

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 ремонтної бази сільськогосподарської техніки в Харкові з дослідженням  
роботи залізобетонної оболонки

Виконав: студент 6 курсу, групи МБмз-61  
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності)

(підпис)

Змійовський Н.Й

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Ясній В.П.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Данильченко С.М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В.П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Тернопіль  
2021

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

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

Кафедра Будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20\_\_ р.

**ЗАВДАННЯ  
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр  
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія  
(шифр і назва спеціальності)

студенту Змійовському Назарію Йосиповичу  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект ремонтної бази сільськогосподарської техніки  
в Харкові з дослідженням роботи залізобетонної оболонки

Керівник роботи Ясній В.П., д.т.н.  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 6 » вересня 2021 року № 4/7-738

2. Термін подання студентом завершеної роботи \_\_\_\_\_

3. Вихідні дані до роботи \_\_\_\_\_

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)  
6-8 листів формату А1



## ЗМІСТ

ЗМІСТ .....	4
ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1. Архітектурно-конструктивний .....	9
1.1 Природно-кліматичні та інженерно-геологічні умови.....	9
1.2 Опис технологічного процесу.....	9
1.3 Генеральний план.....	10
1.4 Об'ємно-планувальне рішення.....	10
1.5 Конструктивне рішення.....	11
1.6 Теплотехнічний розрахунок.....	13
1.7 Світлотехнічний розрахунок.....	16
РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний .....	19
2.1. Компонування поперечної рами.....	19
2.2. Збір навантажень на раму.....	20
2.2.1. Постійні навантаження.....	20
2.3. Тимчасові навантаження .....	24
2.3.1. Снігове навантаження.....	24
2.3.2. Кранове навантаження.....	25
2.3.3. Вітрове навантаження.....	27
2.4 Розрахунок пальового фундаменту .....	30
2.4.1 Дані для проектування.....	30
2.4.2 Збір навантажень на фундамент .....	30
2.4.3 Визначення глибини закладення підшви ростверку.....	31
2.4.4 Вибір типу палі, її довжини, перерізу. Визначення несучої здатності.....	31
2.4.5 Розрахунок ростверку на продавлювання колоною .....	34
2.4.6 Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею .....	37
2.4.7 Розрахунок міцності похилих перерізів плити ростверку по поперечній силі..	38
2.4.8 Розрахунок ростверку на вигин .....	39

2.4.9	Визначення осідання основи .....	41
2.4.10	Розрахунок фундаменту на дію горизонтального навантаження.....	44
2.4.10.1	Визначення горизонтального переміщення пальового фундаменту .....	44
2.4.10.2	Визначення внутрішніх зусиль для перевірки міцності стовбура палі .....	47
2.5	Розрахунок колони .....	49
2.5.1	Дані для проектування.....	49
2.5.2	Надкранова частина колони .....	49
2.5.3	Підкранова частина колони.....	53
2.5.4	Розрахунок підкранової консолі .....	54
РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний .....		56
3.1	Розрахунок панелі-оболонки.....	56
3.1.1	Дані для розрахунку .....	56
3.1.2	Розрахунок панелі-оболонки по загальній несучої здатності і стійкості .....	56
3.1.3	Результати скіченно-елментних розрахунків оболонки.....	57
3.1.4	Розрахунок панелі-оболонки за деформаціями.....	61
РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....		64
4.1	Охорона праці .....	64
4.1.1	Аналіз умов праці .....	64
4.1.2	Заходи з безпеки праці.....	66
4.2	Безпека в надзвичайних ситуаціях .....	69
4.2.1	Законодавство України про цивільний захист .....	69
4.2.2	Заходи при виникненні надзвичайних ситуацій(повені).....	69
ВИСНОВКИ.....		73
Бібліографічний список .....		74

## ВСТУП

Розроблено проект ремонтної бази сільськогосподарської техніки в м Харків. Запроектована ремонтна база сільськогосподарської техніки, що представляє собою одноповерхову промислову будівлю, виконану зі збірного залізобетону.

Виконано розрахунок наступних конструкцій: фундаменту, середньої колони, підкроквяний балки, плити КЖС. У проекті також застосовані стінові панелі зі склопластику і сталеві підкранові балки.

Залізобетонні конструкції є базою сучасного індустріального наземного і підземного будівництва. Із залізобетону зводять будівлі різного призначення.

На виготовлення залізобетонних лінійних конструкцій витрачається в 2-3 рази менше металу, ніж на сталеві конструкції.

Збірні залізобетонні конструкції найбільшою мірою відповідають вимогам індустріалізації будівництва. Застосування збірного залізобетону дозволяє істотно поліпшити якість конструкцій, знизити в порівнянні з монолітним залізобетоном трудомісткість робіт на будівництво в кілька разів, зменшити, а в багатьох випадках і повністю усунути витрата матеріалів на пристрій риштування і опалубки, а також різко скоротити терміни будівництва. Монтаж будівель та споруд зі збірного залізобетону можна виробляти і в зимовий період без істотного подорожчання.

**Актуальність теми.** Дана кваліфікаційна робота демонструє приклад сучасного і комплексного підходу до архітектурного та конструктивного проектування і формує уявлення про можливість використання новітніх вітчизняних обчислювальних комплексів при розрахунку будівельних конструкцій.

**Мета роботи:** Розробка проекту ремонтної бази сільськогосподарської техніки в Харкові з дослідженням роботи залізобетонної оболонки.

**Об'єктом дослідження** є поведінка залізобетонної оболонки при комплексній дії експлуатаційних навантажень.

**Предметом дослідження** є деформації та площа армування залізобетонної оболонки при дії комплексній експлуатаційних навантажень за умов варіативної товщини оболонки.

**Доцільність проведення досліджень** викликана тим, що отримані результати досліджень дадуть можливість підвищити стійкість та надійність окремих будівельних конструкцій в експлуатаційному режимі.

Відповідно до поставленої мети потрібно вирішити такі **завдання**:

1. Розробити об'ємно-планувальні рішення будівництва відповідно до умов на відведеній ділянці у м. Харків.
2. Проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та запроектувати фундаменти.
3. Розробити конструктивні рішення щодо несучих елементів конструкцій.
4. Розробити скінченно-елементу модель ферми залізобетонної оболонки.
5. Визначити деформації і площі армування оболонки з варіативної товщиною.
6. За результатами проведених розрахунків розробити висновки щодо економічної ефективності подальшого зведення досліджуваної конструкції .
7. Розробити заходи з охорони праці, техніки безпеки під час зведення мистецько-спортивного комплексу.

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

**Наукова новизна.** Вдосконалена методика моделювання із залізобетону. Отримала подальший розвиток методика визначення деформацій та площі армування в залізобетонних оболонках.

**Практичні результати** роботи можуть використовуватися проектними організаціями при виконанні міцністних розрахунків та визначенні деформацій та площі армування в залізобетонних оболонках. 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** магістерської роботи виконана на Х Міжнародній науково-технічній 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:** залізобетонна оболонка, армування, деформації.



## РОЗДІЛ 1. Архітектурно-конструктивний

### 1.1 Природно-кліматичні та інженерно-геологічні умови

Будівництво бази передбачено в м Харків. За вагою снігового покриву Харків відноситься до IV району, по тиску вітру - до III району.

Район будівництва характеризується наступними кліматичними умовами:

- розрахункова зимова температура зовнішнього повітря  $-22^{\circ}\text{C}$ ;
- нормативний сніговий покрив 0.5 м;
- середньомісячна температура повітря в січні  $-18.8^{\circ}\text{C}$ ;
- середньомісячна температура повітря в липні  $24.6^{\circ}\text{C}$ ;
- середня місячна відносна вологість повітря найбільш холодного місяця 80%; найбільш жаркого місяця 56%.

Інженерно-геологічні умови:

- перший шар: рослинний шар  $H_1 = 0.5\text{ м}$ ;  $\gamma = 14.7\text{ кН/м}^3$ ;
- другий шар: суглинок м'якопластичного  $H_2 = 5\text{ м}$ ;  $\gamma = 19.8\text{ кН/м}^3$ ;  $J_L = 0.58$ ;
- третій шар: суглинок м'якопластичного  $H_3 = 15\text{ м}$ ;  $\gamma = 18.9\text{ кН/м}^3$ ;  $J_L = 0.71$ .

Рівень ґрунтових вод на глибині 3.5 м; глибина промерзання ґрунту становить 2.2 м.

### 1.2 Опис технологічного процесу

База для ремонту сільськогосподарської техніки входить в зону підсобно-виробничих цехів. Напрямок виробничого процесу в залежності від технологічних переходів від операції є паралельно-послідовним. Такий напрям технологічного процесу впливає на планування будівлі бази.

Деталі для ремонту техніки надходять безпосередньо в цех автомобільним транспортом.

Виробничий цикл цеху включає в себе цілий ряд транспортних операцій, пов'язаних з переміщенням деталей, вузлів і виробничих відходів. Для переміщення

деталей, вузлів по цеху використовуються козлові крани, вантажопідйомністю 10 т. Для передачі важких деталей, вузлів з одного прольоту будівлі в інший передбачені передавальні візки.

Технологічний процес в цеху супроводжується газо- та пиловиділення, тому передбачена вентиляційна шахта для повітрообміну. Розмір венткамери в плані 6х9 м.

### **1.3 Генеральний план**

При проектуванні генплану враховані особливості та специфіка бази, вивчений технологічний процес, особливості людських і вантажних потоків, заходи з охорони навколишнього середовища, а також архітектурно-художні та містобудівні вимоги.

Головний вхід в базу розташований з боку основного під'їзду. Допоміжні будівлі розміщені через дорогу від цеху.

Адміністративно-побутовий корпус (АПК) передбачений поряд з базою, вхід в який здійснюється безпосередньо через цех по тунелю і з вулиці. Поблизу АПК влаштована автостоянка. Для відпочинку робітників передбачені два тенісних корти, волейбольний майданчик та футбольне поле. Ширина автодороги становить 7-10 м. Площа, зайнята озелененням становить 15% площі території цеху.

Якість проекту генплану характеризують техніко-економічні показники.

### **1.4 Об'ємно-планувальне рішення**

База для ремонту сільськогосподарської техніки автотранспортного управління одноповерхова, двопрольотна, зі збірною залізобетону, з мостовими кранами вантажопідйомністю 10 т, приміщення опалювальне, з природним освітленням.

Будівля має прямокутну конфігурацію в плані з розмірами 36х72 м і сіткою колон 18х12 м. Ширина кожного прольоту 18 м. Висота прольоту 12 м. Колони крайнього ряду в поперечному напрямку зміщені з розбивочних осей на 500 мм всередину температурного відсіку будівлі (прив'язка "500 "); колони крайнього ряду

в поздовжньому напрямку зміщені на 250 мм назовні будівлі (прив'язка "250 ") (Рис. 1).

