перерізу плити.

Визначаємо значення зусилля, що діє в поперечних стержнях.

$$q_{\text{sw}} = \frac{R_{\text{sw}} n_w A_{\text{sw}}}{S_w} \quad (12)$$

де  $n_w$  – кількість віток хомутів у зв'язках;

$A_{\text{sw}}$  – площа поперечного перерізу.

Необхідно забезпечити перевірку

$$q_{\text{sw}} \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b_{\text{sb}}}{2} \quad (13)$$

де  $\epsilon_{\text{т}b3} = 0,58$  для важких бетонів.

Визначаємо проекцію похилого перерізу

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{bt} b_{\text{sb}} h_0^2}{q_1}} \quad (14)$$

де  $q_1 = q_b$  за  $q_b \leq 0,56 q_{\text{sw}}$ ;

$q_1 = q_b + q_{\text{sw}}$  за  $q_b > 0,56 q_{\text{sw}}$ .

На бетон діє поперечна сила, яку можемо визначити за формулою

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b_{\text{sb}} \cdot h_0^2}{c} \quad (15)$$

але не більше  $2,5 R_{bt} \cdot b_{\text{sb}} \cdot h_0$  не менше  $\epsilon_{\text{т}b3} \cdot R_{bt} \cdot b_{\text{sb}} \cdot h_0$ .

Обраховуємо проекцію похилої тріщини

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{bt} \cdot b_{sb} h_0^2}{q_{sw}}}, \quad (16)$$

де  $\varphi_{b2} = 2,0$  для важких бетонів.

в розрахунку приймають  $c_0 \leq 2h_0$  та  $c_0 < c$ , але не менше  $h_0$  за  $c > h_0$ .

Виконуємо перевірку міцності перерізу

$$Q \leq Q_b + q_{sw} \cdot c_0, \quad (17)$$

де  $Q = Q_{max} - q_b \cdot c$  – значення поперечної сили на крайній ділянці похилого перерізу.

За умови, якщо перевірка не виконується, тоді необхідно змінювати діаметр або робити конструктивні зміни у розташуванні поперечних стержнів в сторону зменшення.

Робоча висота перерізу в дійсності  $h_0 = 26 - 3 - 1,0/2 = 22,5$  см.

Максимальне значення поперечної сили, яке можемо вибрати з графіків ізополів напружень  $Q_{max} = 240,8$  кН.

Виходячи з розрахунків можемо призначити елементи конструкції - поперечну арматуру діаметром 10 мм з сталі А240С. Згідно конструктивних вимог можемо підібрати максимальний крок розташування поперечної арматури на крайніх ділянках  $s_w \leq h_p/2 = 26/2 = 13$  см, але не більше 16 см. Отже, із заданих меж вибираємо крок  $s_w = 15$  см. Виконуємо перевірку міцності перерізу, вибравши ділянку у вигляді стиснутої похилої смуги за (10).

$$Q_{max} = 240,8 \text{ кН} < 0,3 \cdot 0,847 \cdot 1,034 \cdot 1,53 \cdot 100 \cdot 22,5 = 904,48 \text{ кН},$$

де  $\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,847$ ;

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{2,1 \cdot 10^5}{32,5 \cdot 10^3} \cdot \frac{2 \cdot 0,785}{100 \cdot 15} = 1,034 < 1,3$$

За виразом (11)

Умова міцності забезпечена. Конструктивні рішення по вибору розмірів поперечного перерізу плити вірні.

Визначаємо погонне зусилля поперечних стержнях

$$q_{sw} = \frac{17,0 \cdot 2 \cdot 0,785}{15} = 1,78 \text{ кН/см} > q_{sw, \min} = \frac{0,6 \cdot 0,108 \cdot 100}{2} = 3,24 \text{ кН/см}$$

Обчислюємо значення проекції похилого перерізу (14)

$$c = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,108 \cdot 100 \cdot 22,5^2}{0,8112}} = 116,1 \text{ см}$$

$$\text{де } q_1 = qb = 0,811 \text{ кН/см}, qb = 0,811 \text{ кН/см} < 0,56$$

$$\cdot q_{sw} = 0,56 \cdot 3,24 = 1,814 \text{ кН/см}, \text{ со} > h_0$$

На бетон стиснутої зони діє поперечна сила (15)

$$Q_b = \frac{2 \cdot 0,108 \cdot 100 \cdot 22,5^2}{116,1} = 94,186 \text{ кН} < 2,5 \cdot 0,108 \cdot 100 \cdot 22,5 = 607,5 \text{ кН};$$

$$Q_b = 94,186 \text{ кН} > 0,6 \cdot 0,108 \cdot 100 \cdot 22,5 = 145,8 \text{ кН}$$

Для подальших розрахунків  $Q_b = 145,8 \text{ кН}$

Проекція похилої тріщини

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,108 \cdot 100 \cdot 22,5^2}{1,14}} = 97,94 \text{ см}.$$

Надалі будемо використовувати  $c = c_0 = 96,98 \text{ см}$ .

Обчислюємо розрахункове значення поперечної сили на крайній ділянці похилого перерізу

$$Q = 240,8 - 0,8112 \cdot 97,94 = 161,35 \text{ кН}.$$

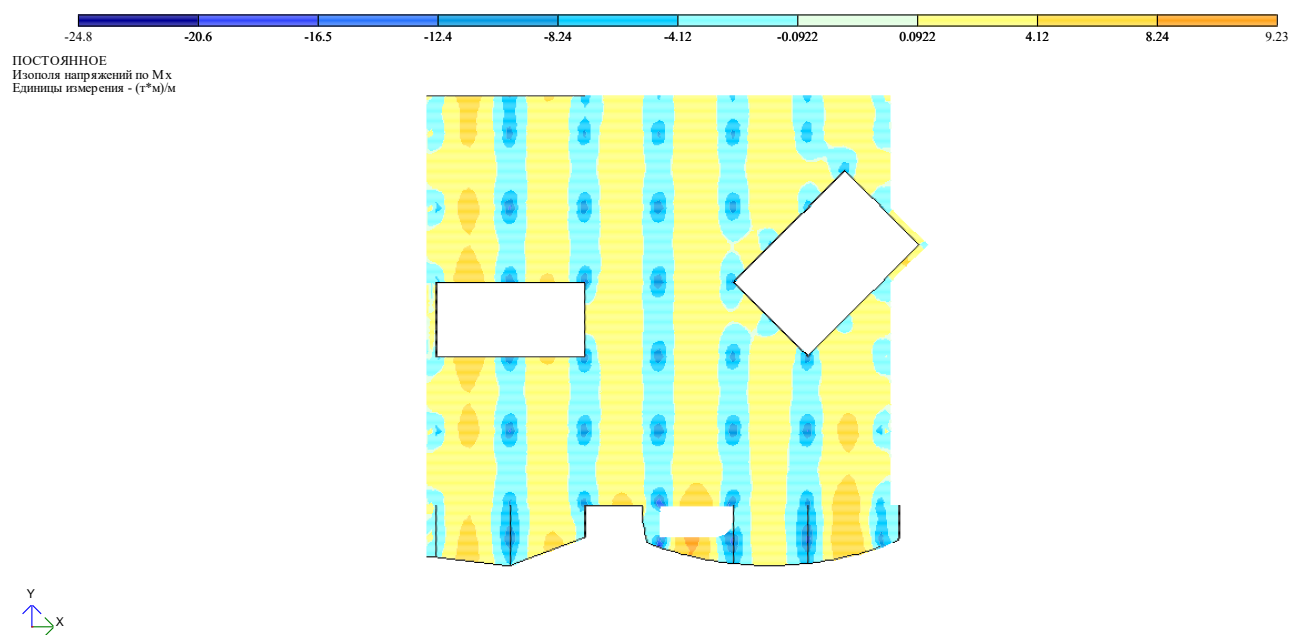
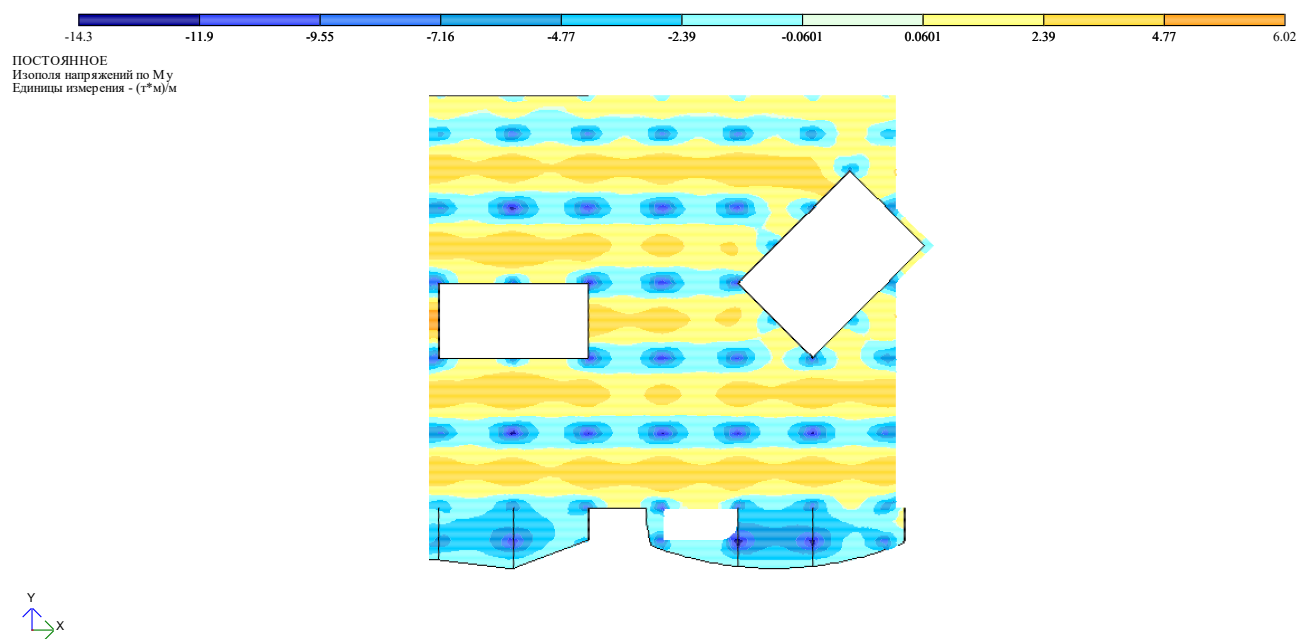
Виконуємо перевірку міцності перерізу

$$Q = 161,35 < 145,8 + 3,24 \cdot 97,94 = 463,126 \text{ кН},$$

Умова міцності забезпечена.

Крок армування прольотних ділянок

$$sw = 3/4 hsb = 3/4 \cdot 26 = 19,5 \text{ см}.$$

Рис. 2.4 Изополю напряжень по  $M_x$ Рис. 2.5 Изополю напряжень по  $M_y$



## 2.2. Розрахунок перекриття за другою групою граничних станів

Розрахунок за розкриттями тріщин.

Перекриття відносяться до конструкційних елементів, до яких висуваються вимоги 2-ї категорії тріщиностійкості. Із нормативних документів вибираємо граничне значення ширини розкриття тріщин  $a_{crc1}$  і  $a_{crc2}$  [11].

Обчислюємо повну ширину розкриття тріщин

$$a_{crc1} = a'_{crc1} - a'_{crc2} + a_{crc2}, \quad (18)$$

де  $a'_{crc1}$  – ширина розкриття тріщин, при короткочасній дії силових впливів за  $\gamma_f = 1$ ;  $a'_{crc2}$  – ширина розкриття тріщин при короткочасній та тривалій дії силових впливів за  $\gamma_f = 1$ ;  $a_{crc2}$  – ширина розкриття тріщин при тривалій дії силових впливів та дії постійних впливів за  $\gamma_f = 1$ .

Ширину розкриття тріщин, що в проекції знаходяться перпендикулярно до поздовжньої осі елемента знаходимо

$$a_{crc} = \eta \varphi_l \delta \lambda \frac{\sigma_s}{E_s} d, \quad (19)$$

де  $\eta$  – коефіцієнт, що враховує характеристики арматури і призначається А400С – 1,0; А240 – 1,3;

$\varphi_l$  – коефіцієнт, що враховує характеристики щодо тривалість дії навантажень і призначається: для короткочасної дії силового впливу – 1; для тривалої дії – 1,4 – 1,5;

$\delta$ ,  $\lambda$  – коефіцієнти, які обчислюються за формулами 20, 22;

$\sigma_s$  – напруга в розтягнутій арматурі в (МПа);

$E_s$  – модуль пружності арматури (МПа);

$d$  – діаметр арматури в мм.

$$\delta = \frac{1}{\varphi_d \left( \frac{E_l}{E_s} + 2\mu \right)} \quad (20)$$

$\varphi_d$  – коефіцієнт, який визначається за формулою нижче (21)

$$1,0 \leq \varphi_d = 1 + 0,175 \frac{d^2 - 1}{d - 0,5} \leq 1,6 \quad (21)$$

$d$  – значення діаметра арматури в см;

$\mu$  – коефіцієнт армування;

$$\lambda = 2 \left( 1 - \frac{1}{e^w} \right) \leq 1,45 \quad (22)$$

$$\text{де } w = \frac{1}{\delta} \left( 5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}} \right) \quad (23)$$

Визначаємо висоту стиснутої зони  $x$

$$x = \varphi_\zeta (\varphi_s + \varphi_f + \varphi_n) h_0, \quad (24)$$

$$\varphi_\zeta = \beta \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \left( \varphi_n + \varphi_s \frac{a'}{h_0} + 0,5 \varphi_f \frac{h'_f}{h_0} \right)}{\beta (\varphi_s + \varphi_f + \varphi_n)^2}} - 1 \right] \quad (25)$$

$$\beta = \frac{E_s A_s}{E_b b h_0} \cdot \frac{\phi_b \varphi_{b2}}{\phi_s \varphi_{b1}}, \quad (26)$$

де  $\varphi_{b1}$  – коефіцієнт, який враховує короткоплинну повзучість бетону і приймається для важких дрібнозернистих і легких бетонів на щільних заповнювачах рівним 0,85; для поризованих і легких бетонів на пористих заповнювачах – 0,7;

$\varphi_{b2}$  – коефіцієнт, який враховує тривалу повзучість бетону і приймається за таблицею 8.1.[12].