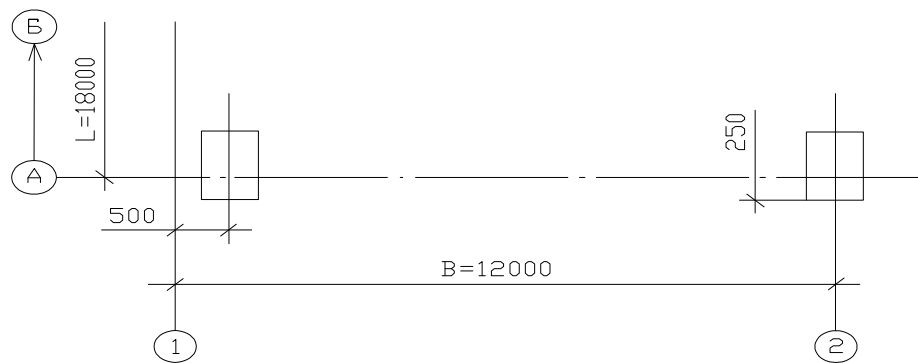


Рисунок 1.1 - Схема прив'язок

Для сприйняття вітрового навантаження і маси панельних стін в поздовжньому і поперечному напрямках встановлені сталеві фахверкові колони з двутавра зварного.

Вибір об'ємно-планувального рішення здійснюємо на основі кліматичних і технологічних умов. При проектуванні враховано вплив на стінову огорожу таких факторів як температура зовнішнього повітря, вітер, вологість.

## 1.5 Конструктивне рішення

Будівля каркасна (залізобетонний каркас) має рамно-в'язевих систему. Каркас являє собою сукупність несучих конструкцій, що забезпечують міцність, жорсткість і стійкість будівлі.

Переріз підколонників вибираємо виходячи з розмірів колон. Зазор між колоною і стінками склянки фундаменту приймаємо 75 мм по верху і 50 мм по низу. Під фундаментами передбачено влаштування бетонної підготовки 100 мм.

Крайні і середні колони приймаємо суцільні прямокутного перерізу. Розміри перерізу крайніх і середніх колон надкранової частини 500x600 мм, підкранової частини 500x800 мм. Висота колон дорівнює 9.6 м. Крок крайніх і середніх колон 12 м.

Колони фахверка передбачені сталеві зі звареного двутавра № 20 з шириною полиць 350 мм.

На консолі колон укладаємо підкранові, сталеві балки довжиною 12 м для установки кранових рейок, по яких переміщуються мостові крани. Висота підкранових балок 1.45 м (Рис. 2).

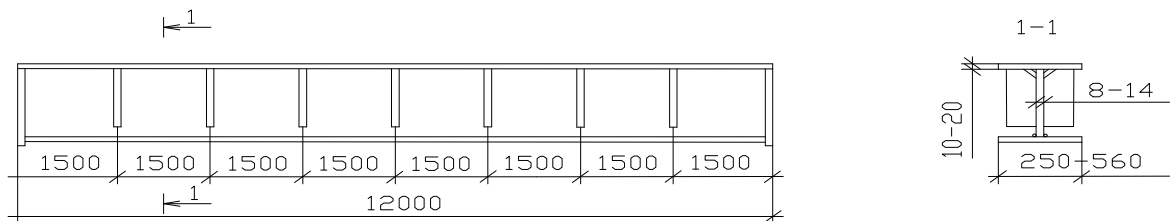


Рисунок 1.2 - Середня підкранова балка

По колонах в поздовжньому напрямку укладаємо підкранові залізобетонні двутаврові балки довжиною 12 м і висотою перерізу 1 м.

На балки в поперечному напрямку спираються панелі оболонки КЖС з розмірами в плані 3х18 м.

Для забезпечення жорсткості будівлі в поздовжньому напрямку, застосовані вертикальні порталні зв'язки по колонах в середині температурного блоку по всіх рядах колон. Також передбачені горизонтальні зв'язки по нижньому і верхньому поясу ригеля, виконані зі сталевих кутників.

Для забезпечення повної збірності будівлі, поряд з використанням збірних несучих конструкцій застосовуємо стінову огорожу, що включає панелі, кожна з яких жорстко з'єднана між собою, виконаних зі склопластику АГ-4С, заповнених утеплювачем з фенолформальдегідного пінопласту ФРП-1. Покрівлю приймаємо рулонну.

Підлоги, виконані в будівлі цеху, приймаємо в залежності від призначення приміщення. Цех включає в себе два приміщення: бокс для збірки і венткамеру. Підлоги в обох приміщеннях приймаємо асфальтобетонні.

Для пропуску автотранспорту в зовнішніх стінах влаштовуємо ворота. Розміри прорізів воріт 4x4.2 м.

Вікна влаштовуємо сталеві з подвійним склінням. Перший ярус вікон висотою 3.6 м знаходиться на позначці +1.200, другий ярус вікон висотою 1.8 м знаходиться на позначці +6.600. (Рис.1.3)

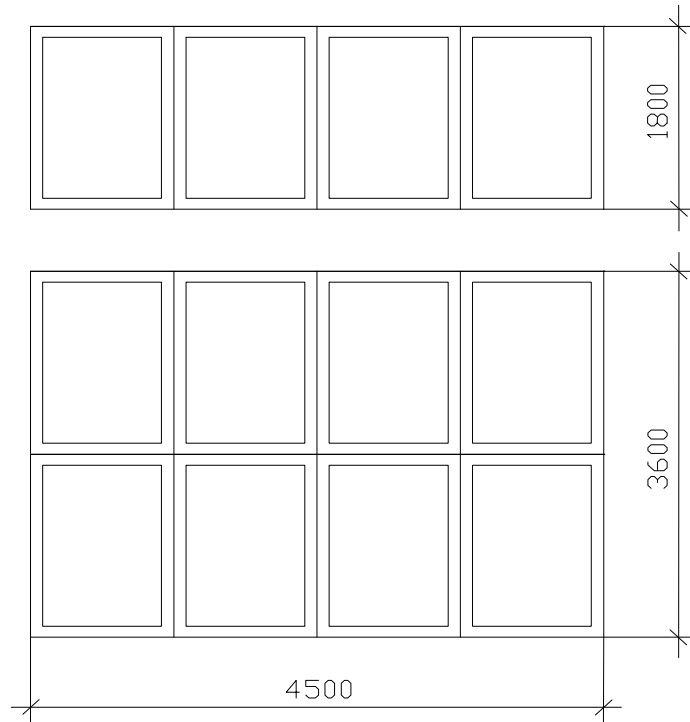


Рисунок 1.3 - Схеми заповнення віконних прорізів

## 1.6 Теплотехнічний розрахунок

Згідно [1] опір теплопередачі огорожувальних конструкцій  $R_0$  має бути не менше необхідного  $R_0^{номп}$ , тобто:

$$R_0 \geq R_0^{номп} \quad (1)$$

Необхідний опір теплопередачі  $R_0^{номп}$ ,  $m^2 \cdot ^\circ C / Вт$  визначаємо в залежності від градусо-днів опалювального періоду:

$$ГДОП = (t_s - t_{on.пер}) \cdot z_{on.пер} \quad (2)$$

де  $t_g$  - розрахункова температура внутрішнього повітря,  $^{\circ}\text{C}$ , Приймаючи згідно ГОСТ 12.1.005-88;

$t_{on.пер}$  - середня температура опалювального періоду,  $^{\circ}\text{C}$ , Приймаючи згідно [2];

$z_{on.пер}$  - тривалість доби опалювального періоду, діб, беручи згідно [2].

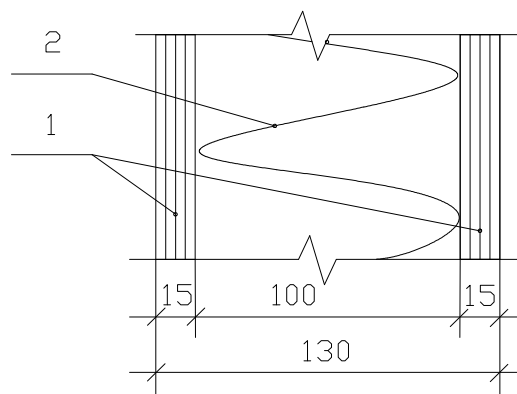
Маємо такі дані:  $t_g = 20^{\circ}\text{C}$ ;  $t_{on.пер} = -9.1^{\circ}\text{C}$ ;  $z_{on.пер} = 187 \text{ діб}$ .

Відповідно до формули (2) отримуємо наступні градусо-добу опалювального періоду:

$$ГДОП = (20 - (-9.1)) \cdot 187 = 6605.7 \text{ град} \cdot \text{діб}.$$

За [3, табл. 1а] необхідний опір теплопередачі приймаємо  $R_0^{номп} = 2.4 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}$ .

Для огорожі приймаємо трьохшарову стінову панель товщиною 130 мм; обшивка зі склопластику АГ-4С, заповнювач з фенолформальдегідного пінопласту ФРП-1 (Рис. 4).



1-склопластик АГ-4С,

2 - фенолформальдегідних пінопласт ФРП-1

Риснок 1.4 - Тришарова стінна панель

Термічний опір шару багатшарової огорожувальної конструкції визначається за формулою:

$$R = \frac{\delta}{\lambda}, (3)$$

де  $\delta$  - товщина шару, м;

$\lambda$  - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару,  $\text{Вт}/(\text{м}^{\circ}\text{C})$ ,

приймається за [1, дод. 3\*].

Отримуємо наступні значення коефіцієнта теплопровідності:

- для склопластику  $\lambda = 0.061 \text{ Вт}/(\text{м}^0\text{С})$ ;
- для пінопласту  $\lambda = 0.034 \text{ Вт}/(\text{м}^0\text{С})$ .

Отже, за формулою (3) отримуємо:

$$R_1 = \frac{0.015}{0.061} = 0.25 \text{ м}^2 \cdot ^0\text{С} / \text{Вт};$$

$$R_2 = \frac{0.1}{0.034} = 2.94 \text{ м}^2 \cdot ^0\text{С} / \text{Вт}.$$

Опір теплопередачі  $R_0$  огорожувальної конструкції слід визначати за формулою:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_е} + R_к + \frac{1}{\alpha_н}, \quad (4)$$

де  $\alpha_е$  - коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні огорожувальних конструкцій, приймаю по [1, табл.4];

$R_к$  - термічний опір огорожувальних конструкцій, яке визначається як сума термічних опорів шарів,  $\text{м}^2 \cdot ^0\text{С} / \text{Вт}$ ;

$\alpha_н$  - коефіцієнт теплопередачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огорожувальної конструкцій,  $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^0\text{С})$ , що приймається по [1, табл. 6\*].

$$R_к = 2R_1 + R_2 = 2 \cdot 0.25 + 2.94 = 3.44 \text{ м}^2 \cdot ^0\text{С} / \text{Вт},$$

$$\alpha_е = 8.7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^0\text{С});$$

$$\alpha_н = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^0\text{С}).$$

Звідси отримуємо за формулою (4):

$$R_0 = \frac{1}{8.7} + 3.44 + \frac{1}{23} = 3.6 \text{ м}^2 \cdot ^0\text{С} / \text{Вт}.$$

Отримуємо виконання умови (1):

$$R_0 = 3.6 \text{ м}^2 \cdot ^0\text{С} / \text{Вт} > R_0^{номп} = 2.4 \text{ м}^2 \cdot ^0\text{С} / \text{Вт}.$$

Прийнятий склад багатошарової огорожувальної конструкції і її товщина виявилися вірними.

## 1.7 Світлотехнічний розрахунок

Попередній розрахунок площі світлових прорізів проводиться за формулою:

$$S_0 = \frac{S_n e_n k_3 \eta_0 k_{30}}{100 \tau_0 r_1}, \quad (5)$$

де  $S_n$  - площа підлоги приміщення;

$e_n$  - нормативне значення коефіцієнта природної освітленості, що приймається по [4];

$k_3$  - коефіцієнт запасу, який приймається за [4, табл.3];

$\eta_0$  - світлова характеристика вікон, яка визначається за [4, табл. 26];

$k_{30}$  - коефіцієнт, що враховує затінення вікон протистояли будівлею, що приймається по [4, табл. 27];

$\tau_0$  - загальний коефіцієнт світлопропускання;

$r_1$  - коефіцієнт, що враховує підвищення КПО при бічному освітленні завдяки світлу, відбитому від поверхонь приміщення і підстиляючого шару, що приймає будівлі, що приймається по [4, табл. 30].

Знаходимо значення даних невідомих:

$$S_n = 72 \cdot 36 - 9 \cdot 6 = 2538 \text{ м}^2;$$

$$e_n^{IV} = 1.5\%;$$

$$k_3 = 1.4;$$

$$\eta_0 = 9;$$

$$k_{30} = 1;$$

$$r_1 = 4.$$

Загальний коефіцієнт світлопропускання визначається за формулою:

$$\tau_0 = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3 \cdot \tau_4 \cdot \tau_5, \quad (6)$$

де  $\tau_1$  - коефіцієнт світлопропускання матеріалу, який визначається за [4, табл. 28];

$\tau_2$  - коефіцієнт, що враховує втрати світла в палітурках світлових отворах, що визначається за [4, табл. 28];



$\tau_3$  - коефіцієнт, що враховує втрати світла в несучих конструкціях, приймається при бічному освітленні рівним 1;

$\tau_4$  - коефіцієнт, що враховує втрати світла в сонцезахисних пристроях, а при відсутності таких приймаємо рівним 1;

$\tau_5$  - коефіцієнт, що враховує втрати світла в захисній сітці, яка встановлюється під ліхтарями.

Відповідно до формули (6) отримуємо:

$$\tau_0 = 0.8 \cdot 0.6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0.48$$

Знаходимо площа світлових прорізів за формулою (5):

$$S_0 = \frac{2538 \cdot 1.5 \cdot 1.4 \cdot 9 \cdot 1}{100 \cdot 0.48 \cdot 4} = 249.8 \text{ м}^2.$$

Так як в прольоті використовується тільки бічне освітлення, то необхідно забезпечити нормативне КПО в точці найбільш віддаленої від вікна саме для неї проводиться розрахунок.

Розрахунок коефіцієнта природної освітленості слід проводити за формулою:

$$e_p^{\delta} = \varepsilon_{\delta} \cdot q \cdot r_1 \cdot \frac{\tau_0}{k_3}, \quad (7)$$

де  $\varepsilon_{\delta}$  - геометричний КПО в розрахунковій точці при бічному освітленні, враховує пряме світло неба, який визначається за графіками I і II Данилюка [4];

$q$  - коефіцієнт, що враховує нерівномірну яскравість хмарного неба МКО, що визначається за [4, табл. 35].

$$\varepsilon_{\delta} = 0.01 \cdot (n_1 n_2),$$

де  $n_1$  - кількість променів за графіком I, що проходять від неба через світлові прорізи в розрахункову точку на поперечному розрізі приміщення;

$n_2$  - кількість променів за графіком II, які проходять від неба через світлові прорізи в розрахункову точку на плані приміщення.

$$\varepsilon_{\delta} = 0.76; q = 1.08.$$

$$e_p^{\delta} = 0.76 \cdot 1.08 \cdot 0.8 \cdot \frac{0.48}{1.4} = 1.12 < e_n^{IV} = 1.5.$$

Так як природне освітлення менше нормативного коефіцієнта природної освітленості більш ніж на 15%, то в будівлі приймають штучне освітлення над робочими місцями.



Крайня колона:

- надкранової частина  $J_g^k = \frac{50 \cdot 60^3}{12} = 90 \cdot 10^4 \text{ см}^4$ ;

- підкранова частина  $J_n^k = \frac{50 \cdot 80^3}{12} = 213.3 \cdot 10^4 \text{ см}^4$ ;

- момент інерції гілки  $J^k = 0$ .

Середня колона:

- надкранової частини  $J_g^c = \frac{50 \cdot 60^3}{12} = 90 \cdot 10^4$  ;

- підкранова частина  $J_n^c = \frac{50 \cdot 80^3}{12} = 213.3 \cdot 10^4 \text{ см}^4$ ;

- момент інерції гілки  $J^c = 0$ .

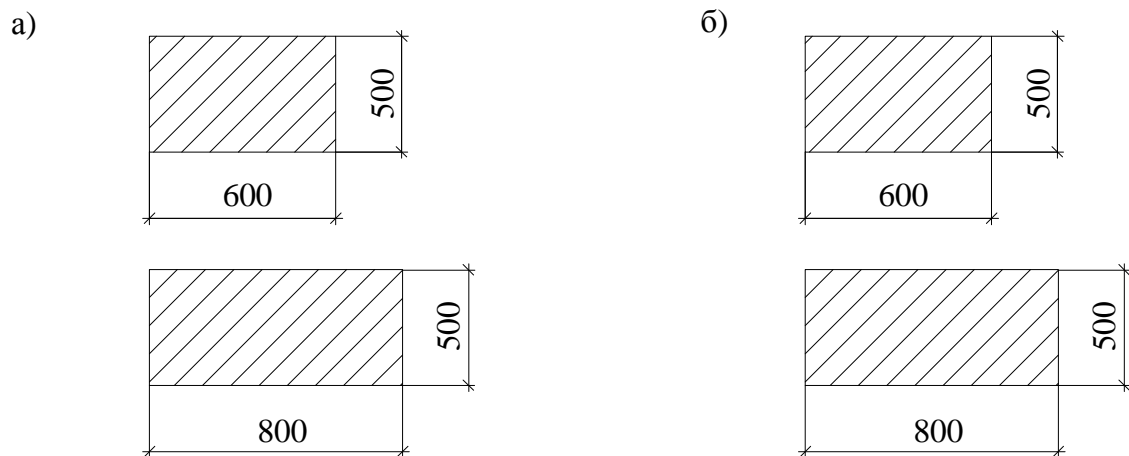


Рисунок 2.2 - Розміри перетинів надкранової і підкранової частин колон:

а) крайня колона;

б) середня колона.

## 2.2. Збір навантажень на раму

### 2.2.1. Постійні навантаження

Збір постійного навантаження на  $1 \text{ м}^2$  покриття наведено в таблиці 2.1. Вага підкрювняної балки  $q_b = 5 \text{ т} = 50 \text{ кН}$ .

Таблиця 2.1 - Збір постійного навантаження на 1 м<sup>2</sup> покриття

Навантаження	Нормативне навантаження, $H / м^2$	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, $H / м^2$
1 Гравій в мастиці, $v = 15 мм,$ $\rho = 800 кг / м^3$	$0.015 * 8000 =$  120	1.3	156
2 Рулонний килим	150	1.3	195
3 Цементно-піщана стяжка, $v = 25 мм,$ $\rho = 1800 кг / м^3$	$0.025 * 18000 =$  = 450	1.3	585
4 Утеплювач (пінобетон), $v = 120 мм,$ $\rho = 400 кг / м^3$	$0.120 * 4000 = 480$	1.3	624
5 Пароізоляція (бітум), $v = 5 мм,$ $\rho = 1400 кг / м^3$	$0.005 * 14000 =$  70	1.3	91
6 Панелі КЖС 3x18 м	1690	1.1	1859
Разом:	2960		3510

Розрахунковий тиск підкрюквяної балки на колону визначаємо за формулою:

$$P_{н.б.} = 0.5(q_1 \cdot B \cdot L + q_d \cdot \gamma_f) \cdot \gamma_n \quad (11)$$

де  $q_1$  - розрахункове навантаження на 1 м<sup>2</sup> покриття (дані в таблиці 2);

$B$  - крок колон, м;

$L$  - проліт будівлі, м;

$\gamma_f$  - коефіцієнт надійності по навантаженню [15, табл.1];

$\gamma_n$  - коефіцієнт надійності за призначенням [15, додаток].

Відповідно до формули (11) отримуємо:

$$P_{n.б.} = 0.5 \cdot (3.51 \cdot 12 \cdot 18 + 50 \cdot 1.1) \cdot 0.95 = 386.25 \text{ кН.}$$

Розрахункове навантаження від ваги покриття:

- на крайню колону  $N_1^k = P_{n.б.} = 386.25 \text{ кН}$ ;

- на середню колону  $N_1^c = 2P_{n.б.} = 772.5 \text{ кН}$ .

Навантаження від власної ваги колон визначаємо по геометрії перетинів і з використанням [14, табл. II.8].

Крайні колони:

- надкранової частина

$$N_2^k = b \cdot h_1 \cdot H_6 \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0.5 \cdot 0.6 \cdot 4.2 \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 32.9 \text{ кН};$$

- підкранова частина  $N_3^k = 104 - 32.9 = 71.1 \text{ кН}$ , де 104 кН - загальна вага крайньої колони.

Середні колони:

- надкранової частина  $N_2^k = 0.5 \cdot 0.6 \cdot 4.2 \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 32.9 \text{ кН}$ ;

- підкранова частина  $N_3^k = 118 - 32.9 = 85.1 \text{ кН}$ , де 118 кН - загальна вага середньої колони.