$\phi_b$  – коефіцієнт, який враховує нерівномірність розподілення деформацій бетону стиснутої зони; його приймають для бетонів класу В7,5, вище рівним 0,9, для інших бетонів – 0,7;

$\phi_s$  – коефіцієнт, який враховує роботу розтягнутого бетону на ділянках з тріщинами і знаходиться за формулою

$$\phi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m \leq 1,0, \quad (27)$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M_{ser}} \leq 1,0, \quad (28)$$

$W_{pl}$  – пружно пластичний момент опору перерізу елемента;

$M_{ser}$  – згинаючий розрахунковий момент за  $\gamma_f = 1$ , від дії якого визначається ширина розкриття тріщин.

Обчислюємо значення коефіцієнта  $\varphi_f$ , що враховує дію стиснутих елементів таврових конструкцій на висоту стиснутої зони

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{\beta b h_0}. \quad (29)$$

Обчислюємо значення коефіцієнта  $\varphi_s$ , що враховує дію стиснутих армувальних елементів за формулою

$$\varphi_s = \frac{A'_s \phi_s}{A_s \phi_b}. \quad (30)$$

Обчислюємо значення коефіцієнта  $\varphi_n$ , який показує вплив ексцентриситету

$$\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+2}{e_{s,tot}}} \quad (31)$$

для згинальних елементів  $\varphi_n = 1$ .

Знаходимо плече внутрішньої пари сил

$$z = \left( h_0 - \frac{x}{3} \right) \frac{\left[ 1 + \lambda_1 \frac{h_0 + 0,5h'_f}{h_0 - \frac{x}{3}} \right]}{1 + \lambda_1}, \quad (32)$$

звідки

$$\lambda_1 = \frac{\left( 2 - \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) \cdot h'_f}{bx} \quad (33)$$

При  $x \leq h'_f$  значення  $\lambda_1$  дорівнює 0.

Дію напруження в розтягнутій арматурі визначаємо

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s z}. \quad (34)$$

Якщо умова  $a_{crc1} \leq (a_{crc1})_u$ ,  $a_{crc2} \leq (a_{crc2})_u$  не задовільняється, тоді змінюємо площу перерізу робочої арматури - збільшуємо розміри до виконання умов.

Розрахунки проведені за умови дії повних навантажень а також дії постійних і тривалих навантажень, внаслідок чого знайдено граничну ширину розкриття тріщин, що становить  $a_{crc1}=0,3$  мм та  $a_{crc2}=0,1$  мм відповідно.

Обчислення проводимо на середній ділянці прольоту плити перекриття, за умови впливу згинаючих моментів від навантажень:

повних за  $\gamma_f = 1 M_{ser} = 77,39 \text{кНм}$

постійних і тривалих за  $\gamma_f = 1 M_{ser,l} = 68,43 \text{кНм}$

Розміри робочої арматури – 5Ø15+4Ø9A400C (AS = 10,23 см<sup>2</sup>).

Проводимо розрахунки щоб встановити величини, які допоможуть знайти величину розкриття нормальних тріщин.

$M = M_{ser} = 77,39 \text{кНм}$ ;  $\varphi_{ls} = 1,1$ ;  $\varphi_{b2} = 1,0$ ;  $\varphi_l = 1,0$ .

Визначаємо коефіцієнт  $\varphi_d$  за формулою 21

$$\varphi_d = 1 + 0,175 \frac{1,4^2 - 1}{1,4 - 0,5} = 1,187 < 1,6.$$

Пружно-пластичний момент опору, що встановлюється для елемента поперечного перерізу балки

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1\alpha) + 0,15\gamma'] \cdot bh^2 = [0,292 + 0,75(0 + 2 \cdot 0,0039 \cdot 6,46) + 0,15 \cdot 0,025] \cdot 100 \cdot 26^2 = 22547,37 \text{см}^3,$$

де  $\gamma_1 = \frac{(b_f - b)h_f}{bh} = 0$ , оскільки розтягнутої полиці немає,  $b_f = 0$ ;

$$\gamma' = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha \cdot A_s}{bh} = \frac{6,46 \cdot 10,23}{100 \cdot 26} = 0,025;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{32,5 \cdot 10^3} = 6,46;$$

$$\mu_1 = \frac{A_s}{bh} = \frac{10,23}{100 \cdot 26} = 0,0039.$$

Визначаємо коефіцієнти

$$\varphi_m = \frac{1,8 \cdot 22547,37}{77,39 \cdot 10^3} = 0,524 < 1;$$

$$\phi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,524 = 0,674 .$$

Використовуючи формули 26, 29, 30, 25 знаходимо значення коефіцієнтів для наступних розрахунків.

$$\beta = \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10,23}{32,5 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot 22,3} \cdot \frac{0,7 \cdot 1,0}{0,963 \cdot 0,85} = 0,025 ;$$

$$\varphi_f = 0;$$

$$\varphi_s = \frac{10,23 \cdot 0,674}{10,23 \cdot 0,7} = 0,963 ;$$

$$\varphi_\xi = 0,025 \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left( 1,0 + 0,963 \cdot \frac{4,3}{22,3} + 0,5 \cdot 0 \cdot \frac{0}{22,3} \right)}{0,025 \cdot (0,963 + 0 + 1,0)^2}} - 1 \right] = 0,102 .$$

Висота стиснутої зони

$$x = 0,102 \cdot (0,963 + 0 + 1,0) \cdot 22,3 = 4,465 \text{ см} ,$$

Розраховуємо плече внутрішньої пари сил

$$\lambda_1 = 0;$$

$$z = \left( 22,3 - \frac{4,465}{3} \right) \cdot \frac{1 + 0 \cdot \frac{22,3 + 0,5 \cdot 0}{22,3 - \frac{4,465}{3}}}{1 + 0} = 20,812 \text{ см} .$$

Значення напруги напруженої ділянки арматури

$$\sigma_s = \frac{77,39 \cdot 10^3}{10,23 \cdot 20,812} = 363,49 \text{ МПа} .$$

Коефіцієнт армування  $\mu = \frac{A_s}{b(h_0 - x)} = \frac{10,23}{100 \cdot (22,3 - 4,465)} = 0,00574 .$

$$\delta = \frac{1}{1,187 \cdot \left( \frac{32,5 \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^5} + 2 \cdot 0,00574 \right)} = 5,068 ;$$

$$W = \frac{1}{5,068} \cdot \left( 5 + 0,6 \frac{363,49}{22,0} \right) = 2,94 ;$$

$$\lambda = 2 \left( 1 - \frac{1}{e^{2,91}} \right) = 1,894 > 1,45, \text{ приймаємо значення } \lambda = 1,45.$$

Визначаємо ширину розкриття нормальних тріщин  $M = M_{ser,l} = 77,39 \text{кНм}$ ;  $\varphi_{ls} = 1,1$ ;  
 $\varphi_{b2} = 1,0$ ;  $\varphi_l = 1,0$ ;  $\varphi_m = 0,524$ ;  $\varphi_s = 0,674$ ;  $\beta = 0,025$ ;  $\varphi_f = 0$ ;  $\varphi_s = 0,963$ ;  $\varphi_\xi = 0,102$ ;  
 $x = 4,465 \text{см}$ ;  $\lambda_1 = 0$ ;  $z = 20,812 \text{см}$ ;  $\sigma_s = 363,49 \text{МПа}$ ;  $\mu = 0,00574$ ;  $\delta = 5,068$ ;  $W = 2,94$ ;  
 $\lambda = 1,45$ .

$$a'_{crc1} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 5,068 \cdot 1,45 \cdot \frac{363,49}{2,1 \cdot 10^5} \cdot 14 = 0,178 \text{мм}.$$

Значення ширини розкриття тріщин при короткочасній дії постійних і тривалих силових впливів  $\gamma_f = 1 M_{ser,l} = 68,43 \text{кНм}$ .

Конструктивні параметри робочої арматури -  $5\varnothing 14 + 5\varnothing 8$  А400С ( $A_s = 10,23 \text{см}^2$ ).

Проведемо розрахунок величин, які будемо використовувати для встановлення ширини розкриття нормальних тріщин при короткочасній дії повних навантажень  $M = M_{ser} = 68,43 \text{кНм}$ ;  $\varphi_{ls} = 1,1$ ;  $\varphi_{b2} = 1,0$ ;  $\varphi_l = 1,0$ .

Встановлюємо коефіцієнт  $\varphi_d$

$$\varphi_d = 1 + 0,175 \frac{1,4^2 - 1}{1,4 - 0,5} = 1,187 < 1,6.$$

Далі розрахуємо пружно-пластичний момент опору, який виникає в ділянці поперечного перерізу балки

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1\alpha) + 0,15\gamma'] \cdot bh^2 = [0,292 + 0,75(0 + 2 \cdot 0,0039 \cdot 6,46) + 0,15 \cdot 0,025] \cdot 100 \cdot 26^2 = 22547,37 \text{см},$$

де  $\gamma_1 = \frac{(b_f - b)h_f}{bh} = 0$ , оскільки розтягнутої полиці немає,  $b_f = 0$ ;

$$\gamma' = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha \cdot A_s}{bh} = \frac{6,46 \cdot 10,23}{100 \cdot 26} = 0,025 ;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{32,5 \cdot 10^3} = 6,46 ;$$

$$\mu_1 = \frac{A_s}{bh} = \frac{10,23}{100 \cdot 26} = 0,0039.$$

Встановлюємо коефіцієнти

$$\varphi_m = \frac{1,8 \cdot 22547,37}{68,43 \cdot 10^3} = 0,593 < 1;$$

$$\phi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,593 = 0,598.$$

Щоб встановити висоту стиснутої зони бетону необхідно обрахувати коефіцієнти

$$\beta = \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10,23}{32,5 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot 22,3} \cdot \frac{0,7 \cdot 1,0}{0,854 \cdot 0,85} = 0,0286;$$

$$\varphi_f = 0;$$

$$\varphi_s = \frac{10,23 \cdot 0,598}{10,23 \cdot 0,7} = 0,854;$$

$$\varphi_\varepsilon = 0,0286 \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left( 1,0 + 0,854 \cdot \frac{4,3}{22,3} + 0,5 \cdot 0 \cdot \frac{0}{22,3} \right)}{0,0286 \cdot (0,854 + 0 + 1,0)^2}} - 1 \right] = 0,114.$$

Отже, обчислюємо висоту стиснутої зони

$$x = 0,114 \cdot (0,854 + 0 + 1,0) \cdot 22,3 = 4,71 \text{ см},$$

Плече внутрішньої пари сил розраховуємо відповідно з 32 і 33

$$\lambda_1 = 0;$$

$$z = \left( 22,3 - \frac{4,71}{3} \right) \cdot \frac{1 + 0 \cdot \frac{22,3 + 0,5 \cdot 0}{22,3 - \frac{4,71}{3}}}{1 + 0} = 20,73 \text{ см}.$$

Значення напруги розтягнутій арматурі розраховуємо відповідно (34)

$$\sigma_s = \frac{68,43 \cdot 10^3}{10,23 \cdot 20,73} = 322,68 \text{ МПа}.$$

Визначаємо коефіцієнт арм.  $\mu = \frac{A_s}{b(h_0 - x)} = \frac{10,23}{100 \cdot (22,3 - 4,71)} = 0,0058.$

$$\delta = \frac{1}{1,187 \cdot \left( \frac{32,5 \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^5} + 2 \cdot 0,0058 \right)} = 5,064;$$

$$W = \frac{1}{5,064} \cdot \left( 5 + 0,6 \cdot \frac{322,68}{22,0} \right) = 2,73 ;$$

$$\lambda = 2 \left( 1 - \frac{1}{e^{2,73}} \right) = 1,87 > 1,45 , \text{ в розрахунках } \lambda = 1,45 .$$

$$M = M_{ser,l} = 68,43kNm ; \quad \varphi_{ls} = 1,1 ; \quad \varphi_{b2} = 1,0 ; \quad \varphi_l = 1,0 ; \quad \varphi_m = 0,593 ; \quad \phi_s = 0,598 ; \quad \beta = 0,0286 ;$$

$$\varphi_f = 0 ; \quad \varphi_s = 0,854 ; \quad \varphi_\xi = 0,114 ; \quad x = 4,71cm ; \quad \lambda_1 = 0 ; \quad z = 20,73cm ; \quad \sigma_s = 322,68MPa ; \quad \mu = 0,0058$$

$$; \quad \delta = 5,064 ; \quad W = 2,73 ; \quad \lambda = 1,45 ;$$

$$a'_{crc2} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 5,064 \cdot 1,45 \cdot \frac{322,68}{2,1 \cdot 10^5} \cdot 14 = 0,158mm .$$

Подібним методом знаходимо ширину розкриття тріщин згідно теоретичних постулатів розрахунку за тривалої дії постійних і тривалих навантажень за  $\gamma_f = 1$

$$M_{ser,l} = 68,43kNm .$$

Конструктивні розміри арматури в плиті – 5Ø14+5Ø8 A400C ( $A_s = 10,23 \text{ см}^2$ ).