Навантаження від ваги стінових панелей і скління, розташованих вище позначки 4.800 м визначаємо за такою формулою:

$$N_{cm} = (q_{cm} \cdot \sum h_{cm} + q_{ocm} \cdot \sum h_{ocm}) \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n, \quad (12)$$

де  $q_{cm}$  - вага 1  $m^2$  стінових панелей (табл. 4);

$\sum h_{cm}$  - сумарна висота смуг стінових панелей вище позначки 4.800 м (рис. 2.1),

$$\sum h_{cm} = 5.4 \text{ м};$$

$q_{ocm}$  - вага 1  $m^2$  скління [16, табл. 3],  $q_{ocm} = 0.4 \text{ кН} / m^2$ ;

$\sum h_{ocm}$  - сумарна висота смуг скління вище позначки 4.800 м (Рис. 2.1),

$$\sum h_{ocm} = 1.8 \text{ м.}$$

Таблиця 2.2 - Вага 1 м<sup>2</sup> стінових панелей

Навантаження	Нормативне навантаження, $H / м^2$
Склопластик АГ-4С $v = 30\text{мм}, \rho = 150\text{кг} / м^3$	$0.03 * 1500 = 49.5$
Утеплювач (пінопласт) $v = 100\text{мм}, \rho = 75\text{кг} / м^3$	$0.1 * 750 = 75$
Разом	124.5

Відповідно до формули (12) маємо:

$$N_{cm} = (0.1245 \cdot 5.4 + 0.4 \cdot 1.8) \cdot 12 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 17.46 \text{ кН.}$$

Навантаження від ваги підкранових балок (на крайні і середні колони з одного прольоту):

$$N_{n.б.} = 16 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 16.7 \text{ кН.}$$

Сумарна величина навантаження на позначці 4.800 м від ваги стін, скління і підкранових балок становить:

- для крайніх колон  $N_4^k = N_{cm} + N_{n.б.} = 17.46 + 16.7 = 34.16 \text{ кН};$

- для середніх колон  $N_4^c = 2 \cdot N_{n.б.} = 2 \cdot 16.7 = 33.4 \text{ кН.}$

Поздовжні зусилля в крайній колоні  $N_1^k, N_2^k, N_{cm}, N_{n.б.}$  прикладені з ексцентриситетом  $e$  (Рис. 2.2), величину яких визначаємо за схемою крайньої колони.

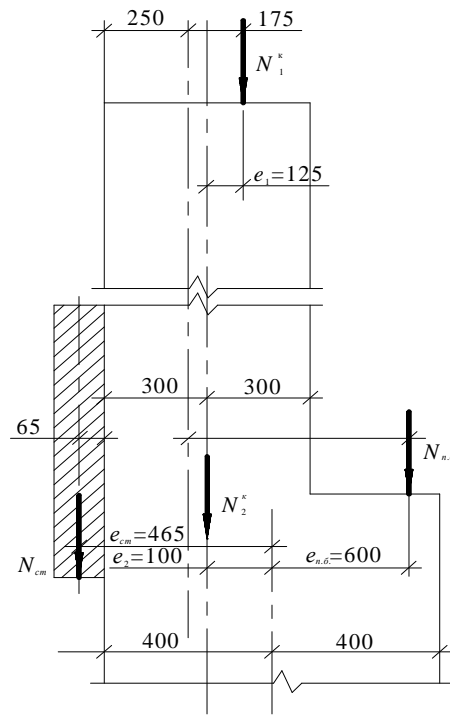


Рисунок 2.2 - До розрахунку крайньої колони

Згинальні моменти:

- у верхній частині колони:  $M_1 = N_1^k \cdot e_1 = 386.25 \cdot 0.125 = 48.28 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;

- в рівні позначки уступу колони:

$$M_2 = -N_1^k \cdot e_2 - N_{cm} \cdot e_{cm} - N_2^k \cdot e_2 + N_{n.б.} \cdot e_{n.б.} = -386.25 \cdot 0.1 - 17.46 \cdot 0.465 - 32.9 \cdot 0.1 + 16.7 \cdot 0.6 = -40.01 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поздовжні зусилля в середній колоні при симетрії конструкцій покриття не викликають появи згинального моменту ( $M_3 = 0$ ).

## 2.3. Тимчасові навантаження

### 2.3.1. Снігове навантаження

Нормативне снігове навантаження на  $1 \text{ м}^2$  площі горизонтальної проекції покриття визначаємо за формулою:

$$S_n = S_0 \cdot \mu \cdot \gamma_f, \quad (13)$$



де  $S_0$  - вага снігового покриву на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальній поверхні землі [15, пункт 5.2];

$\mu$  - коефіцієнт переходу [15, пункти 5.3-5.6];

$\gamma_f$  - коефіцієнт надійності по навантаженню, що приймається для снігового навантаження по [15, пункт 5.7].

Відповідно до картою 1 [15] Новосибірськ відноситься до IV району по снігового навантаження,  $S_0 = 150 \text{ кг} / \text{м}^2$ .

Відповідно до [15, додаток 3]  $\mu = 1$ .

Для снігового навантаження  $\gamma_f = 1.4$ .

Отже, за формулою (13) отримаємо:  $S = 150 \cdot 1 \cdot 1.4 = 210 \text{ кг} / \text{м}^2 = 2.1 \text{ кН} / \text{м}^2$ .

Розрахункове навантаження на колони:

- на крайні  $N_{cn}^k = S \cdot B \cdot L / 2 \cdot \gamma_n = 2.1 \cdot 12 \cdot \frac{18}{2} \cdot 0.95 = 215.5 \text{ кН}$ ;

- на середні  $N_{cn}^k = S \cdot B \cdot L \cdot \gamma_f = 2.1 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 0.95 = 431 \text{ кН}$ .

Згинальний момент в крайній колоні:

- у верхній частині  $M_{1cn} = N_{cn}^k \cdot e_1 = 215.5 \cdot 0.125 = 26.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;

- в рівні уступу колони  $M_{2cn} = -N_{cn}^k \cdot e_2 = -215.5 \cdot 0.1 = -21.55 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

При симетричному завантаженні сніговим навантаженням прольотів рами  $M_{3cn} = 0$ .

### 2.3.2. Кранове навантаження

Для крана вантажопідйомністю  $Q = 10 \text{ т}$  і  $L_k = L - 2\lambda = 18 - 2 \cdot 0.75 = 16.5 \text{ м}$  маємо наступні параметри:  $Y = 5400 \text{ мм}$ ,  $A_k = 4400 \text{ мм}$ .

Нормативний мінімальний вертикальний тиск визначаємо за такою формулою:

$$F_{n,\min} = \frac{Q + Q_g + G}{2} - F_{n,\max}, \quad (14)$$

де  $Q$  - вантажопідйомність крана;

$Q_g$  - маса моста крана;

$G$  - маса візка;

$F_{n,max}$  - нормативний мінімальний вертикальний тиск колеса крана на рейку, що приймається за ГОСТ 25711-83.

Маємо такі дані:  $(Q_g + G) = 13m \approx 130кН$ ;  $F_{n,max} = 85кН$ .

Відповідно до формули (14) отримуємо:  $F_{n,min} = \frac{100+130}{2} - 85 = 30кН$

Нормативне горизонтальне навантаження від гальмування візка крана в поперечному напрямку будівлі, що припадає на одне колесо крана, визначаємо за формулою:  $H_n = 0.1 \cdot \frac{Q+G}{2}$ , (15)

Відповідно до формули (15) маємо:  $H_n = 0.1 \cdot \frac{100+24}{2} = 6.2кН$ .

Розрахункові величини:

$$F_{max} = F_{n,max} \cdot \gamma_f = 85 \cdot 1.1 = 93.5кН ;$$

$$F_{min} = F_{n,min} \cdot \gamma_f = 30 \cdot 1.1 = 33кН ;$$

$$H = H_n \cdot \gamma_f = 6.2 \cdot 1.1 = 6.82кН .$$

Схема до розрахунку колони на кранове навантаження наведена на малюнку

8.

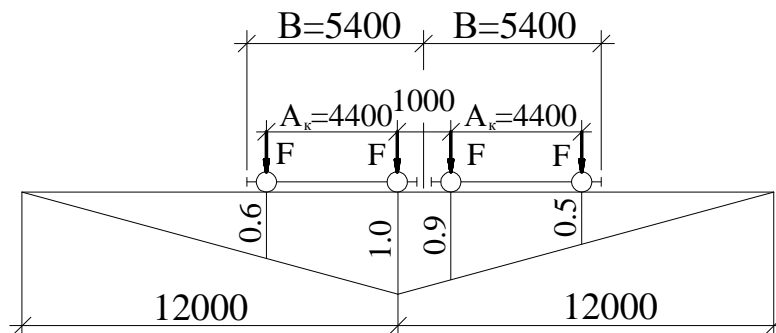


Рисунок 2.3 - Схема до розрахунку колони на кранове навантаження

Вертикальне кранове навантаження на колони:

- від двох зближених кранів з коефіцієнтом сполучень  $\varphi_1 = 0.85$ :

$$D_{\max} = F_{\max} \cdot \sum Y \cdot \varphi_1 \cdot \gamma_n = 93.5 \cdot 3 \cdot 0.85 \cdot 0.95 = 226.5 \text{кН};$$

$$D_{\min} = F_{\min} \cdot \sum Y \cdot \varphi_1 \cdot \gamma_n = 33 \cdot 3 \cdot 0.85 \cdot 0.95 = 79.94 \text{кН};$$

де  $\sum Y = 3$  - сума ординат (під силами F) лінії впливу тиску двох суміжних підкранових балок на колону;

- від чотирьох зближених кранів на середню колону з  $\varphi_2 = 0.7$ :

$$D_{\max}^c = 2 \cdot F_{\max} \cdot \sum Y \cdot \varphi_2 \cdot \gamma_n = 2 \cdot 93.5 \cdot 3 \cdot 0.7 \cdot 0.95 = 373.1 \text{кН}$$

Горизонтальна кранове навантаження на колону від двох кранів з  $\varphi_3 = 0.85$ :

$$H_{\max} = H \cdot \sum Y \cdot \varphi_3 \cdot \gamma_n = 6.82 \cdot 3 \cdot 0.85 \cdot 0.95 = 16.52 \text{кН}.$$

Згинальні моменти:

-  $D_{\max}$  на крайній колоні:

$$M_{\max}^{\kappa} = D_{\max} \cdot e_{n.б.} = 226.5 \cdot 0.6 = 135.9 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\min}^c = -D_{\min} \cdot \lambda = -79.94 \cdot 0.75 = -59.96 \text{кН} \cdot \text{м};$$

-  $D_{\min}$  на крайній колоні:

$$M_{\min}^{\kappa} = D_{\min} \cdot e_{n.б.} = 79.94 \cdot 0.6 = 47.96 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\max}^c = -D_{\max} \cdot \lambda = -226.5 \cdot 0.75 = -169.88 \text{кН} \cdot \text{м};$$

- при дії чотирьох зближених кранів:

$$M_{\min}^{\kappa} = 23.98 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\max}^c = 0.$$

### 2.3.3. Вітрове навантаження

Нормативне значення вітрового навантаження (на  $1 \text{ м}^2$  поверхні) визначаємо за формулою:

$$W = W_0 \cdot r \cdot c, \quad (16)$$

де  $W_0$  - швидкісний тиск вітру, що приймається відповідно до [15, пункт 6.4];

$k$  - коефіцієнт, що враховує зміни швидкісного напору по висоті [15, пункт 6.5];

$z$  - аеродинамічний коефіцієнт [15, пункт 6.6, додаток 4].

Відповідно з картою 3 [15] м. Харків відноситься до III району по швидкісному напору вітру. За [15, табл. 5]  $W_0 = 38 \text{ кг} / \text{м}^2 = 0.38 \text{ кН} / \text{м}^2$ .

Коефіцієнт  $r$  [15, табл. 6] для місцевості типу В становить:

- для відмітки 5м  $k_5 = 0.5$ ;
- для відмітки 10м  $k_{10} = 0.65$ ;
- для відмітки 20м  $k_{20} = 0.85$ .

значення  $r_n$  для проміжних відміток  $H$  визначаємо інтерполяцією:

- для позначки  $H = 9.6\text{м}$   $k_{9.6} = 0.5 + (0.65 - 0.5) \cdot \frac{9.6 - 5}{5} = 0.638$ ;
- для позначки  $H = 12\text{м}$   $k_{12} = 0.65 + (0.85 - 0.65) \cdot \frac{12 - 10}{10} = 0.69$ .

аеродинамічний коефіцієнт  $c_e$  відповідно до [15, додаток 4] при відношенні  $h_1 / l = 9.6 / 18 = 0.53 > 0.5$  і  $b / l = 72 / 18 = 4$  дорівнює:

- для навітряного боку  $c_e = 0.8$ ;
- для підвітряного боку  $c_e = -0.6$ .

Схема до розрахунку поперечної рами на вітрове навантаження наведена на рисунку 9.

Величина розрахункової вітрового навантаження, з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_f = 1.4$ , становить:

$$W_1 = 0.38 \cdot 0.5 \cdot 0.8 \cdot 1.4 = 0.213 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$W_2 = 0.38 \cdot 0.638 \cdot 0.8 \cdot 1.4 = 0.272 \text{ кН} / \text{м}^2; W_2^I = 0.38 \cdot 0.65 \cdot 0.8 \cdot 1.4 = 0.277 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$W_3 = 0.38 \cdot 0.69 \cdot 0.8 \cdot 1.4 = 0.294 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$W_4 = 0.38 \cdot 0.5 \cdot 0.6 \cdot 1.4 = 0.16 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$W_5 = 0.38 \cdot 0.638 \cdot 0.6 \cdot 1.4 = 0.2 \text{ кН} / \text{м}^2; W_5^I = 0.38 \cdot 0.65 \cdot 0.6 \cdot 1.4 = 0.207 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$W_6 = 0.38 \cdot 0.69 \cdot 0.6 \cdot 1.4 = 0.22 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

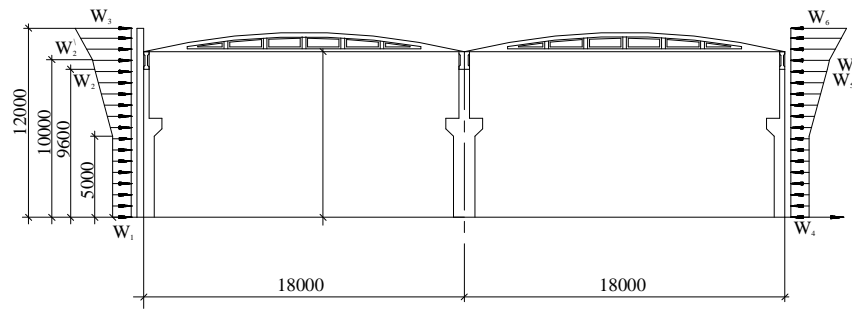


Рисунок 2.4 - Схема до розрахунку поперечної рами на вітрове навантаження

Зосереджена сила в рівні верху колони від тиску вітру на елементи будівлі, розташовані вище позначки 9600мм:

$$W = [0.5 \cdot (W_2 + W_2') + 0.5 \cdot (W_5 + W_5')] \cdot (10 - 9.6) \cdot 12 \cdot 0.95 + [0.5 \cdot (W_2' + W_3) + 0.5 \cdot (W_5' + W_6)] \cdot (12 - 1.0) \cdot 12 \cdot 0.95 = 13.56 \text{кН}.$$

Змінну по висоті вітрового навантаження (до позначки 9600мм) замінюємо рівномірно розподіленим, еквівалентної за величиною моменту в закладенні колони (колона як консоль)  $H_e = 9.6 \text{м}$ .

Для активного тиску:

$$M_{act} = \frac{W_1 \cdot 5^2}{2} + \frac{W_1 + W_2}{2} \cdot (H_l - 5) \cdot \left(5 + \frac{H_l - 5}{2}\right) = \frac{0.213 \cdot 5^2}{2} + \frac{0.213 + 0.272}{2} \cdot 4.6 \cdot 7.3 = 10.81 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$W_{екв}^{act} = \frac{2 \cdot M_{act}}{9.6^2} = \frac{2 \cdot 10.81}{9.6^2} = 0.23 \text{кН} / \text{м}^2.$$

Для пасивного тиску:

$$M_{nac} = \frac{W_4 \cdot 5^2}{2} + \frac{W_4 + W_5}{2} \cdot (H_l - 5) \cdot \left(5 + \frac{H_l - 5}{2}\right) = \frac{0.16 \cdot 5^2}{2} + \frac{0.16 + 0.2}{2} \cdot 4.6 \cdot 7.3 = 8.04 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$W_{nac}^{екв} = \frac{2 \cdot M_{nac}}{9.6^2} = \frac{2 \cdot 8.04}{9.6^2} = 0.175 \text{кН} / \text{м}^2.$$

Погонне вітрове навантаження на колони:

- активне  $P_1 = W_{act}^{екв} \cdot B \cdot \gamma_n = 0.23 \cdot 12 \cdot 0.95 = 2.622 \text{кН} / \text{м};$

- пасивне  $P_2 = W_{nac}^{экв} \cdot B \cdot \gamma_n = 0.175 \cdot 12 \cdot 0.95 = 1.995 \text{кН} / \text{м} .$

## 2.4 Розрахунок пальового фундаменту

### 2.4.1 Дані для проектування

Потрібно запроектувати фундамент під середню колону. Крок середніх колон 12м.

Для фундаменту використовуємо бетон класу В15. отже,  $R_b = 8/5 \text{МПа}$ ;  $R_{bt} = 0/75 \text{МПа}$  [18, табл. 13];  $E_b = 23 \cdot 10^3 \text{МПа}$  [18, табл. 18].

Арматура класу А-400с.  $R_s = R_{sc} = 365 \text{МПа}$  [18, табл. 22];  $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{МПа}$  [18, табл. 29].

Фізико-механічні властивості ґрунту наведені в таблиці 2.3

Таблиця 2. 3- Фізико-механічні властивості ґрунту

Ґрунт	$\gamma, \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	$J_L$	$e$	$\varphi_n$	$R, \text{кПа}$	$E, \text{МПа}$	Потужність шару, м
Суглинок м'якопластичний	19.8	0.5	0.74	18	20	12	
Ґрунт	$\gamma, \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	$J_L$	$e$	$\varphi_n$	$R, \text{кПа}$	$E, \text{МПа}$	Потужність шару, м
Суглинок м'якопластичний	18.9	0.45	0.77	17.5	19.1	11.1	15.0

Рівень ґрунтових вод на позначці 3500мм. Глибина промерзання становить 2.2м.

### 2.4.2 Збір навантажень на фундамент

Внаслідок симетрії фундаментів щодо геометричних осей підкранових частин колон, в розрахунку досить врахувати тільки дві можливі комбінації зусиль діючих на фундамент:

I - найбільший по абсолютній величині момент  $M_{max}$  щодо осі, що проходить через центр ваги фундаменту, і відповідні йому подовжню і поперечну силу;

II - найбільшу поздовжню силу  $N_{\max}$  і відповідні їй вигинає момент і поперечну силу.

Комбінації зусиль вибираємо з таблиці сполучень розрахункових зусиль додаток 1 в перерізі 2-1:

$$M_{\max} = 133.27 \text{кН} \cdot \text{м}; N = 1367.01 \text{кН}; Q = 23.7 \text{кН}.$$

### 2.4.3 Визначення глибини закладення підшви ростверку

Відмітка верху ростверку приймається на позначці - 0.150м. Згідно [19] глибину закладення підшви ростверку призначаємо не менше розрахункової глибини промерзання ґрунту. Приймаємо глибину залягання - 2.25м, так як глибина промерзання для даного району дорівнює 2.2м.

### 2.4.4 Вибір типу палі, її довжини, перерізу. Визначення несучої здатності

Паля приймається забивна висяча.

Несучу здатність палі визначаємо за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum (\gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i)), \quad (17)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається  $\gamma_c = 1$ ;

$R$ - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа, прийняте по [20, табл. 1];

$A$  - площа обпирання на ґрунт палі,  $\text{м}^2$ ;

$u$ - зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

$f_i$  - розрахунковий опір  $i$ -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа прийняте по [20, табл. 2];

$h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі;

$\gamma_{cr}, \gamma_{cf}$  - коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховує вплив способу занурення палі на розрахунковому опорі ґрунту, яке приймається по [20, табл. 3].

Розглянемо три варіанти глибини закладення палі щодо рівня природного рельєфу, враховуючи, що опір палі з тілом ростверку жорстке; паля заводиться в тіло на 300мм.

I варіант.

Маркування палі С 6-30 \*. Глибина закладення палі щодо УПР становить 8.45м.

Відповідно до формули (17) отримуємо:

$$F_d = 1 \cdot (1.1 \cdot 1650 \cdot 0.09 + 1.2 \cdot (1 \cdot 22 \cdot 2 + 1 \cdot 24.2 \cdot 0.51 + 1 \cdot 28.4 \cdot 2 + 1 \cdot 29.5 \cdot 0.95)) = 332.75 \text{кН};$$

II варіант.

Маркування палі С 9-30 \* з глибиною закладення 11.45м.

За формулою (17) отримуємо несучої здатності палі рівною:

$$F_d = 1 \cdot (1.1 \cdot 1650 \cdot 0.09 + 1.2 \cdot (1 \cdot 22 \cdot 2 + 1 \cdot 24.2 \cdot 0.51 + 1 \cdot 28.4 \cdot 2 + 1 \cdot 30 \cdot 2 + 1 \cdot 30.3 \cdot 1.95)) = 442.02 \text{кН};$$

III варіант.

Маркування палі С 12-40 з глибиною закладення 14.45м.

За формулою (17) отримуємо несучої здатності палі:

$$F_d = 1 \cdot (1.1 \cdot 1650 \cdot 0.16 + 1.6 \cdot (1 \cdot 22 \cdot 2 + 1 \cdot 24.2 \cdot 0.51 + 1 \cdot 28.4 \cdot 2 + 1 \cdot 30 \cdot 2 + 1 \cdot 30.75 \cdot 2 + 1 \cdot 31.75 \cdot 2 + 1 \cdot 32.75 \cdot 0.95)) = 817.2 \text{кН}.$$

Кількість палей в ростверку визначаємо за формулою:  $n = \frac{N_\phi}{P} \cdot \mu$ , (18)

де  $N_\phi$  - максимальна розрахункова, нормальна сила в рівні верхнього обріза ростверку;

$P$  - розрахункове навантаження, що допускається на палю;

$\mu$  - коефіцієнт, що враховує позацентровий завантаженість фундаменту, який дорівнює 1-1.5.

$$P = \frac{F_d}{\gamma_r}, (19)$$

де  $F_d$  - несуча здатність палі;

$\gamma_r$  - коефіцієнт надійності по навантаженню, рівний 1.4.