Щоб встановити ширину розкриття нормальних тріщин від тривалої дії постійних і тривалих навантажень необхідно знайти значення деяких величин.

$$M = M_{ser} = 68,43kNm ; \quad \varphi_{ls} = 0,8 ; \quad \varphi_{b2} = 3,0 ; \quad \varphi_l = 1,0 .$$

Визначаємо коефіцієнт  $\varphi_d$

$$\varphi_d = 1 + 0,175 \cdot \frac{1,4^2 - 1}{1,4 - 0,5} = 1,187 < 1,6 .$$

Обчислюємо пружно-пластичний момент опору поперечного перерізу балки

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1\alpha) + 0,15\gamma'] \cdot bh^2 = [0,292 + 0,75(0 + 2 \cdot 0,0039 \cdot 6,46) + 0,15 \cdot 0,025] \cdot 100 \cdot 26^2 = 22547,37cm ,$$

$$\text{де } \gamma_1 = \frac{(b_f - b)h_f}{bh} = 0 , \text{ оскільки розтягнутої полиці немає, } b_f = 0 ;$$

$$\gamma' = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha \cdot A_s}{bh} = \frac{6,46 \cdot 10,23}{100 \cdot 26} = 0,025 ;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{32,5 \cdot 10^3} = 6,46 ;$$

$$\mu_1 = \frac{A_s}{bh} = \frac{10,23}{100 \cdot 26} = 0,0039 .$$



Встановлюємо коефіцієнти

$$\varphi_m = \frac{1,8 \cdot 22547,37}{68,43 \cdot 10^3} = 0,593 < 1;$$

$$\phi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 0,593 = 0,776.$$

Встановлюємо коефіцієнти, які дадуть змогу обчислити висоту стиснутої зони бетону

$$\beta = \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10,23}{32,5 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot 22,3} \cdot \frac{0,7 \cdot 1,0}{0,776 \cdot 0,85} = 0,031;$$

$$\varphi_f = 0;$$

$$\varphi_s = \frac{10,23 \cdot 0,776}{10,23 \cdot 0,7} = 1,11;$$

$$\varphi_\xi = 0,031 \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left( 1,0 + 1,11 \cdot \frac{4,3}{22,3} + 0,5 \cdot 0 \cdot \frac{0}{22,3} \right)}{0,031 \cdot (1,11 + 0 + 1,0)^2}} - 1 \right] = 0,103.$$

Висота стиснутої зони

$$x = 0,103 \cdot (1,11 + 0 + 1,0) \cdot 22,3 = 4,85 \text{ см},$$

Розраховуємо плече внутрішньої пари сил з 32 33

$$\lambda_1 = 0;$$

$$z = \left( 22,3 - \frac{4,85}{3} \right) \cdot \frac{1 + 0 \cdot \frac{22,3 + 0,5 \cdot 0}{22,3 - \frac{4,85}{3}}}{1 + 0} = 20,65 \text{ см}.$$

Розраховуємо значення напруги розтягнутої арматури

$$\sigma_s = \frac{68,43 \cdot 10^3}{10,23 \cdot 20,65} = 323,95 \text{ МПа}.$$

$$\mu = \frac{A_s}{b(h_0 - x)} = \frac{10,23}{100 \cdot (22,3 - 4,85)} = 0,0058.$$

$$\delta = \frac{1}{1,187 \cdot \left( \frac{32,5 \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^5} + 2 \cdot 0,0058 \right)} = 5,06;$$

$$W = \frac{1}{5,06} \cdot \left( 5 + 0,6 \cdot \frac{323,95}{22,0} \right) = 2,73;$$

$$\lambda = 2 \left( 1 - \frac{1}{e^{2,73}} \right) = 1,87 > 1,45, \text{ приймаємо значення } \lambda = 1,45.$$

Тепер можемо розрахувати ширину розкриття нормальних тріщин

$$M = M_{ser,l} = 68,43 \text{ кНм}; \quad \varphi_{ls} = 0,8; \quad \varphi_{b2} = 3,0; \quad \varphi_l = 1,0; \quad \varphi_m = 0,593; \quad \phi_s = 0,776; \quad \beta = 0,031;$$

$$\varphi_f = 0; \quad \varphi_s = 1,11; \quad \varphi_\xi = 0,103; \quad x = 4,85 \text{ см}; \quad \lambda_1 = 0; \quad z = 20,65 \text{ см}; \quad \sigma_s = 323,95 \text{ МПа}; \quad \mu = 0,0058;$$

$$\delta = 5,06; \quad W = 2,73; \quad \lambda = 1,45;$$

$$a_{crc2} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 5,06 \cdot 1,45 \cdot \frac{323,95}{2,1 \cdot 10^5} \cdot 14 = 0,159 \text{ мм}.$$

Зробивши аналіз виконання умов  $a_{crc1} = 0,178 - 0,158 + 0,159 = 0,179 \text{ мм} < 0,2 \text{ мм}$ , та  $a_{crc2} = 0,159 < 0,2 \text{ мм}$ , робимо висновок, що ширина розкриття тріщин є в допустимих межах і не виходить за граничні значення.

### 2.2.2 Розрахунок плити за деформаціями

Умова для розрахунку за деформаціями, звідки виначаємо повний прогин елемента

$$f = \left( \frac{1}{r} \right)_m \cdot \rho_m \cdot l^2 \leq f_u, \quad (35)$$

де  $\left( \frac{1}{r} \right)_m$  – повна кривизна елемента в перерізі з найбільшим згинаючим моментом;

$\rho_m$  – коефіцієнт, що впливає на розрахункову схему елемента:

5/48 - для ділянки з рівномірним навантаженням;

$l$  – розрахунковий проліт.

На ділянці з тріщинами в межах розтягнутої зони, повну кривизну обчислюють за виразом

$$\left( \frac{1}{r} \right)_m = \left( \frac{1}{r} \right)_1 - \left( \frac{1}{r} \right)_2 + \left( \frac{1}{r} \right)_3, \quad (36)$$

де  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  – кривина від нетривалої дії всього навантаження за  $\gamma_f = 1$ ;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$  – кривина від нетривалої дії постійних і тривалих навантажень за  $\gamma_f = 1$ ;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$  – кривина від тривалої дії постійних і тривалих навантажень.

Вище зазначені величини розраховують:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{ser} \cdot \phi_s}{A_s E_s z (h_0 - x)}. \quad (37)$$

Якщо умова 35 для розрахунку за деформаціями не виконується, то слід змінити геометричні характеристики в сторону збільшення площі перерізу.

Визначаємо значення кривини від нетривалої дії навантажень.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{77,39 \cdot 10^3 \cdot 0,674}{10,23 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 20,812 \cdot (22,3 - 4,465)} = 6,34 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Визначаємо значення кривини від нетривалої дії постійних і тривалих навантажень

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{68,43 \cdot 10^3 \cdot 0,598}{10,23 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 20,73 \cdot (22,3 - 4,71)} = 6,22 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Визначаємо значення кривини від тривалої дії постійних і тривалих навантажень

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{68,43 \cdot 10^3 \cdot 0,776}{10,23 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 20,65 \cdot (22,3 - 4,85)} = 6,16 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Отже, обчислюємо повний прогин елемента

$$f = (6,34 - 6,22 + 6,16) \cdot 10^{-5} \cdot \frac{5}{48} \cdot 760^2 = 3,77 \text{ см} < f_u \frac{1}{200} l = \frac{1}{200} \cdot 760 = 3,8 \text{ см},$$

Аналізуючи результат розрахунків встановлюємо, що прогин плити не перевищує граничного.

### 2.3. Розрахунок колон

Запроектвані колони зведені на другому поверсі комплексу. Виконаємо розрахунок колон: типу КМ - 2.1.- як найбільш навантаженої; типу КМ - 2.2. та

типу КМ - 2.3. Геометричні характеристики колони: з квадратним перерізом  $b_c = h_c = 0,4\text{м}$ . Задана умова  $b_c \geq b_{mb} = 0,3\text{ м}$  – виконується.

Геометрична довжина колони становить  $l = 4,75\text{ м}$ .

На конструкцію діє поздовжня сила, величина якої залежить від впливу повних розрахункових навантажень та постійних і тривалих. Значення цього навантаження встановлена зі статичного розрахунку.

### 2.3.1 Визначення міцності перерізів колони

Конструктивні розміри колони другого поверху: довжина -

$$l = H_f + a \text{ (м)}, a = 0,05 \text{ м'}$$

розрахункова довжина -  $l_0 = \mu l$ , де  $\mu = 0,7$  для монолітного каркасу;  $\mu = 1$  - для збірного.

Проводимо розрахунок конструктивних елементів на дію поздовжньої сили, враховуючи ексцентриситет. Згідно умови  $l_0 / b_c \leq 20$  допускається робити обчислення:

$$N \leq \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}), \quad (39)$$

коефіцієнт  $\varphi$  визначаємо з співвідношення :

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s \leq \varphi_{sb}, \quad (40)$$

$\varphi_b, \varphi_{sb}$  – коефіцієнти з таблиці 6.1.[12];

$$\alpha_s = \frac{R_{sc} A_{s,tot}}{R_b A}. \quad (41)$$

Площа перерізу бетону –  $A$  (39, 41)

При розрахунку має виконуватись умова: площа перерізу поздовжньої арматури колони має бути не менше  $\mu_{\min} b_c h_0$  і не перевищувати  $0,03 b_c h_0$ .

Коефіцієнт армування  $\mu_{\min}$  встановлюємо з гнучкості  $l_0 / i < 17 - 0,0005$ ;  $17 \leq l_0 / i \leq 35 - 0,001$ ;  $35 < l_0 \leq 83 - 0,002$ ;  $l_0 / i > 83 - 0,0025$ .

Встановлюємо розміри робочої арматури: діаметр не менше 12мм за мінімальної кількості стержнів шість.

Конструктивні розміри зварних каркасів встановлюють з умов зварювання стержнями: діаметр та крок поперечних стержнів, який не може бути більше 20 діаметрів робочої арматури.

### Розрахунок колони типу КМ – 2.1

Виходячи з проектних рішень розрахункова довжина колони  $l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 4,75 = 3,325$  м

Аналізуючи співвідношення  $l_0 / b_c = 3,325 / 0,4 = 8,313 < 20$ , встановлюємо методику розрахунку - як центрально стиснутого елемента.

Встановлюємо коефіцієнт  $\varphi = 0,9$ . Визначаємо площу перерізу робочої арматури:

$$A_{s,tot} = \frac{N / \varphi - R_b A}{R_{sc}} = \frac{1392,809 / 0,9 - 1,305 \cdot 1600}{22,5} = -24,019 \text{ см}^2,$$

де  $A = b_c h_c = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ см}^2$ .

У запроектованій колоні бетон сприймає все навантаження, тому розміри колони встановлюємо конструктивно: характеристики робочої арматури колони  $4 \text{ } \varnothing 25 \text{ A400C}$  з  $A_s = 19,64 \text{ см}^2$ .

Обчислюємо коефіцієнти, які дадуть змогу зробити перевірку несучої здатності

$$\alpha = \frac{22,5 \cdot 19,64}{1,305 \cdot 1600} = 0,212$$

За значеннями  $\frac{N_l}{N} = \frac{1183,17}{1392,81} = 0,849$ , та  $\frac{l_0}{b_c} = 8,313$  визначаємо  $\varphi_b = 0,908$ , та  $\varphi_{sb} = 0,906$

$$\varphi = 0,908 + 2 \cdot (0,906 - 0,908) \cdot 0,212 = 0,907.$$

Розраховуємо несучу здатність колони

$$N_u = 0,907 \cdot (1,305 \cdot 1600 + 36,0 \cdot 19,64) = 2535,101 \text{ кН} > N = 1392,81 \text{ кН},$$

Умова міцності виконується, отже несуча здатність колони забезпечена.

Розміщення робочої арматури показане на рис.2.6.

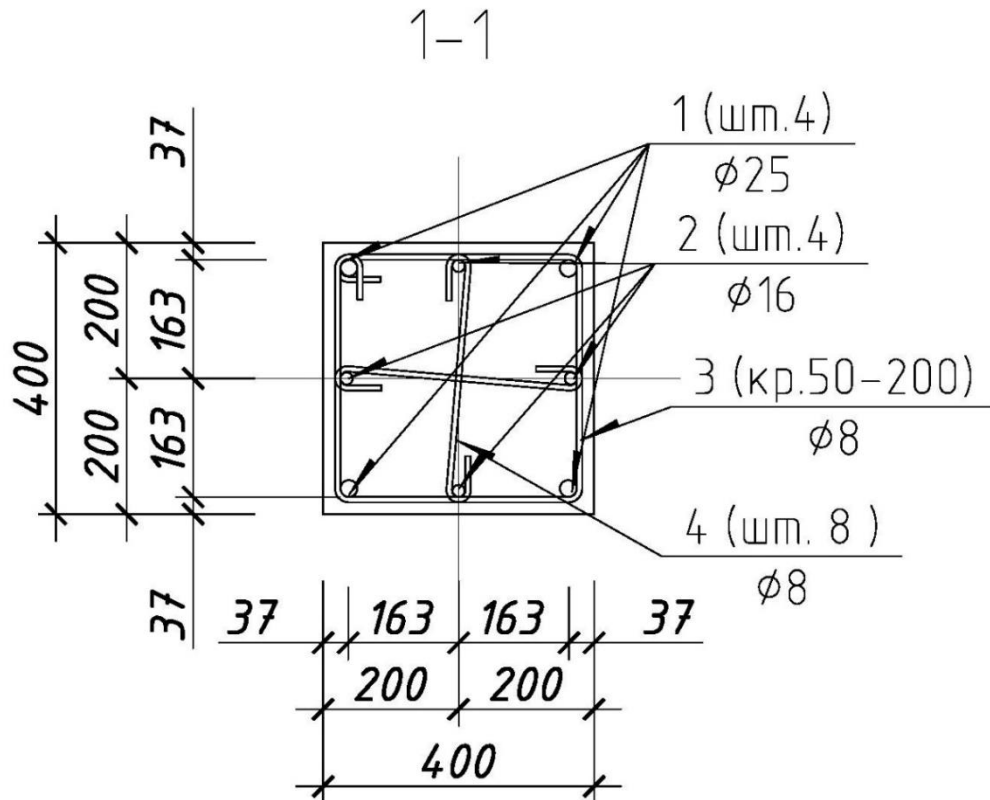


Рис. 2.6. Розміщення робочої арматури в перізі колони

### Розрахунок колони типу КМ – 2.2.

Виходячи з проектних рішень розрахункова довжина колони

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 4,75 = 3,325 \text{ м}$$

Аналізуючи співвідношення  $l_0 / b_c = 3,325 / 0,4 = 8,313 < 20$ , встановлюємо методику розрахунку - як центрально стиснутого елемента.

Встановлюємо коефіцієнт  $\varphi = 0,9$ . Визначаємо площу перерізу робочої арматури:

$$A_{s, \text{tot}} = \frac{N / \varphi - R_b A}{R_{sc}} = \frac{1265,691 / 0,9 - 1,305 \cdot 1600}{22,5} = -30,30 \text{ см}^2,$$

$$\text{де } A = b_c h_c = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ см}^2.$$

У запроектованій колоні бетон сприймає все навантаження, тому розміри колони встановлюємо конструктивно: характеристики робочої арматури колоні  $4\text{Ø}25\text{A}400\text{C}$  з  $A_s = 19,64 \text{ см}^2$ .

Обчислюємо коефіцієнти, які дадуть змогу зробити перевірку несучої здатності.

$$\alpha = \frac{22,5 \cdot 19,64}{1,305 \cdot 1600} = 0,212$$

За значеннями  $\frac{N_l}{N} = \frac{1025,770}{1265,691} = 0,81$ , та  $\frac{l_0}{b_c} = 8,313$

визначаємо  $\varphi_b = 0,908$ , та  $\varphi_{sb} = 0,906$  за таблицею 6.1. [12].

$N$  - сума зусиль від всіх видів навантажень.

$$\varphi = 0,908 + 2 \cdot (0,906 - 0,908) \cdot 0,212 = 0,907.$$

Розраховуємо несучу здатність колони

$$N_u = 0,907 \cdot (1,305 \cdot 1600 + 36,0 \cdot 19,64) = 2535,101 \text{кН} > N = 1392,81 \text{кН},$$

Умова міцності виконується, отже несуча здатність колони забезпечена.

Розміщення робочої арматури показано на рис. 2.7.

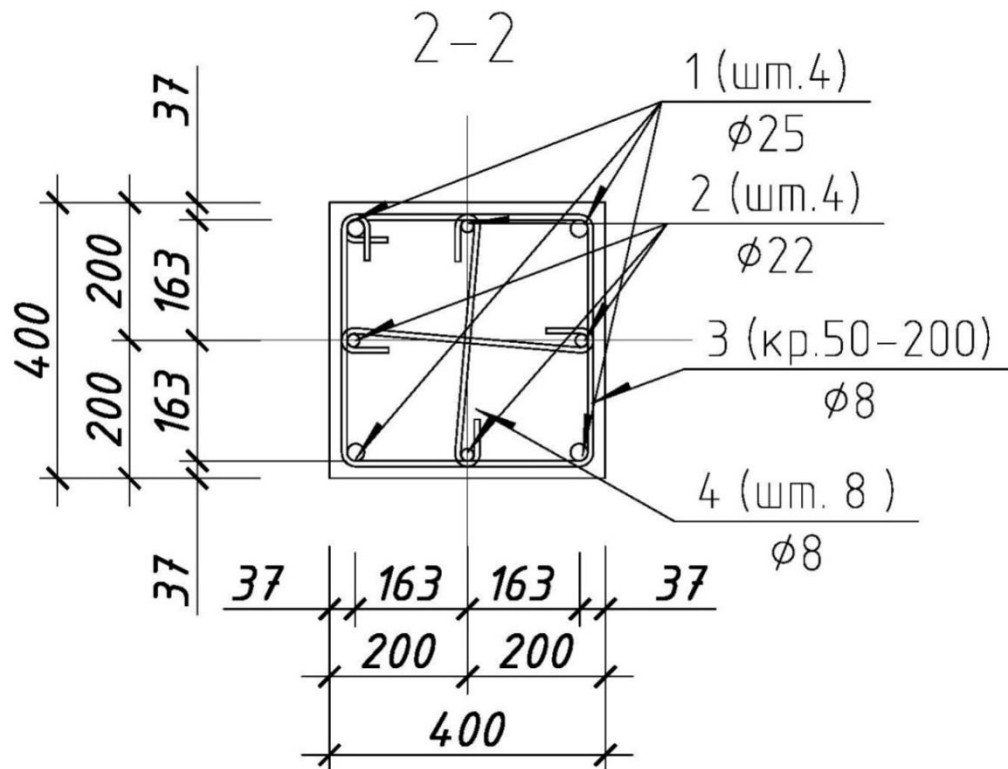


Рис. 2.7. Розміщення робочої арматури в перерізі колони

### Розрахунок колони типу КМ – 2.3

Виходячи з проектних рішень розрахункова довжина колони

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 4,75 = 3,325 \text{ м}$$

Аналізуючи співвідношення  $l_0 / b_c = 3,325 / 0,4 = 8,313 < 20$ , встановлюємо методику розрахунку - як центрально стиснутого елемента.

Встановлюємо коефіцієнт  $\varphi = 0,9$ . Визначаємо площу перерізу робочої арматури:

$$A_{s, \text{tot}} = \frac{N / \varphi - R_b A}{R_{sc}} = \frac{1283,795 / 0,9 - 1,305 \cdot 1600}{22,5} = -29,40 \text{ см}^2, A = b_c h_c = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ см}^2$$

У запроектованій колоні бетон сприймає все навантаження, тому розміри колони встановлюємо конструктивно: характеристики робочої арматури колони  $4\varnothing 16$  А400С з  $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ .

Обчислюємо коефіцієнти, які дадуть змогу зробити перевірку несучої здатності

$$\alpha = \frac{22,5 \cdot 8,04}{1,305 \cdot 1600} = 0,087$$

За значеннями  $\frac{N_l}{N} = \frac{1055,02}{1283,795} = 0,822$ , та  $\frac{l_0}{b_c} = 8,313$  визначаємо  $\varphi_b = 0,908$ ,  $\varphi_{sb} = 0,906$ .

$N$  - сума зусиль від всіх видів навантажень.  $\varphi = 0,908 + 2 \cdot (0,906 - 0,908) \cdot 0,087 = 0,908$ .

Розраховуємо несучу здатність колони

$N_u = 0,908 \cdot (1,305 \cdot 1600 + 36,0 \cdot 8,04) = 2158,715 \text{ кН} > N = 1392,81 \text{ кН}$ , несуча здатність колони забезпечена.

Розміщення робочої арматури показане на рис. 2.8.

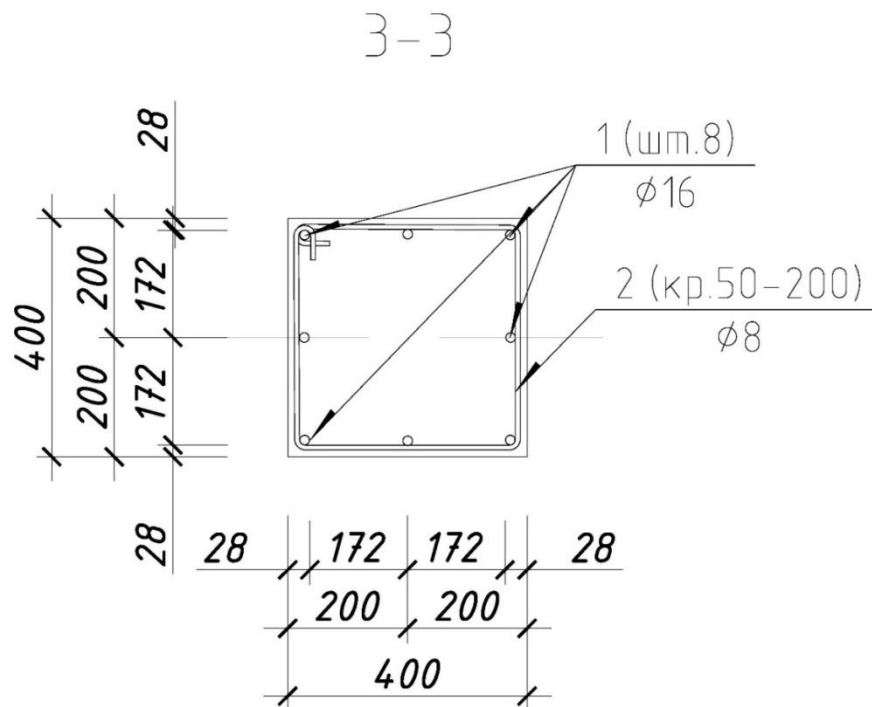


Рис. 2.8 Розміщення робочої арматури в перерізі колони



## 2.4. Розрахунок підпірної стінки

Визначення розмірів підпірної стінки

Призначаємо геометричні розміри підпірної стінки:

Ширина фундаментної плити підпірної стінки:

$$B = (0,5 \dots 0,9) \cdot H = (0,55 \dots 0,95) \cdot 6,5 = 3,575 \dots 6,175 \text{ м. Задаємо } B = 6,0 \text{ м.}$$

Величина переднього виступу фундаментної ділянки:

$$b = (0,2 \dots 0,3) \cdot B = (0,15 \dots 0,3) \cdot 6,0 = 0,9 \dots 1,8 \text{ м. Задаємо } b = 1,0 \text{ м.}$$

Товщина вертикальної плити:  $t = (1/10 \dots 1/5) \cdot H = (1/10 \dots 1/5) \cdot 6,5 = 0,65 \dots 1,3 \text{ м. Задаємо } t = 0,7 \text{ м.}$

Товщина фундаментної плити:

$$a = (1,1 \dots 1,3) \cdot t = (1,1 \dots 1,3) \cdot 0,7 = 0,77 \dots 0,91 \text{ м. Задаємо } a = 0,8 \text{ м.}$$

Геометричні розміри стінки рис. 2.9.

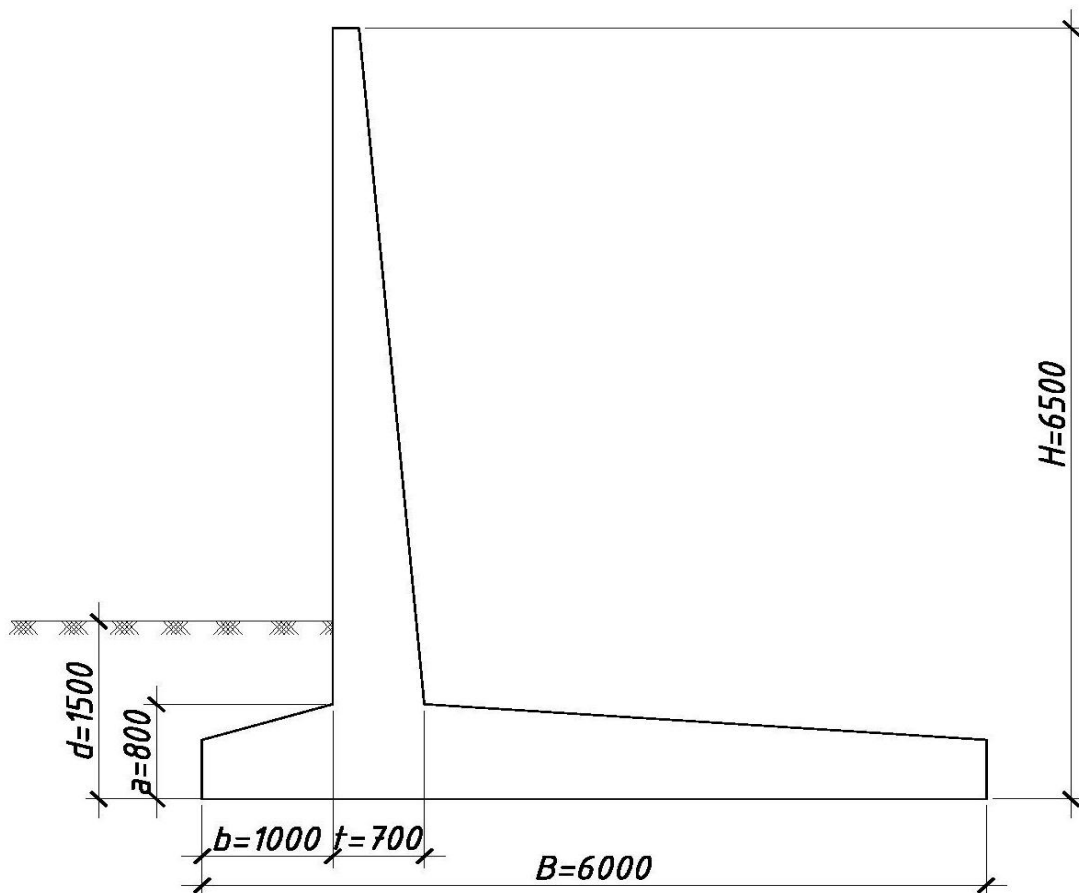


Рис. 2.9. Розміри підпірної стінки

### 2.4.1. Статичний розрахунок

На підпірну стінку діє власна вага стінки та ґрунту, активний і пасивний горизонтальні тиски ґрунту, навантаження на поверхні. Вагу конструкцій і ґрунту в межах ширини підшви визначаємо для смуги шириною 1 м.