Для варіанту I:  $P_I = \frac{332.75}{1.4} = 237.68 \text{кН};$



Для варіанту II:  $P_{II} = \frac{442.02}{1.4} = 315.73 \text{кН}$ ;

Для варіанту III:  $P_{III} = \frac{817.2}{1.4} = 583.7 \text{кН}$ .

Кількість паль визначаємо згідно з формулою (18):

Для варіанту I:  $n = \frac{1367.01 \cdot 1.5}{237.68} = 8.6 \approx 9$ ;

Для варіанта II:  $n = \frac{1367.01 \cdot 1.5}{315.73} = 7.29 \approx 8$ ;

Для варіанту III:  $n = \frac{1367.01 \cdot 1.5}{583.7} = 4.19 \approx 5$ .

Приймаємо кількість паль  $n = 6$  шт. Остаточню приймаємо шість паль маркуванням С 12-40.

Розміщення паль в плані ростверку показано на малюнку 10.

Перевіряємо несучу здатність прийнятої палі з умови:

$$N = \frac{N_{\phi}}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2} \leq P_{ce}, \quad (20)$$

де  $M_x, M_y$  - розрахункові моменти щодо головних осей  $x$  і  $y$  плану паль в площині підошви пального ростверку;

$x_i, y_i$  - відстань від головних осей до осі кожної палі;

$x, y$  - відстань від головних осей до осі кожної палі, для якої обчислюється розрахункове навантаження;

$P_{ce}$  - несуча здатність палі.

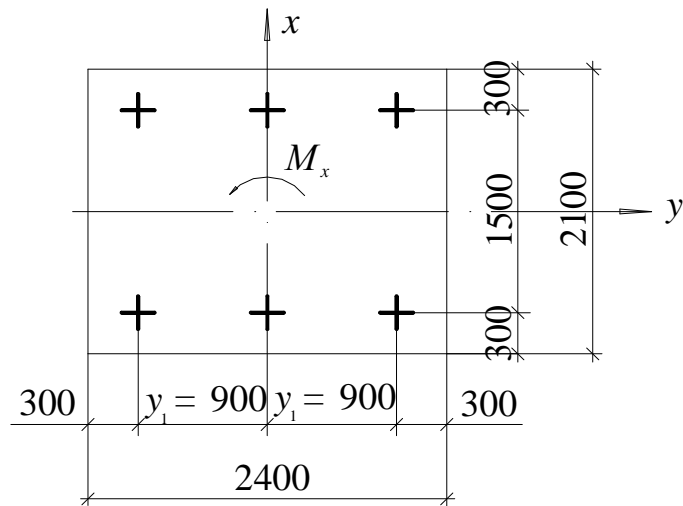


Рисунок 2.5 - Розміщення паль в плані ростверку

$$P_{ce} = 583.7 \text{кН}.$$

$$N_{\phi}^I = N_{\phi} + G_p, \quad (21)$$

де  $G_p$  - вага ростверку, який дорівнює:  $G_p = A \cdot d \cdot \gamma_{cp} \cdot \gamma_f$ , (22)

де  $A$  - площа підшви ростверку;

$d$  - глибина закладення плити ростверку;

$\gamma_{cp} = 20 \text{кН} / \text{м}^3$  - усереднене розрахункове значення ґрунту зворотної засипки і матеріалу ґрунту;

$\gamma_f$  - коефіцієнт навантаження, рівний 1.1.

$$G_p = 2.4 \cdot 2.1 \cdot 2.25 \cdot 20 \cdot 1.1 = 249.48 \text{кН}.$$

$$N_{\phi}^I = 1367.01 + 249.48 = 1616.49 \text{кН}.$$

$$M_x = M_{\max} + Q \cdot h_p = 133.27 + 23.7 \cdot 2.1 = 183.04 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

$$\sum y_i^2 = 4 \cdot y_1^2 = 4 \cdot 0.9^2 = 3.24 \text{м}^2$$

$$\text{Перевіряємо умову (20): } N = \frac{1616.49}{6} + \frac{183.04 \cdot 0.9}{3.24} = 320.26 \text{кН} < P_{ce} = 583.7 \text{кН}.$$

Умова виконується. Остаточного приймаємо шість паль.

#### 2.4.5 Розрахунок ростверку на продавлювання колоною

Фундамент палі під середню залізобетонну колоною наведено на рис. 2.6

Розрахунок ростверку на продавлювання колоною здійснюється за формулою:

$$P_{per} \leq \frac{2 \cdot h_0 \cdot R_{bt}}{\alpha} \cdot \left[ \frac{h_0}{c_1} \cdot (b_{col} + c_2) + \frac{h_0}{c_2} \cdot (h_{col} + c_1) \right], \quad (23)$$

де  $P_{per}$  - розрахункова продавлювати сила, яка дорівнює сумі реакцій всіх паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання;

$$P_{per} = 2 \cdot \sum F_i, \quad (24)$$

$h_0$  - робоча висота перерізу ростверку на підприємстві, що перевіряється ділянці;

$R_{bt}$  - розрахунковий опір бетону розтягуванню;

$\alpha$  - коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили на плитну частину через стінки склянки, який визначається за формулою:

$$\alpha = \left( 1 - \frac{0.4 R_{bt} A_f}{N} \right) \geq 0.85, \quad (25)$$

де  $A_f$  - площа бічної поверхні колони, забитої в стакан фундаменту, яка визначається за формулою:

$$A_f = 2 \cdot (b_{col} + h_{col}) \cdot h_{anc}, \quad (26)$$

де  $b_{col}$ ,  $h_{col}$  - розміри перерізу колони;

$h_{anc}$  - довжина закладення колони в стакан фундаменту;

$c_1$  - відстань від межі колони з розміром  $b_{col}$  до паралельної їй площини, що проходить по внутрішній межі найближчого ряду паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання;

$c_2$  - то ж, але з розміром  $h_{col}$ .

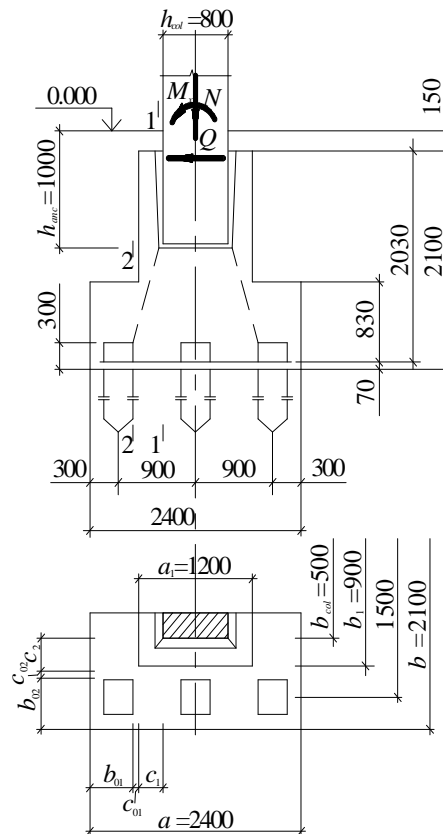


Рисунок 2.6 - Пальовий фундамент на середню залізобетонну колону

Величини реакцій паль від навантажень колони на ростверк на рівні верхньої горизонтальної межі ростверку визначаємо за формулами:

а) в першому ряду паль від краю ростверку з боку найбільш навантаженою його

$$\text{частини: } P_1 = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} = \frac{1367.01}{6} + \frac{133.27 \cdot 0.9}{4 \cdot 0.9^2} = 264.84 \text{кН};$$

$$\text{б) у другому ряду від краю ростверку: } P_2 = \frac{1367.01}{6} = 227.83 \text{кН}.$$

Величина продавлювати сили визначаємо згідно з формулою (24):

$$P_{per} = 2 \cdot (2 \cdot 264.84 + 227.83) = 1515.03 \text{кН}.$$

Задаємося товщиною дна стакана  $h_{bot} = 125 \text{см}$ .

Розрахункова висота дна стакана становить:  $h_0 = 125 - 7 = 118 \text{см}$ .

визначаємо величини  $c_1$  і  $c_2$ :

$$c_1 = 1200 - 400 - 300 - 200 = 300 \text{ мм} = 30 \text{ см};$$

$$c_2 = 1050 - 250 - 300 - 200 = 300 \text{ мм} = 30 \text{ см}.$$

$$\frac{h_0}{c_1} = \frac{118}{30} = 3.9 > 2.5$$

$$c_1 = 0.4 \cdot h_0 = 0.4 \cdot 118 = 47.2 \text{ см} \rightarrow \frac{h_0}{c_1} = \frac{118}{47.2} = 2.5$$

$$\frac{h_0}{c_2} = 3.9$$

визначаємо коефіцієнт  $\alpha$  :

$$A_f = 2 \cdot (0.5 + 0.8) \cdot 1 = 2.6 \text{ м}^2 = 2.6 \cdot 10^6 \text{ мм}^2;$$

$$\alpha = 1 - \frac{0.4 \cdot 0.75 \cdot 2.6 \cdot 10^6}{1367.01 \cdot 10^3} = 0.43 < 0.85,$$

приймаємо  $\alpha = 0.85$ .

Відповідно до формули (23) отримуємо:

$$P = \frac{2 \cdot 1.18 \cdot 10^3 \cdot 0.75}{0.85} \cdot [2.5 \cdot (0.5 + 0.47) + (0.8 + 0.47) \cdot 2.5] = 1661.18 \text{ кН} > P_{per} = 1515.03 \text{ кН},$$

тобто міцність ростверку на продавлювання колоною забезпечена.

## 2.4.6 Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею

Розрахунок здійснюється за формулою:

$$N \leq P_{a1} = R_{br} \cdot h_{01} \cdot \left[ \beta_1 \cdot \left( b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \cdot \left( b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right], \quad (27)$$

де  $N$  - розрахункове навантаження на кутову палею з урахуванням моментів в двох напрямках, включаючи вплив місцевого навантаження;

$h_{01}$  - робоча висота перерізу на підприємстві, що перевіряється ділянці;

$\beta_i$  - коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\beta_i = k \cdot \frac{h_{0i}}{c_{0i}}, \quad (28)$$

де  $k$  - коефіцієнт, що враховує зниження несучої здатності плити ростверків у кутовий зоні;

$\beta_1$ , і  $\beta_2$  - визначаємо по [21, табл.1];

$c_{01}, c_{02}$  - відстань від внутрішніх граней кутових паль до найближчих граней подколонника ростверку (рис.11);

$b_{01}, b_{02}$  - відстань від внутрішніх граней кутових паль до зовнішніх граней плити ростверку (рис.11).

Задаємося висотою плити ростверку  $h_1 = 90\text{см}$ .