Розрахункове експлуатаційне значення ваги конструкцій і ґрунту (рис. 2.2.8):

$$G_{zp1} = \rho \cdot (B - b - t) \cdot h \cdot 1 = 18,2 \cdot (6,0 - 1,0 - 0,7) \cdot 5,7 \cdot 1 = 446,08 \text{ кН};$$

$$G_{zp2} = \rho \cdot b \cdot (d - a) \cdot 1 = 18,2 \cdot 1,0 \cdot (1,5 - 0,8) \cdot 1 = 12,74 \text{ кН};$$

$$G_{cm} = \rho \cdot h \cdot t \cdot 1 = 25 \cdot 5,7 \cdot 0,7 \cdot 1 = 99,75 \text{ кН};$$

$$G_{nl} = \rho \cdot B \cdot a \cdot 1 = 25 \cdot 6,0 \cdot 0,8 \cdot 1 = 120,0 \text{ кН}.$$

$$G_{zp} = G_{zp1} + G_{zp2} = 446,08 + 12,74 = 458,82 \text{ кН};$$

$$G_k = G_{cm} + G_{nl} = 99,75 + 120,0 = 219,75 \text{ кН}.$$

$$\Sigma G_H = G_k + G_{zp} = 219,75 + 458,82 = 678,57 \text{ кН}.$$

Розрахункове граничне значення ваги конструкцій і ґрунту:

$$\Sigma G = \Sigma G_H \cdot \gamma_f = 678,57 \cdot 0,9 = 610,713 \text{ кН},$$

де  $\gamma_f = 0,9$  – коефіцієнт надійності за навантаженням.

Визначаємо висоту шару ґрунту, що пропорційна тимчасовому навантаженню:

$$h_{red} = v / \rho = 6,0 / 15,1 = 0,397 \text{ м}.$$

Встановлюємо бічний тиск ґрунту:

$$- \text{зверху } p_t = \rho \cdot h_{red} \cdot k \cdot \gamma_f = 18,2 \cdot 0,397 \cdot 0,589 \cdot 1,2 = 5,107 \text{ кН/м}^2;$$

$$- \text{знизу } p_b = \rho \cdot (h_{red} + H) \cdot k \cdot \gamma_f = 18,2 \cdot (0,397 + 6,5) \cdot 0,589 \cdot 1,2 = 88,721 \text{ кН/м}^2$$

де  $\gamma_f = 1,2$  – коефіцієнт надійності за навантаженням;

$$k = \text{tg}^2(45 - \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 15^\circ/2) = 0,589.$$

Розраховуємо рівнодіючу активного тиску ґрунту:

$$F = \left( \frac{p_t + p_b}{2} \right) \cdot 1 \cdot H = \left( \frac{5,107 + 88,721}{2} \right) \cdot 1 \cdot 6,5 = 304,941 \text{ кН}.$$

## 2.4.2. Аналіз стійкості конструкції

Для забезпечення стійкості підпірної стійки проти зсуву виконуємо розрахунок:

$$\frac{\Sigma G \cdot \mu}{F} = \frac{610,713 \cdot 0,6}{304,941} = 1,21 > 1,2$$

Стійкість конструкції забезпечена.

Для забезпечення стійкості підпірної стійки проти перекидання виконуємо розрахунок:

$$\frac{M_1}{M_2} \geq 1,5$$

Де  $M_1$  – момент, що утримує стінку проти перекидання відносно т. О;

$M_2$  – момент від дії тиску ґрунту, що викликає перекидання стінки відносно т.О.

$$M_1 = (G_{ст} \cdot X_1 + G_{пл} \cdot X_2 + G_{гр1} \cdot X_3 + G_{гр2} \cdot X_4) \cdot \gamma f = (99,75 \cdot 1,4 + 120,0 \cdot 3,0 + 446,08 \cdot 3,85 + 12,74 \cdot 0,5) \cdot 0,9 = 2001,08 \text{ кНм};$$

$$M_2 = F \cdot z = F \cdot H'/3 = 304,941 \cdot (6,5 + 0,397)/3 = 701,06 \text{ кНм.}$$

Стійкість забезпечена:  $\frac{2001,08}{701,06} = 2,85 \geq 1,5$ .

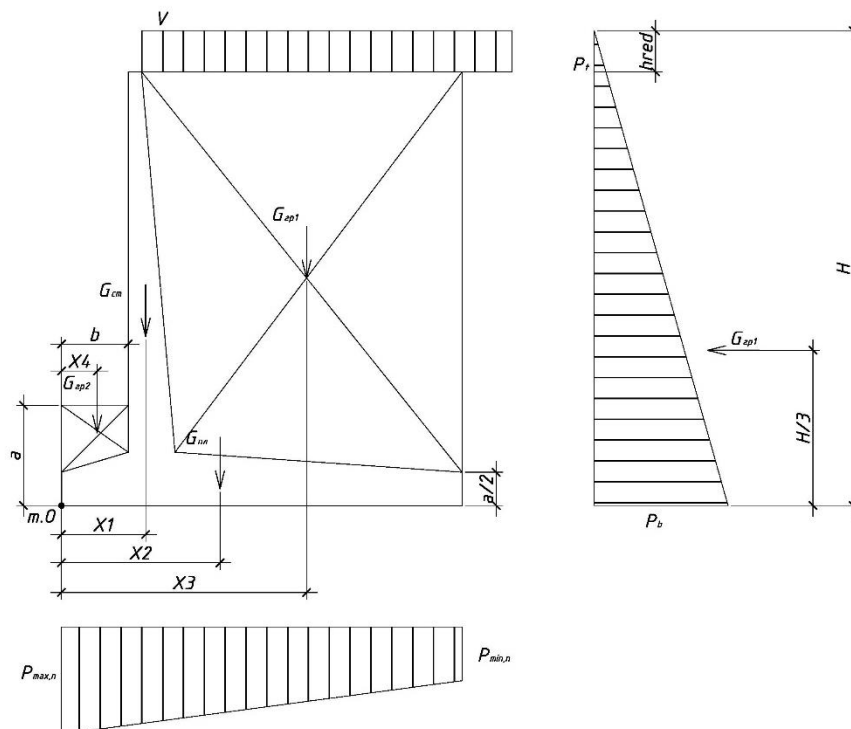


Рис. 2.10. Розрахункова схема підпірної стінки

Встановлюємо значення крайового тиску під конструкцією фундаменту, для чого виділяємо смугу довжиною 1 м:

$$p_{\min,n}^{\max} = \frac{N^n}{A} \pm \frac{M^n}{W};$$

$$\text{де } W = \frac{1 \cdot B^2}{6} = \frac{1 \cdot 6,0^2}{6} = 6,0 \text{ м}^3;$$

$$A = 1 \cdot B = 1 \cdot 6,0 = 6,0 \text{ м}^2;$$

$$N^n = \Sigma G_n = 678,57 \text{ кН.}$$

$M^n$  – розрахункове експлуатаційне значення моменту всіх сил відносно т. В – центру ваги фундаменту (див. рис.2.2.8):

$$M^n = -G_{ст} \cdot (B/2 - X_1) + G_{гр1} \cdot (X_3 - B/2) - F \cdot (0.3H' - 0.5a)/\gamma f - G_{гр2} \cdot (B/2 - X_4) = 236.432 \text{ кНм.}$$

Виконуємо перевірку:

$$p_{\max,n} = \frac{678,57}{6,0} + \frac{236,432}{6,0} = 152,5 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 200 = 240 \text{ кПа};$$

$$p_{\min,n} = \frac{678,57}{6,0} - \frac{236,432}{6,0} = 73,69 \text{ кПа} > 0.$$

Середній тиск на підшву фундаменту:

$$p_{m,n} = \frac{N^n}{A} = \frac{678,57}{6,0} = 113,1 \text{ кПа} < R = 180 \text{ кПа};$$

## 2.5. Розрахунок підпірної стіни

Розрахунок зовнішньої частини фундаментної плити.

Встановлюємо конструктивні характеристики зовнішньої частини фундаментної плити.

Для здійснення розрахунку використовуємо схему – консоль, завантажена тиском ґрунту під підшвою.

Розрахунковий тиск ґрунту в місці защемлення плити (рис. 2.11):

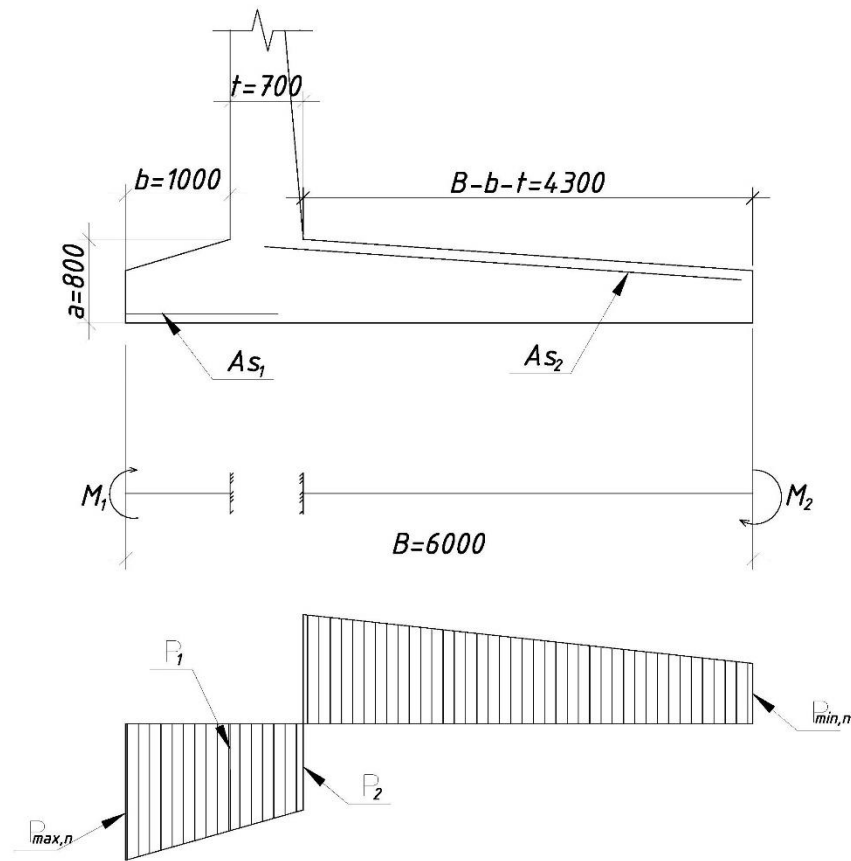


Рис. 2.11. Схема до розрахунку фундаментної плити

$$p_1 = \left( p_{\max, n_1} - \frac{p_{\max, n} - p_{\min, n_1}}{B} \cdot b \right) \cdot \gamma_f = \left( 152,5 - \frac{152,5 - 73,69}{6,0} \cdot 1,0 \right) \cdot 1,2 = 167,238 \text{кПа}$$

$$p_2 = \left( p_{\min, n_1} - \frac{p_{\max, n} - p_{\min, n_1}}{B} \cdot [B - b - t] \right) \cdot \gamma_f =$$

$$= \left( 73,69 - \frac{152,5 - 73,69}{6,0} \cdot [6,0 - 1,0 - 0,7] \right) \cdot 1,2 = 20,65 \text{кПа}$$

$$M_1 = \frac{p_{\max, n} \cdot \gamma_f + p_1}{2} \cdot \frac{b^2}{2} = \frac{152,5 \cdot 1,2 + 167,238}{2} \cdot \frac{1,0^2}{2} = 175,62 \text{кНм}$$

$$\alpha = \frac{M_1}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{175,62 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 1,0 \cdot 0,719^2} = 0,03 \text{кНм}$$

Використовуємо бетон В15  $R_b^T = 7,8$  МПа

де  $h_0 = a - c - d/2 = 0,8 - 0,07 - 0,022/2 = 0,719$ м.

де  $c = 0,05$ м, захисний шар бетону.

З нормативних значень  $\alpha$  встановлюємо:  $\eta = 0,95$  та  $\xi = 0,03$ , [13].

Перевіримо умову:  $\xi \leq \xi_R$

Розраховуємо  $\xi_R$  з співвідношення:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,782}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0,782}{1,1}\right)} = 0,647$$

де  $\omega = a - 0,006 \cdot R_b = 0,78 - 0,006 \cdot 7,8 = 0,876$ ;

$\sigma_{sc,u} = 500$ МПа;

$\sigma_{sr} = R_s = 360$ МПа.

Перевірка:  $\xi = 0,04 < \xi_R = 0,647$ .

$$A_{s1} = \frac{M_1}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{175,62}{0,9 \cdot 360 \cdot 10^3 \cdot 0,98 \cdot 0,719} = 0,000765 \text{ м}^2 = 7,65 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5 стержнів  $d14$  класу А400 з  $A_{s1} = 7,69 \text{ см}^2$ .

### Розрахунок внутрішньої частини фундаментної плити

Використовуємо аналогічну схему для розрахунку – консоль, завантажена тиском ґрунту над плитою.

Визначаємо значення розрахункового тиску ґрунту в місці заземлення

плити фундаменту з вертикальною стінкою (рис. 2.1.11):

$$M_2 = \frac{P_{\min,n} \cdot \gamma_f + p_2}{2} \cdot \frac{B - b - t^2}{2} = \frac{73,69 \cdot 1,2 + 20,65}{2} \cdot \frac{(6,0 - 1,0 - 0,7)^2}{2} = 504,21 \text{ кНм}$$

$$\alpha = \frac{M_2}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot (B - b - t) \cdot h_0^2} = \frac{504,21 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 8,5 \cdot (6,0 - 1,0 - 0,7) \cdot 0,719^2} = 0,027 \text{ кНм},$$

Бетон В15  $R_b^T = 8,5$  МПа

де  $h_0 = a - c - d/2 = 0,9 - 0,08 - 0,019/2 = 0,713$  м.

де  $c = 0,05$  м, захисний шар бетону.

З нормативних значень  $\alpha$  встановлюємо:  $\eta = 0,978$  та  $\xi = 0,023$ , [13].

Виконуємо перевірку:  $\xi \leq \xi_R$

Обчислюємо значення  $\xi_R$ :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,782}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0,782}{1,1}\right)} = 0,647$$

де  $\omega = a - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 8,5 = 0,782$ ;

$\sigma_{sc,u} = 500$  МПа;

$\sigma_{sr} = R_s = 360$  МПа.

Виконуємо перевірку:  $\xi = 0,027 < \xi_R = 0,647$ .

$$A_{s2} = \frac{M_2}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{504,21}{0,9 \cdot 360 \cdot 10^3 \cdot 0,986 \cdot 0,719} = 0,002195 \text{ м}^2 = 21,95 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5 стержнів d14 класу А400 з  $A_{s1} = 7,69$  см<sup>2</sup>

### Розрахунок вертикальної стінки

Встановлюємо значення моменту у вертикальній плиті:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8},$$

(де  $q$  – навантаження на 1 м. п.).

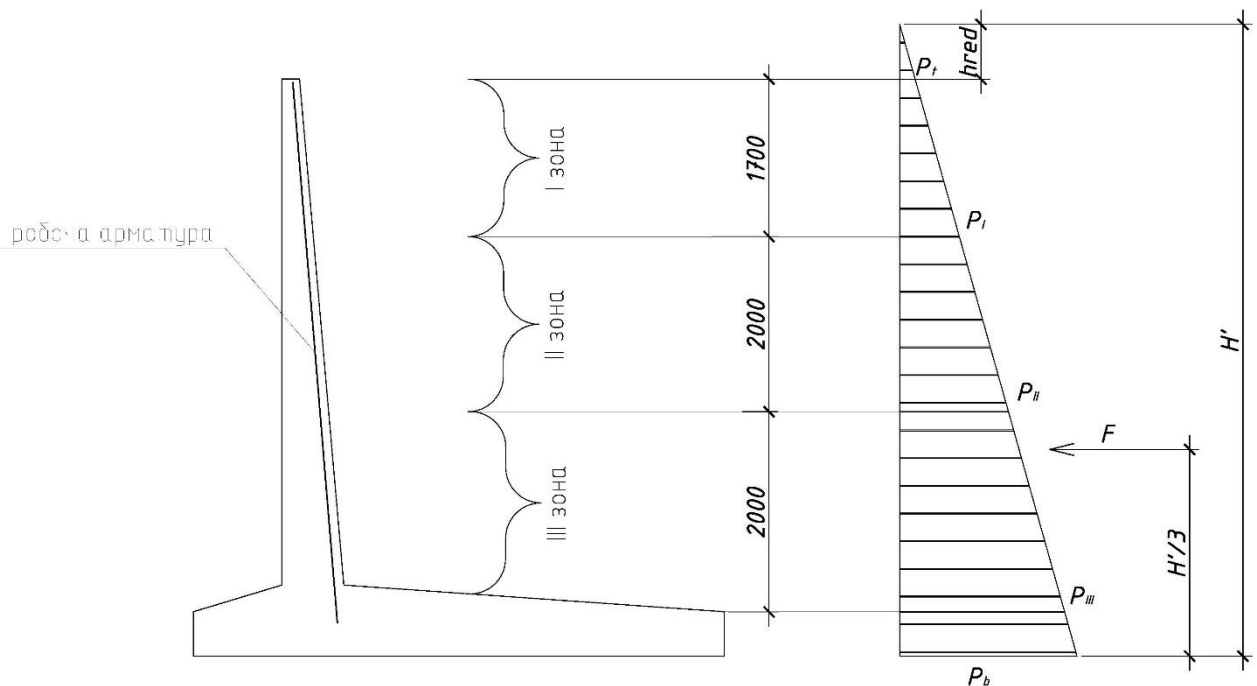


Рис. 2.12. До розрахунку вертикальної плити

Для визначення максимального тиску, конструкцію по висоті розбиваємо на 3 зони: 1,7; 2,0 і 2,0 м (рис. 2.1.12). На кожній з трьох ділянок встановлюємо тиск та необхідну площу арматури.

Зона I (ширина зони 1,7 м):

$$p_I = p_t + \frac{p_b - p_t}{H} \cdot h = 5,107 + \frac{88,721 - 5,107}{6,5} \cdot 1,7 = 26,98 \text{ кПа};$$

$$qI = pI \cdot 1,7 = 26,98 \cdot 1,7 = 45,86 \text{ кН/м.}$$

$$M_I = \frac{45,86 \cdot 1,0^2}{8} = 5,73 \text{ кНм.}$$

$$\alpha = \frac{M_I}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{5,73 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 1,0 \cdot 0,72^2} = 0,001$$

$$\text{В де } h_0 = a - c - d/2 \text{ м.} = 0,1 - 0,07 - 0,02/2 = 0,72$$

де  $c = 0,05 \text{ м}$ , захисний шар бетону.

Використовуючи нормативні значення  $\alpha$  встановлюємо:  $\eta = 0,995$  та  $\xi = 0,01$ , [13].



Робимо перевірку умови:  $\xi = 0,01 < \xi r = 0,647$ .

$$A_{sI} = \frac{M_I}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{5,73}{0,9 \cdot 360 \cdot 10^3 \cdot 0,995 \cdot 0,72} = 0,0000247 \text{ м}^2 = 0,247 \text{ см}^2$$

Коефіцієнт армування  $\mu_{min} = 0,0004$ , отже:

$$A_{s,min} = \mu_{min} \cdot h_0 \cdot 170 = 0,0005 \cdot 72 \cdot 170 = 7,15 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 5 стержнів  $d$  14 класу А400С з  $A_{sI} = 7,69 \text{ см}^2$ .

Зона II (ширина зони 2м):

$$p_{II} = p_t + \frac{p_b - p_t}{H} \cdot h = 5,107 + \frac{88,721 - 5,107}{6,5} \cdot 3,7 = 52,71 \text{ кПа};$$

$$q_{II} = p_{II} \cdot 3,7 = 52,71 \cdot 3,7 = 195,00 \text{ кН/м.}$$

$$M_{II} = \frac{195,0 \cdot 1,0^2}{8} = 24,375 \text{ кНм.}$$

$$\alpha = \frac{M_{II}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{24,375 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 1,0 \cdot 0,72^2} = 0,005$$

$$\text{де } h_0 = a - c - d/2 = 0,8 - 0,07 - 0,02/2 = 0,72 \text{ м.}$$

де  $c = 0,065 \text{ м}$ - захисний шар бетону.

Використовуючи нормативні значення  $\alpha$  встановлюємо:  $\eta = 0,989$  та  $\xi = 0,01$ , [13].

Робимо перевірку умови:  $\xi = 0,01 < \xi r = 0,647$ .

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{24,375}{0,9 \cdot 360 \cdot 10^3 \cdot 0,995 \cdot 0,72} = 0,000105 \text{ м}^2 = 1,05 \text{ см}^2$$

Визначаємо коефіцієнт армування  $\mu_{min} = 0,0003$ , отже:

$$A_{s,min} = \mu_{min} \cdot h_0 \cdot 200 = 0,0035 \cdot 72 \cdot 200 = 6,9 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 5 стержнів  $d$  14 класу А400С з  $A_{sII} = 7,69 \text{ см}^2$ .

Зона III (ширина зони 2м):

$$p_{III} = p_t + \frac{p_b - p_t}{H} \cdot h = 5,107 + \frac{88,721 - 5,107}{6,5} \cdot 5,7 = 78,43 \text{ кПа};$$

$$q_{III} = p_{III} \cdot 5,7 = 78,43 \cdot 5,7 = 447,05 \text{ кН/м.}$$

$$M_{III} = \frac{447,05 \cdot 1,0^2}{8} = 55,88 \text{ кНм.}$$

$$\alpha = \frac{M_{III}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{55,88 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 1,0 \cdot 0,72^2} = 0,013$$

$$\text{де } h_0 = a - c - d/2 = 0,8 - 0,07 - 0,02/2 = 0,72 \text{ м.}$$

де  $c = 0,07$  м, захисний шар бетону.

Використовуючи нормативні значення  $\alpha$  встановлюємо:  $\eta = 0,9847$  та  $\xi = 0,012$ , [13].

Робимо перевірку :  $\xi = 0,013 < \xi_r = 0,639$  .

$$A_{sIII} = \frac{M_{III}}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{55,88}{0,9 \cdot 360 \cdot 10^3 \cdot 0,9945 \cdot 0,72} = 0,000241 \text{ м}^2 = 2,41 \text{ см}^2$$

Визначаємо коефіцієнт армування  $\mu_{min} = 0,0003$  , отже:

$$A_{s,min} = \mu_{min} \cdot h_0 \cdot 200 = 0,0005 \cdot 72 \cdot 200 = 7,2 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 5 стержнів  $d 14$  класу А400С з  $A_{sIII} = 7,69 \text{ см}^2$ .

$$M_r = 46,57 \text{ кНм} < M_{cr} = 657,8 \text{ кНм.}$$

Умова виконується, отже тріщини не утворюються.

Арматуру необхідно надійно анкерувати у вертикальній стінці та горизонтальній плиті, не менше  $20d$ .

## 2.6. Розрахунок ферми покриття

Виконуємо статичний розрахунок з визначенням вузлових зосереджених сил. Необхідно зробити розрахунок навантаження на  $1 \text{ м}^2$  перекриття, для чого вибираємо конструкцію підлоги. В обрахунках встановлюємо коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_n = 0,95$ .

Зводимо дані по навантаженню в таблицю 2.4.

Таблиця 2.4 Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття

№ п / п	Вид навантажень	Характеристичне кПа	Розрахункове при $\gamma_f = 1$	Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_f$	Розрахунок навантаження при $\gamma_f > 1$
Постійні навантаження					
1	Металопрофіль, $t = 0,002\text{м}, \rho = 78,5\text{кН/м}^3$	0,145	0,14	1,1	0,155
2	Підкладковий руберойд $t = 0,002\text{м}, \rho = 6\text{кН/м}^3$	0,009	0,0116	1,3	0,015
3	Утеплювач "Ізотерм" $t = 0,1\text{м}, \rho = 5,7\text{кН/м}^3$	0,57	0,527	1,3	0,67
4	Фанера $t = 0,01\text{м}, \rho = 5\text{кН/м}^3$	0,04	0,046	1,1	0,056
5	Прогони дерев'яні $a * b = 0,1 * 0,1\text{м}, \rho = 7\text{кН/м}^3$	0,04	0,048	1,1	0,057
6	Ферма металева $\rho = 78,5\text{кН/м}^3$	1,0	0,92	1,1	1,048
7	Підвісна стеля $t = 0,01\text{м}, \rho = 12\text{кН/м}^3$	0,2	0,097	1,2	0,116
Всього постійні			$g_n = 1,827$		$g = 2,064$

	Снігове навантаження	1,56 кПа	1,56		1,58
	Повне навантаження	$g_n$	3,36	$g$	3,68

Встановлюємо розрахункове погонне постійне навантаження на ферми

$$q_p = g \cdot \gamma_{fm} \cdot B = 2,074 \cdot 1,05 \cdot 8 = 17,42 \text{ кН/м},$$

де  $B = 8,0\text{м}$  – поздовжній крок ферм.

Таким чином, знаходимо погонне снігове навантаження

$$q_s = S_m \cdot B = 1,55 \cdot 8 = 12,4 \text{ кН/м}.$$

В попередніх пунктах було визначено величини постійного та снігового навантаження, що діють на ферму.

$$q_p = 17,42 \text{ кН/м} \text{ і } q_s = 12,4 \text{ кН/м}.$$

Для розрахунку враховуємо значення зосереджених сил, які діють у вузлах ферми:

від впливу постійного навантаження

$$F_q = q_p \cdot l_m = 17,42 \cdot 1,505 = 26,22 \text{ кН}.$$

від впливу тимчасового навантаження

$$F_s = q_s \cdot l_m = 12,4 \cdot 1,505 = 18,66 \text{ кН},$$

де  $l_m = 1,505\text{ м}$  – розмір панелі.

### 2.6.1 Розрахунок прикріплень у вузлах ферми

Розрахунок прикріплень стержнів решітки до фасонки.

З конструктивних міркувань прикріплення елементів решітки у вузлах виконують за допомогою ручного зварювання. Дана технологічна операція передбачає застосування електроду  $\text{Є42}$ .  $\gamma_s = 1$ ,  $\gamma_{\omega 1} = 1$ . Матеріал для зварювальних

елементів – сталь марки С245 з  $R_{un}=370\text{Мпа}$ ,  $R_{wf}=245\text{Мпа}$ ,  $R_{wz}=0,45R_{un}=0,45 \times 370=166,5\text{Мпа}$ ,  $\beta_f=0,7$ ,  $\beta_z=1$ .