Висота плити ростверку від верху головки паль  $h_{01} = h_1 - 30\text{см} = 90 - 30 = 60\text{см}$

визначаємо величини  $b_{01}, b_{02}, c_{01}, c_{02}$ :

$$b_{01} = 30 + \frac{40}{2} = 50\text{см}; \quad b_{02} = 30 + \frac{40}{2} = 50\text{см};$$

$$c_{01} = c_{02} = 10\text{см};$$

$$\frac{h_{01}}{c_{01}} = \frac{h_{01}}{c_{02}} = \frac{60}{10} = 6 > 2.5;$$

$$c_{01} = c_{02} = 0.4 \cdot 60 = 24\text{см};$$

$$\frac{h_{01}}{c_{01}} = \frac{h_{01}}{c_{02}} = \frac{60}{24} = 2.5.$$

За [12, табл.1] знаходимо коефіцієнти  $\beta_1$  і  $\beta_2$  рівні 1 і 1 відповідно.

Відповідно до формули (27) визначаємо граничне навантаження на палею, яку може сприйняти плита ростверку з умови її продавлювання кутовою палею.

$$P_{a1} = 0.75 \cdot 0.6 \cdot \left[ 1 \cdot \left(0.5 + \frac{0.1}{2}\right) + 1 \cdot \left(0.5 + \frac{0.1}{2}\right) \right] \cdot 10^3 = 495,0\text{кН} > N = 320,26\text{кН}.$$

Отже, міцність плити ростверку на продавлювання кутовою палею забезпечена.

#### 2.4.7 Розрахунок міцності похилих перерізів плити ростверку по поперечній силі

Розрахунок здійснюється за формулою:  $Q \leq 1.5 \cdot b \cdot h_0 \cdot R_{br} \cdot \frac{h_0}{c}$ , (29)

де  $Q = \sum P_i$  - сума реакцій всіх паль, що знаходяться за межами найбільш навантаженої частини ростверку з урахуванням більшого за величиною згинального моменту;

$b$  - ширина підшви ростверку;

$z$  - довжина проекції похилого перерізу, яка приймається рівною відстані від площини внутрішніх граней паль до найближчої межі підколонника.

$$Q = \sum P_i = \sum N = 2 \cdot N = 2 \cdot 320.26 = 640.52 \text{кН};$$

$$h_{01} = \frac{118}{10} = 11.8 > 1.67.$$

Отже, згідно з вказівками [21, п.п. 2.10]:

$$Q_{\max} = 2.5b \cdot h_{01} \cdot R_{bt}, \quad (30)$$

Визначаємо граничну величину поперечної сили, яку може сприйняти плита ростверку по похилому перерізі:  $Q_{\max} = 2.5 \cdot 2.1 \cdot 1.18 \cdot 10^3 \cdot 0.75 = 4646.25 \text{кН} > Q = 640.52 \text{кН}$ .

Отже, що міцність похилих перерізів плити ростверку забезпечена.

## 2.4.8 Розрахунок ростверку на вигин

Розрахунок проводиться в перетинах по гранях колони, а так само по зовнішніх гранях підколонника ростверку.

Розрахунковий вигинає момент для кожного перетину визначається як сума моментів від реакцій паль і від місцевих навантажень, прикладених до консольного звису ростверку по одну сторону від розглянутого перерізу:

$$M_{xi} = \sum P_i \cdot x_i - M_{fx}, \quad (31)$$

$$M_{yi} = \sum P_i \cdot y_i - M_{fy}, \quad (32)$$

де  $M_{xi}, M_{yi}$  - згинальні моменти в розглянутих перетинах;

$P_i$  - розрахункове навантаження на палю, нормальна до площі підшви ростверку;

$x_i, y_i$  - відстані від осей паль до розглянутого перетину;

$M_{fx}, M_{fy}$  - згинальні моменти в розглянутих перетинах від місцевого навантаження.

Визначаємо за формулами (31) і (32) величини згинальних моментів в перетинах 1-1 і 3-3 по гранях колони (рис.11).

$$M_{x1} = 2 \cdot N \cdot 0.5 - \frac{G}{3} \cdot \frac{0.8^2}{2} = 2 \cdot 320.26 \cdot 0.5 - \frac{249.48}{3} \cdot \frac{0.64}{2} = 293.65 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{y1} = \frac{N_{\phi} \cdot 2}{h} \cdot 0.6 - \frac{G}{2.4} \cdot \frac{0.9^2}{2} = \frac{1616.49 \cdot 2}{6} \cdot 0.6 - \frac{249.48}{2.4} \cdot \frac{0.9^2}{2} = 281.2 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Згинальні моменти в перетинах 2-2 і 4-4 по гранях підколонника (рис.11).

$$M_{x2} = 2 \cdot N \cdot 0.3 - \frac{G}{3} \cdot \frac{0.6^2}{2} = 2 \cdot 320.26 \cdot 0.3 - \frac{249.48}{3} \cdot \frac{0.36}{2} = 177.19 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{y2} = \frac{N_{\phi} \cdot 2}{h} \cdot 0.3 - \frac{G}{2.42} \cdot \frac{0.6^2}{2} = \frac{1616.49 \cdot 2}{6} \cdot 0.3 - \frac{249.48}{2.4} \cdot \frac{0.36}{2} = 142.94 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Визначаємо переріз арматури в плиті ростверку.

У перетинах по гранях колони:

$$\text{переріз 1-1: } \alpha_m = \frac{M_{x1}}{R_b \cdot b_1 \cdot h_0^2} = \frac{293.65 \cdot 10^3}{8.5 \cdot 90 \cdot 204^2} = 0.009;$$

по [22, табл.20] при  $\xi = 0.009$  знаходимо  $\eta = 0.995$ ;

$$A_{sx1} = \frac{M_{x1}}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{239.65 \cdot 10^3}{365 \cdot 0.995 \cdot 204} = 3.96 \text{см}^2;$$

переріз 3-3:

$$\alpha_m = \frac{M_{y1}}{R_b \cdot a_1 \cdot (h_0^1)^2} = \frac{281.2 \cdot 10^3}{8.5 \cdot 120 \cdot 202^2} = 0.007;$$

коефіцієнт  $\eta = 0.995$ ;

$$A_{sy1} = \frac{M_{y1}}{R_s \cdot \eta \cdot h_0^1} = \frac{281.2 \cdot 10^3}{365 \cdot 0.995 \cdot 202} = 3.83 \text{см}^2.$$

У перерізах по гранях підколонника:

$$\text{переріз 2-2: } \alpha_m = \frac{M_{x2}}{R_d \cdot b \cdot h_{01}^2} = \frac{177.19 \cdot 10^3}{8.5 \cdot 210 \cdot 118^2} = 0.007;$$

коефіцієнт  $\eta = 0.985$ ;



$$A_{sx2} = \frac{M_{x2}}{R_s \cdot \eta \cdot h_{01}} = \frac{177.19 \cdot 10^3}{365 \cdot 0.985 \cdot 118} = 4.13 \text{ см}^2;$$

$$\text{переріз 4-4: } \alpha_m = \frac{M_{y2}}{R_b \cdot a \cdot (h_{01}^I)^2} = \frac{142.94 \cdot 10^3}{8.5 \cdot 240 \cdot 116^2} = 0.005;$$

коефіцієнт  $\eta = 0.995$ ;

$$A_{sy2} = \frac{M_{y2}}{R_s \cdot \eta \cdot h_{01}^I} = \frac{142.94 \cdot 10^3}{365 \cdot 0.995 \cdot 116} = 3.39 \text{ см}^2.$$

Розрахунковими є перетину по гранях підколонника (перетин 2-2 і 4-4).

Приймаємо арматуру:

- в поздовжньому напрямку 10 стрижнів діаметром 10 А-400с ( $A_s = 7.85 \text{ см}^2$ );

- в поперечному напрямку 11 стрижнів діаметром 10 А-400с ( $A_s = 8.635 \text{ см}^2$ ).

Для армування підшови ростверку приймаємо зварену сітку по ГОСТ 23279-84

$$\text{марки } c \frac{10A - III - 200}{10A - III - 200} \cdot 2050 \times 2250 \frac{25}{25}.$$

## 2.4.9 Визначення осідання основи

Середньозважене значення кута внутрішнього тертя:

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{\varphi_{II1} \cdot l_1 + \varphi_{II2} \cdot l_2}{l_1 + l_2} = \frac{18 \cdot 2.75 + 17.5 \cdot 8.95}{2.75 + 8.95} = 17.6^\circ;$$

$$\frac{\varphi_{\text{ср}}}{4} = \frac{17.6}{4} = 4.4^\circ; \text{tg } 4.4^\circ = 0.08.$$

Розміри пальового ростверку в межах периметра куца паль:

$$A_1 = 2 \cdot 0.9 + 0.4 = 2.2 \text{ м};$$

$$B_1 = 1.5 + 0.4 = 1.9 \text{ м}.$$

Розміри опорної площі умовного масиву:

$$A_2 = A_1 + 2 \cdot l \cdot \text{tg } 4.4^\circ = 2.2 + 2 \cdot 11.7 \cdot 0.08 = 4.072 \text{ м};$$

$$B_2 = B_1 + 2 \cdot l \cdot \text{tg } 4.4^\circ = 1.9 + 2 \cdot 11.7 \cdot 0.008 = 3.772 \text{ м};$$

$$F = A_2 \cdot B_2 = 4.072 \cdot 3.772 = 15.36 \text{ м}^2.$$

Обсяг умовного масиву:  $V = F \cdot l = 15.36 \cdot 11.7 = 179.7 \text{ м}^3$ .

Обсяг паль:  $V_{\text{ср}} = 12 \cdot 0.16 \cdot 6 = 14.62 \text{ м}^3$ .

Різниця обсягів:  $V - V_{ce} = 179.7 - 14.62 = 165.09 \text{ м}^3$ .

Середньозважене значення об'ємного ваги:

$$\gamma_{cp} = \frac{\sum \gamma_i \cdot l_i}{\sum l_i} = \frac{19.8 \cdot 2.75 + 18.9 \cdot 8.95}{2.75 + 8.95} = 19.1 \text{ кН / м}^3$$
;

Вага умовного масиву ґрунту:  $G_1 = 165.09 \cdot 19.1 = 3153.2 \text{ кН}$ .

Вага палів:  $G_2 = 14.62 \cdot 25 = 365.5 \text{ кН}$ .

Вертикальна складова нормальних сил в рівні нижніх кінців палів:

$$N'' = N + G_1 + G_2 = 1367.01 + 3153.2 + 365.5 = 4885.67 \text{ кН}$$
.

Момент опору умовного масиву в рівні його підосви:

$$W = \frac{B_2 \cdot A_2^2}{6} = \frac{3.772 \cdot 4.072^2}{6} = 10.4 \text{ м}^3$$
.

Тиск на ґрунт пального фундаменту

$$\frac{N''}{F} + \frac{M}{W} = \frac{4885.67}{15.36} + \frac{133.27}{10.4} = 330.89 \text{ кН / м}^2$$
.