Виконуємо перевірку

$$R_{wf}\beta_f = 245 \times 0,7 = 171,5\text{Мпа} > R_{wz}\beta_z = 166,5 \times 1 = 166,5\text{Мпа}.$$

Для стержня 10 з  $N = -152,708\text{кН}$  обчислюємо площі зварних швів:

$$A'_{ofc} = \frac{0,7 \cdot N}{R_{of}\gamma_{oc}\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 152,708 \cdot 10}{245 \cdot 1 \cdot 1} = 4,36\text{см}^2;$$

$$A'_{oft} = \frac{0,3 \cdot N}{R_{of}\gamma_{of}\gamma_c} = \frac{0,3 \cdot 152,708 \cdot 10}{245 \cdot 1 \cdot 1} = 1,87\text{см}^2.$$

Катети швів:

а) біля обушка  $K_{fc}=1,2 \times t_a=1,2 \times 10=12\text{мм}$ , приймаємо  $K_{fc}=12\text{мм}$ ;

б) біля пера  $K_{ft}=t_a-2\text{мм}=10-2=8\text{мм}$ .

Тепер можемо обчислити розрахункові довжини швів:

$$\text{біля обушка } l_{of} = \frac{A'_{ofc}}{\beta_f K_{fc}} = \frac{4,36}{0,7 \cdot 1,2} = 5,19\text{см};$$

$$\text{біля пера } l_{of} = \frac{A'_{oft}}{\beta_f K_{ft}} = \frac{1,87}{0,7 \cdot 0,8} = 3,34\text{см}.$$

Таким самим чином встановлюємо довжини швів для зварних ділянок решітки

### Розрахунок прикріплень поясів до фасонки

Для виконання обчислень зварних швів елементів ферми використаємо початкові дані:

$$N_2 = -118,02\text{кН}, \quad N_1 = -118,02\text{кН},$$

$$F = 26,22\text{кН}, R_{wf} = 245\text{Мпа}, \gamma_{\omega 1} = \gamma_c = 1.$$

Запроектовано для виготовлення ферми обирати розміри: переріз

поясу тавровий, що складається з двох кутиківрівнополицевих кутиків

$2 \perp 70 \times 8$ . Товщина фасонки  $t_p=10\text{мм}$ .

$$\text{Рівнодіюча сила } N = \sqrt{(N_2 - N_1)^2 + F^2} = \sqrt{(-118,02 - (-118,02))^2 + 26,22^2} = 26,22\text{кН}.$$

Необхідні площі швів:

$$\text{біля обушка } A_{ofc} = \frac{0,7 \cdot N}{2 \cdot R_{of} \gamma_{oc} \gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 26,22 \cdot 10}{2 \cdot 245 \cdot 1 \cdot 1} = 0,38 \text{ см}^2 ;$$

$$\text{біля пера } A_{oft} = \frac{0,3 \cdot N}{2 \cdot R_{of} \gamma_{of} \gamma_c} = \frac{0,3 \cdot 26,22 \cdot 10}{2 \cdot 245 \cdot 1 \cdot 1} = 0,16 \text{ см}^2 .$$

Довжина зварних швів

$$l_{oc} = l_{pc} - 1 \text{ см} = 27 \text{ см} - 1 \text{ см} = 26 \text{ см} ;$$

$$l_{ot} = l_{pt} - 1 \text{ см} = 20 \text{ см} - 1 \text{ см} = 19 \text{ см} ,$$

$l_{pc}=25 \text{ см}$  та  $l_{pt}=17 \text{ см}$  – довжина контакту фасонки поясними кутиками. Призначення розмірів катетів швів проводять згідно умов міцності та конструктивним рішенням.

$$\text{Біля обушка } K_{fc} = \frac{A_{ofc}}{\beta_f \cdot l_{oc}} = \frac{0,38}{0,7 \cdot 26} = 0,021 \text{ см} ;$$

$$K_{fc} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{A_{ofc}}{85}} = \frac{1}{0,7} \sqrt{\frac{0,38}{85}} = 0,096 \text{ см} .$$

$$\text{Біля пера } K_{ft} = \frac{A_{oft}}{\beta_f \cdot l_{ot}} = \frac{0,16}{0,7 \cdot 19} = 0,012 \text{ см} ;$$

$$K_{ft} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{A_{oft}}{85}} = \frac{1}{0,7} \sqrt{\frac{0,16}{85}} = 0,062 \text{ см} .$$

Приймаємо Приймаємо  $K_{fc}=5 \text{ мм}$  та  $K_{ft}=5 \text{ мм}$ .

## 2.7 Висновки до розділу

Здійснено розрахунок та конструювання монолітних залізобетонних елементів будівлі, зокрема, монолітної плити перекриття, колони, підпірної стінки. Встановлено навантаження, які діють на певний елемент конструкції, і проведено перевірку на виконання умов міцності та прогинів.

## РОЗДІЛ 3.

### Науково-дослідний

#### 3.1 Моделювання напружено-деформівного стану монолітної стіни при пожежі

Для визначення переміщень, характеру деформації та розподілу внутрішніх зусиль в середовищі програмного комплексу «ЛІРА» створено скінченно-елементу модель монолітної стіни 1 поверху проектованої будівлі. Вибір цього конструктивного елемента для дослідження, зумовлений тим що він виконує роль діафрагми жорсткості, як наслідок до нього висуваються підвищені вимоги надійності та стійкості.

Товщина монолітної стіни 20 см, клас бетону С20/25. Пожежа імітувалась заданням температурного навантаження в середовищі програмного комплексу. Температура горіння  $5000^{\circ}\text{C}$  з однією сторони та з протилежної  $20^{\circ}\text{C}$ . Таким чином відтворено найекстримальніші умови експлуатації досліджуваної конструкції.

#### 3.2 Результати розрахунку

В результаті обчислень одержано характер деформації (Рис.3.1) та розподіл деформації відносно глобальних координатних осей.

Завантаження 1

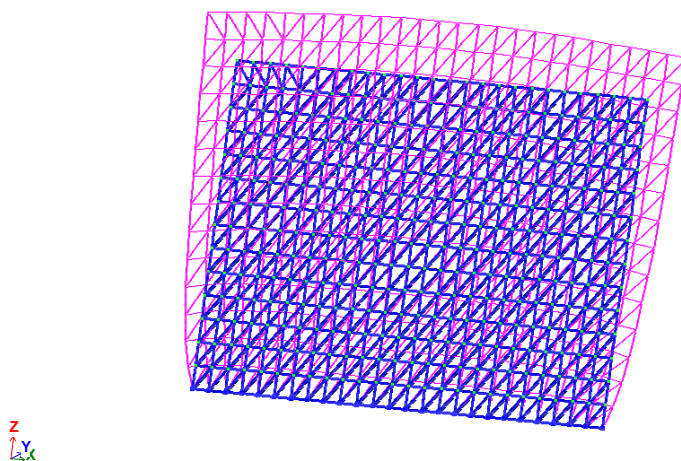


Рис. 3.1 Загальний характер деформацій при пожежі

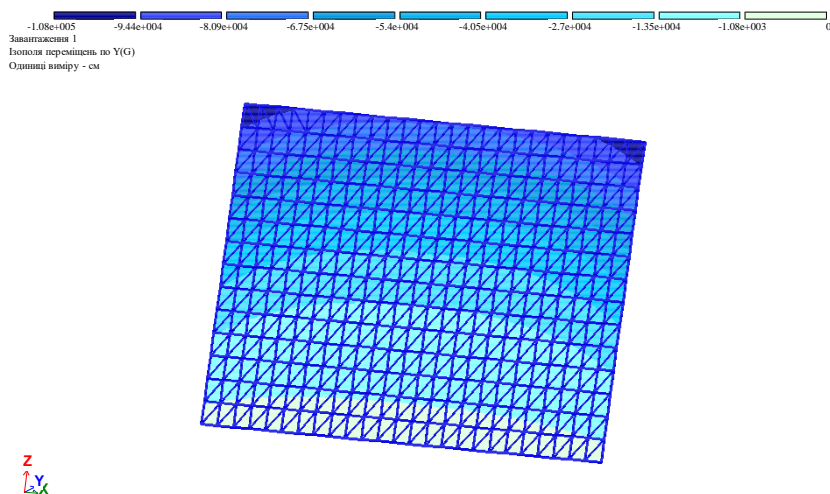


Рис. 3.2 Переміщення по осі OY

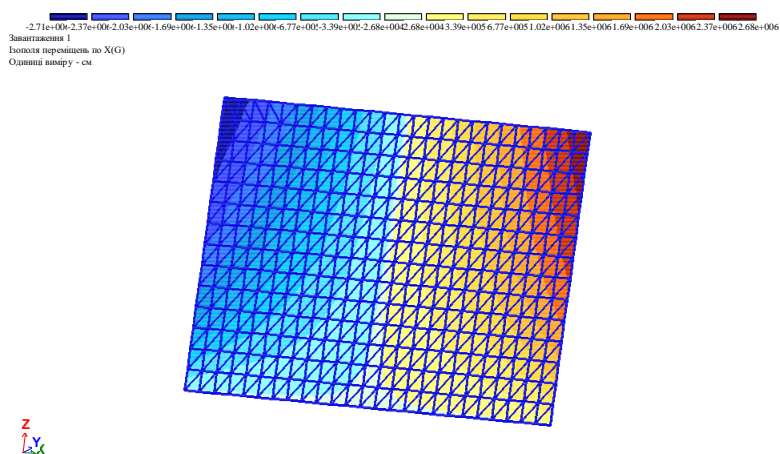


Рис. 3.3 Переміщення по осі OX

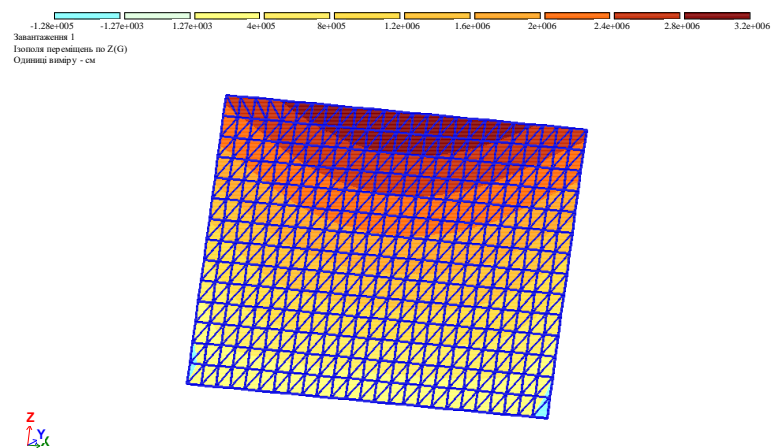
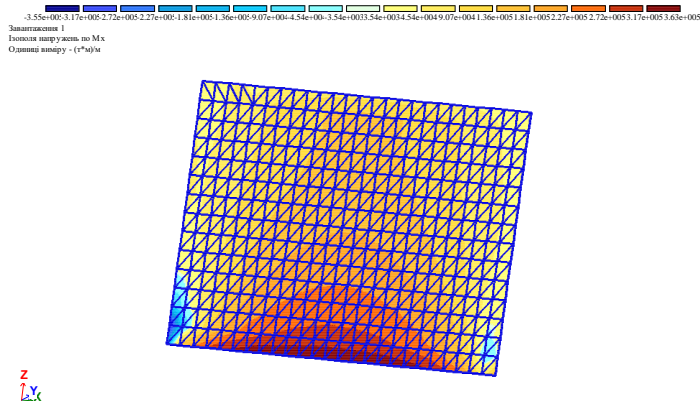
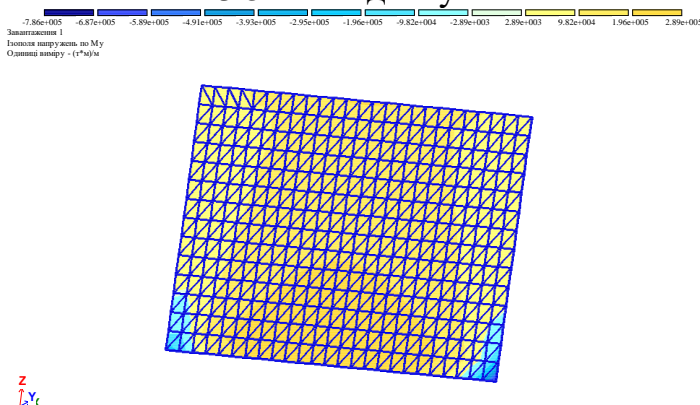
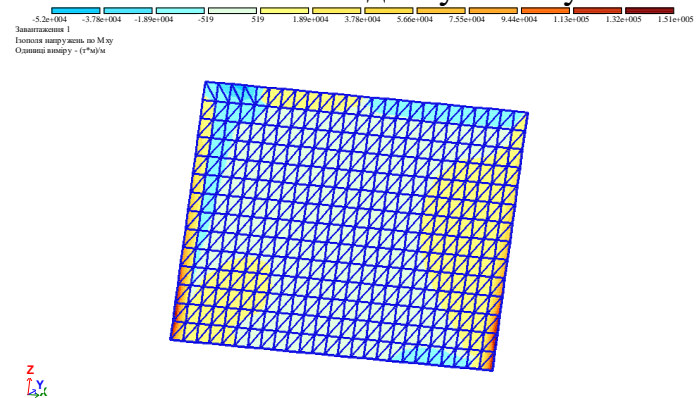


Рис. 3.4 Переміщення по осі OZ



Рис. 3.5 Розподіл зусиль  $M_x$ Рис. 3.6 Розподіл зусиль  $M_y$ Рис. 3.7 Розподіл зусиль  $M_{xy}$ 

### 3.3 Висновки до розділу

В результаті визначення напружено-деформівного стану монолітної стіни при пожежі, встановлено, що внаслідок дії високих температур відбувається зменшення об'єму стіни в результаті чого виникають значні внутрішні зусилля які перевищують межу міцності матеріалу. Таким чином виникає гостра необхідність у застосовуванні вогнезахисту розглянутої конструкції.

## РОЗДІЛ 4

### Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

#### 4.1 Система управління охороною праці в будівельній галузі

Основною метою охорони праці у галузі будівництва є захист робітників, які виконують роботи на об'єкті, та сторонніх осіб які можуть перебувати біля будівельного майданчику. Держава чітко визначає нормативи та стандарти безпечної роботи, яких слід дотримуватися відповідним суб'єктам господарювання. Так. Вимоги до охорони праці в компаніях, діяльність яких пов'язана із провадженням будівельно-монтажних робіт будь-якого типу, регламентується ДБН А.3.2-2-2009.«Техніка безпеки в будівництві»

Система управління охороною праці в первинній будівельно-монтажній організації призначення для створення і забезпечення високовиробничих, безпечних і не шкідливих умов праці при виконанні будівельно-монтажних робіт на основі виконання правил і норм техніки безпеки, виробничої санітарії, усунення їх порушень і включає в себе: класифікатор основних вимог безпеки праці(КБП) і класифікатор основних заходів комплексного плану покращення умов охорони праці і санітарно-оздоровчих заходів(ККП), положення про посадові обов'язки лінійних ІТР, апарату управління і керівників організації по охороні праці; планування, контроль стану безпеки праці, оцінку і стимулювання діяльності посадових осіб по охороні праці.

#### Розрахунок штучного освітлення точковим методом

Принцип розрахунку за даним методом полягає у визначенні освітленості однієї характерної точки на робочій поверхні від точкового джерела світла за номограмою розподілення освітленості даного світильника залежно від висоти та відстані. Загальна освітленість визначається методом суперпозиції.

Розрахувати точковим методом освітленість у контрольній точці горизонтальної робочої поверхні, що освітлюється чотирма однаковими світильниками типу „Астра” з однією лампою в світильнику, рівновіддаленими в плані від контрольної точки на відстань  $d=2\text{м}$ . Лампа типу ДРЛ 250Вт, висота приміщення  $H=3\text{м}$ , висота робочої поверхні над підлогою  $h_p = 0,7\text{м}$ , висота підвіски світильника під стелею  $h_c = 0,3\text{м}$ , коефіцієнт додаткової освітленості  $\mu = 1,0$ , перехідний коефіцієнт для горизонтальної площини  $\psi_1 = 1,0$ .

1) Розрахункова висота підвіски світильника:

$$h = H - h_p - h_c = 3 - 0,7 - 0,3 = 2,0\text{м};$$

2) Умовна освітленість, створювана одним  $i$ -м світильником у контрольній точці:  $e_i 15$ ;

3) Освітленість у контрольній точці, створювана всіма світильниками:

$$E = \frac{\Phi \cdot \mu \cdot \sum_{i=1} (e_i \cdot \psi_i)}{1000\kappa} = \frac{11000 \cdot 1,0(15 \cdot 1 + 15 \cdot 1 + 15 \cdot 1 + 15 \cdot 1)}{1000 \cdot 1,5} = 440\text{Лк} > 300\text{Лк}.$$

**Висновки по розділу:** До початку будівництва та будівельно-монтажних робіт дозволяється приступати при наявності проекту провадження робіт, погодженого зі службами техніки безпеки будівельно-монтажних організацій, що беруть участь у будівництві. При роботі на об'єкті декількох організацій, генпідрядникові, разом із субпідрядними організаціями, необхідно розробити заходи, щодо безпеки праці відповідно до "Положення про взаємини організацій". Та чітко виконувати вимоги до охорони праці в компаніях, діяльність яких пов'язана із провадженням будівельно-монтажних робіт будь-якого типу, яку передбаченні законом у ДБН А.3.2-2-2009. "Техніка безпеки в будівництві."

## 4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Реалізація комплексу заходів щодо запобігання та мінімізації наслідків НС техногенного і природного характеру у галузі радіаційної, хімічної і вибухопожежної безпеки на підприємстві та об'єкті що проектується.

Основним джерелом опромінення людей є

природне випромінювання навколишнього середовища. Таким навколишнім середовищем, у якому людина проводить 80% усього часу, є будівлі, житлові будинки і виробничі приміщення. Якщо порівнювати повітря в кімнаті будинку із забрудненим міським, то в приміщенні воно виявиться в 4-6 разів бруднішим і у 8-10 разів токсичнішим. В зв'язку з цим важливою проблемою є підвищення радіаційної якості проектного об'єкту.

Результати досліджень свідчать про суттєве радіаційне опромінення населення України за рахунок радонової складової, частка якої становить 78% від суми усіх природних джерел. Це значно перевищує дозу опромінення населення внаслідок Чорнобильської катастрофи. Радон виділяється із гранітної крихти залізобетонних конструкцій будівель.

За даними дослідників, на кожну тисячу населення 3-4 людини загинуть від раку легень, викликаного радоном, за умови, якщо середня концентрація радону в будинках не перевищує  $25 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$ . При концентрації радону  $200 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$  приречені захворіти раком уже 3-4 людини на кожну сотню. Концентрація радону в атмосфері коливається в межах  $5-15 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$ .

Згідно з НРБУ-97 величина ефективної питомої активності природних радіонуклідів (РН) у будівельних матеріалах визначається як зважена сума питомих активностей радію-226 ( $A_{Ra}$ ), торію-232 ( $A_{Th}$ ) і калію-40 ( $A_K$ ) за формулою:

$$A_{ef} = A_{Ra} + 1,31 A_{Th} + 0,085 A_K,$$

де 1,31 і 0,085 - вагомні коефіцієнти торію і калію відносно радію. Величина  $A_{ef}$  і величини питомих активностей кожного з трьох зазначених РН визначається в одиницях  $\text{Бк} \cdot \text{кг}^{-1}$ .

За ДБН В1.4-1.01-97 визначені такі допустимі значення  $A_{\text{эф}}$  РН (Ra, Th, K) в будівельних матеріалах:

1) Сумарна  $A_{\text{эф}}$  в будівельних матеріалах, використовуваних для всіх видів будівництва без обмежень (1 клас), не повинна перевищувати  $370 \text{ Бк} \cdot \text{кг}^{-1}$  ( $1 \cdot 10^{-8} \text{ Кі} \cdot \text{кг}^{-1}$ );

2) Будівельні матеріали, у яких  $A_{\text{эф}}$  вища  $370 \text{ Бк} \cdot \text{кг}^{-1}$ , але нижча або дорівнює  $740 \text{ Бк} \cdot \text{кг}^{-1}$  (2 клас), можуть використовуватися для дорожнього і промислового будівництва в межах території населених пунктів і зон перспективної забудови.

Також за нормами ДБН В1.4-1.01-97 визначені такі допустимі рівні потужності поглиненої дози (ППД) гамма-випромінювання в повітрі будинків та приміщень:

1) ППД всередині приміщень, будівель та споруд, які проектується, будуються та реконструюються для експлуатації з постійним перебуванням людей, не повинна перевищувати  $0,27 \text{ мкГр} \cdot \text{год}^{-1}$  ( $30 \text{ мкР} \cdot \text{год}^{-1}$ ). До приміщень з постійним перебуванням людей відносяться житлові приміщення;

2) ППД всередині приміщень, будівель і споруд, які експлуатуються з постійним перебуванням людей, не повинна перевищувати  $0,45 \text{ мкГр} \cdot \text{год}^{-1}$  ( $50 \text{ мкР} \cdot \text{год}^{-1}$ );

3) Якщо ППД всередині приміщень експлуатованих будинків і споруджень з постійним перебуванням людей перевищує  $50 \text{ мкР} \cdot \text{год}^{-1}$ , в них обов'язкове проведення протирадіаційних заходів;

### **Висновок по розділу:**

Однією із найважливіших умов успішного вирішення задачі захисту людей на будівництві є навчання їх правилам безпеки поведінки на майданчику, виконання дії по сигналах оповіщення цивільної оборони, застосування засобів захисту і способів їх виконання при потребі, уміння виконання по наданню першої медичної допомоги та самопомоги і взаємодопомоги між працівниками.

## **Загальні висновки**

Запроектована будівля громадського призначення – торгово-розважальний центр в Полтаві.

**В «Архітектурно-будівельному розділі»** прийнято архітектурно-будівельні рішення щодо проектування і будівництва – торгово-розважального центру.

Обґрунтовано об'ємно-планувальні рішення будівництва на відведеній ділянці, що розташована у частині міста, яка має хороший зв'язок з інфраструктурою міста. Приведено конструктивні рішення щодо фундаментів, стін та перегородок, перекриттів поверхів, покрівлі, сходів та підлоги. Приведено перелік робіт з інженерного облаштування.

**У «Розрахунково-конструктивному розділі»** здійснено розрахунок та конструювання монолітних залізобетонних елементів будівлі, зокрема, монолітної плити перекриття, монолітної колони, підпірної стінки. Встановлено навантаження, які діють на певний елемент конструкції та проведено перевірку на виконання умов міцності та прогинів.

**У «Науково-дослідному розділі»** досліджено особливості деформування та величини внутрішніх зусиль при дії температурних навантажень. В результаті визначення напружено-деформівного стану монолітної стіни при пожежі, встановлено, що внаслідок дії високих температур відбувається зменшення об'єму стіни, в результаті чого виникають значні внутрішні зусилля які перевищують межу міцності матеріалу. Таким чином виникає гостра необхідність у застосовуванні вогнезахисту розглянутої конструкції.

**У розділі «Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях»** розроблено заходи щодо дотримання техніки безпеки будівельних робіт при зведенні торгово-розважального центру. Розроблено евакуаційні шляхи для виходу із будівлі при пожежі.

## Бібліографія

1. ДСТУ-НБВ.1.1-27:2010 “ Будівельна кліматологія ”;
2. ДБН В.1.2-2:2006 “Навантаження і впливи”;
3. ДБН В.2.6-31:2006 “Теплова ізоляція будівель”;
4. ДБН В.2.5-28-2006 “Природне і штучне освітлення”;
5. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 “ Правила виконання архітектурно-будівельних креслень ”;
6. ДСТУ Б А.2.4-4:2009 “Основні вимоги до проектної та робочої документації ”;
7. Н. Л. Русскевич, Д. И. Ткач, М. Н. Ткач “ Справочник по инженерно - строительному черчению ”. Издание 2-е.;
8. ДСТУ Б А.2.4-6-95 “ Правила виконання робочої документації генеральних планів підприємств, споруд та житлово-цивільних ”;
9. ДСТУ Б В.2.6-15-95 “ Вікна та двері полівінілхлоридні ”;
10. ДСТУ Б В.2.6-156-2010 “ Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону ”;
11. П. Ф. Вахненко, А. М. Павліков, О. В. Горик, В. П. Вахненко “ Залізобетонні конструкції ”, Київ, Вища школа 2000р.;
12. Є.М. Бабич, В.Є. Бабич “ Розрахунок і конструювання залізобетонних балок”;
13. ДБН В.2.1-10-2009 “ Основи та фундаменти споруд ”;
14. Строительные краны: Справочник /В. П. Станевский, В. Г. Мойсеенко, Н. П. Колесник. 1989. – 296с.;
15. ДБН А.3.1-5-2009 " Організація будівельного виробництва ";
16. Технологія будівельного виробництва ", За ред. В. К. Черненка, М. Г. Ярмоленка. – К.: Вища шк., 2002.;
17. Козлюк Э. И. " Технологические способы повышения качества монолитных стен в грунте ", Э. И. Козлюк. – Одесса: Автореферат диссертации, 2002.;

18. «Рекомендації з формування ланок для виконання будівельно-монтажних робіт»: Довідник. - Рівне: НУВГП, 2009.- 104с.; Сипко М.Т., Доманський Г.В., Макаренко Р.М., Гомон Л.П.;

19. Методичні вказівки 105-09 до виконання курсового проекту на стадії проекту організації будівництва (ПОБ) з дисципліни “Технологія і організація будівельного виробництва” для студентів всіх форм навчання професійного спрямування ”Промислове та цивільне будівництво” напряму підготовки 6.060101 „Будівництво”. / Зінь Н.С., ст. викладач, Гомон Л.П., ст. викладач, Макаренко Р.М., доцент, Доманський Г.В., доцент – Рівне, НУВГП, 2009. - 39 с.;

20. Методичні вказівки 105-10 для виконання курсового проекту на стадії проекту виконання робіт (ПВР) студентами всіх форм навчання професійного спрямування ”Промислове та цивільне будівництво” напряму підготовки 6.060101 „Будівництво”. /ст. викладач Зінь Н.С., доцент Макаренко Р.М., ст. викладач Гомон Л.П., доцент Доманський Г.В. / – Рівне, НУВГП, 2009 - 40 с.;

21. Методичні вказівки 054-187 до виконання частини дипломного проекту з економічного порівняння варіантів будівельних конструкцій студентами спеціальності 7.092101 «Промислове та цивільне будівництво» всіх форм навчання /Л.П. Гомон, Рівне, НУВГП, 2006.- 52 с.;

22. Державний класифікатор надзвичайних ситуацій ДК19-2001;

23. Наказ Міністерства України з питань надзвичайних ситуацій та у справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи від 22 квітня 2003 року N 119 Про затвердження Класифікаційних ознак надзвичайних ситуацій;

24. Kovalchuk Y., Shynhera N., Chornomaz N. Stress-strain state of a bottom chord of a welded roof truss sorbents Scientific Journal of TNTU. — Tern. : TNTU, 2019. — Vol 93. — No 1. — P. 41–46. — (Mechanics and materials science).