Розрахунковий тиск на ґрунт підстави умовного масиву в рівні його підосви визначаємо по [19, ф-ла 7]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}^I + M_c \cdot c_{II}] \quad (33)$$

де  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  - коефіцієнти умов роботи, прийняті по [19, табл.3];

$k$  - коефіцієнт, що дорівнює 1.1, якщо міцності ґрунту визначені по [19, табл.1-3];

$M_\gamma, M_g, M_c$  - коефіцієнти, що приймаються по [19, табл.4];

$k_z$  - коефіцієнт, що дорівнює одиниці при  $b < 10$  м;

$b$  - ширина підосви фундаменту;

$\gamma_{II}$  - осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підосви фундаменту,  $\text{кН / м}^3$ ;

$\gamma_{II}^I$  - ті ж, що залягають вище підосви;

$c_{II}$  - розрахункове значення питомої зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підосвою фундаменту,  $\text{кПа}$ ;

$d_1$  - глибина закладення фундаменту, м.

Маємо такі дані:

$$\gamma_{c1} = 1.1; \gamma_{c2} = 1; k = 1.1;$$

$$M_\gamma = 0.41; M_q = 2.65; M_c = 5.23;$$

$$k_z = 1; b = b_2 = 3.772 \text{ м}; d_1 = 11.7 \text{ м};$$

$$\gamma_{II} = 18.9 \text{ кН} / \text{м}^3; \gamma_{II}^I = 19.1 \text{ кН} / \text{м}^3;$$

$$c_{II} = 19.1 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Відповідно до формули (33) отримуємо:

$$R = \frac{1.1 \cdot 1}{1.1} \cdot [0.41 \cdot 1 \cdot 3.772 \cdot 18.9 + 2.65 \cdot 11.7 \cdot 19.1 + 5.23 \cdot 19.1] = 721.32 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Розподіл тиску в горизонтальних перетинах в ґрунті нижче подошви умовного фундаменту визначаємо відповідно до [19, дод.2].

Середній фактичний тиск на ґрунт під подошвою фундаменту від нормальних навантажень:

$$P = \frac{N^n}{F} = \frac{4885.67}{15.36} = 318.08 \text{ кН} / \text{м}^2 < R = 721.36 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Визначаємо природний тиск під подошвою фундаменту (умовного):

$$P_0 = 19.8 \cdot 2.75 \cdot 18.9 + 18.9 \cdot 8.95 = 223.6 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$P - P_0 = 318.08 - 223.6 = 94.48 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Додатковий тиск в ґрунті в горизонтальному перетині, розташованому на глибині  $z$  нижче подошви умовного фундаменту, визначаємо за формулою:

$$P_z = \alpha \cdot (P - P_0), \quad (34)$$

коефіцієнт  $\alpha$  визначаємо в залежності від  $m = \frac{2 \cdot z}{b}$  і  $n = \frac{l}{b} = \frac{A_2}{B_2} = \frac{4.072}{3.772} = 1.1$  по [19,

табл.1, дод.2].

Результати розрахунків  $P_i$  і  $P_{0z}$ , параметрів, необхідних для визначення, пов'язані в таблиці 6.

Осідання фундаменту визначаємо по [19, дод.2, формула 1]:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{P_i h_i}{E_i}, \quad (35)$$

де  $\beta = 0.8$ ;  $E_i$  - модуль  $i$  - го шару ґрунту;  $E = 11.1$  МПа.

Таблиця 2.3 - Результати розрахунку величин  $P_{\sigma z}$  і  $P_i$

$Z, м$	$h + z, м$	$P_{\sigma z} = P_{\sigma} + \sum \gamma_i h_i$	$0.2P_{\sigma z}$	$m = \frac{2z}{b}$	$\alpha$	$P_z = \alpha(P - P_{\sigma z})$	$P_i, кН / м^2$
0	11.7	223.6	44.72	0	1	94.5	93.55
0.5	12.2	233.1	46.62	0.26	0.98	92.6	89.3
$Z, м$	$h + z, м$	$P_{\sigma z} = P_{\sigma} + \sum \gamma_i h_i$	$0.2P_{\sigma z}$	$m = \frac{2z}{b}$	$\alpha$	$P_z = \alpha(P - P_{\sigma z})$	$P_i, кН / м^2$
1	12.7	242.5	48.5	0.53	0.91	86.0	80.8
1.5	13.2	252.0	50.4	0.8	0.8	75.6	68.75
2	13.7	261.4	52.3	1.1	0.65	<b>61.9</b>	57.73
2.5	14.2	270.9	54.2	1.33	0.57	53.56	47.98
3	14.7	280.3	56.1	1.6	0.449	42.4	38.4
3.5	15.2	289.8	58.0	1.9	0.36	34.4	29.35
4	15.7	299.2	59.8	2.1	0.26	24.3	24.295
4.5	16.2	308.7	61.7	2.4	0.257	24.29	
Разом							$\sum 530.155$

$$S = \frac{0.8 \cdot 0.5}{11100} \cdot 530.155 = 0.019 м = 19 мм .$$

Граничну величину середніх осідань основи фундаменту для даної споруди визначаємо по [19, дод.4]:

$$S_{np.cр.} = 8 см .$$

НГСТ проходить на позначці - 15.950м.

## 2.4.10 Розрахунок фундаменту на дію горизонтального навантаження

### 2.4.10.1 Визначення горизонтального переміщення пальового фундаменту

Розріз і план фундаменту палі наведено на рис. 2.7.

Максимальна величина горизонтальної сили дорівнює  $H_y = 2.34 \text{ тс}$ .

Сила, яка приходиться на одну палю:  $H = \frac{1}{n} \cdot H_y = \frac{2.37}{6} = 0.4 \text{ тс}$ .

Марка палі з поперечним армуванням стовбура З 12-40. Клас бетону В15.  
Арматура поздовжня 8 стрижнів діаметром 14 А-400с.

Початкове значення модуля пружності бетону:

$$E_{\sigma} = 2.3 \cdot 10^3 \text{ МПа} = 2.3 \cdot 10^6 \text{ тс} / \text{м}^2.$$

Момент інерції поперечного перерізу палі:

$$J = \frac{d^4}{12} = \frac{0.4^4}{12} = 0.002 \text{ м}^4 = 2.13 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Жорсткість поперечного перерізу при згині:

$$E_{\sigma} \cdot J = 2.3 \cdot 10^6 \cdot 2.13 \cdot 10^{-3} = 4.9 \cdot 10^3 \text{ тс} \cdot \text{м}^4.$$

Умовна ширина палі відповідно до [23, дод., п.п. 3]:

$$b_c = 1.5d + 0.5 = 1.5 \cdot 0.4 + 0.5 = 1.1 \text{ м}.$$

Наведене значення коефіцієнта пропорційності приймаємо в залежності від ґрунтів, розташованих до глибини:  $l_k = 3.5 \cdot d + 1.5 = 3.9 \cdot 0.4 + 1.5 = 2.9 \text{ м}$ .

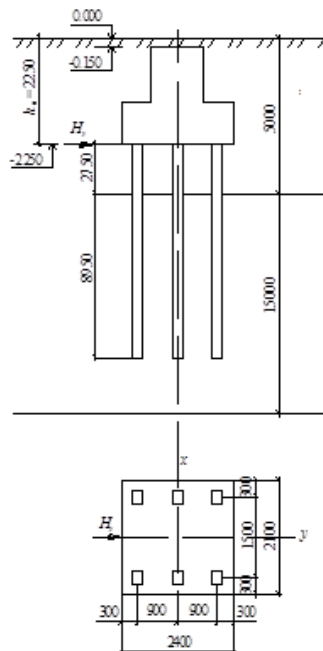


Рисунок 2.7 - Розріз і план фундаменту

Так як в межах  $l_k$  розташовані два шари ґрунту, але вони однакові, то значення  $k$  приймаємо рівним величині, відповідної цим верствам ґрунту.

$$\text{Для м'якопластичного суглинку: } k = \frac{250 + 500}{2} = 375 \text{ тс/м}^4.$$

Визначаємо відповідно до [23, дод., П.п.3] коефіцієнт деформації  $\alpha_\theta, \text{м}^{-1}$ .

Для забезпечення обчислень знаходимо значення:

$$\frac{10^5 \cdot k \cdot b_c}{E_\theta \cdot J} = \frac{10^5 \cdot 375 \cdot 1.1}{4.9 \cdot 10^3} = 8418.4 \text{ м}^{-5}, \text{ потім по [23, дод., табл.2] - коефіцієнт}$$

$$\alpha_\theta = 0.609 \text{ м}^{-1}. \text{ Наведена глибина занурення палі: } \bar{l} = \alpha_\theta \cdot l = 0.609 \cdot 11.7 = 7.13.$$

Переміщення палі в рівні підшви плити ростверку від одиничних зусиль в тому ж рівні визначаємо відповідно до [23, дод.].

Приймаємо по [23, дод., Табл.4] значення коефіцієнтів  $A_0, B_0, C_0$  при  $\bar{l} = 4$ :

$$A_0 = 2.441; B_0 = 1.621; C_0 = 1.751.$$

$$\delta_{nn} = \frac{1}{\alpha_\theta^3 \cdot E_\theta \cdot J} \cdot A_0 = \frac{1}{0.609^3 \cdot 4.9 \cdot 10^3} \cdot 2.441 = 2.2 \cdot 10^{-3} \text{ м/тс};$$

$$\delta_{nm} = \frac{1}{\alpha_\theta^2 \cdot E_\theta \cdot J} \cdot B_0 = \frac{1}{0.609^2 \cdot 4.9 \cdot 10^3} \cdot 1.621 = 0.89 \cdot 10^{-3} \text{ 1/тс};$$

$$\delta_{mm} = \frac{1}{\alpha_\theta \cdot E_\theta \cdot J} \cdot C_0 = \frac{1}{0.609 \cdot 4.9 \cdot 10^3} \cdot 1.751 = 0.59 \cdot 10^{-3} \text{ 1/тс} \cdot \text{м}.$$

Розрахунковий момент закладення для фундаменту з низьким ростверком:

$$M_3 = -\frac{\delta_{mn}}{\delta_{mm}} \cdot H = -\frac{0.89 \cdot 10^{-3}}{0.59 \cdot 10^{-3}} \cdot 0.4 = -0.6 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Розрахункова схема палі приведена на малюнку 13.

$$\text{Розрахункові зусилля: } \begin{aligned} H_0 &= H = 0.4 \text{ тс}; \\ M_0 &= M = M_3 = -0.6 \text{ тс} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Горизонтальне переміщення і кут повороту перерізу палі в рівні підшви плити ростверку знаходимо як:

$$y_0 = H_0 \cdot \delta_{nn} + M_0 \cdot \delta_{nm} = 0.4 \cdot 2.2 \cdot 10^{-3} - 0.6 \cdot 0.89 \cdot 10^{-3} = 0.35 \text{ мм};$$

$$\varphi_0 = H_0 \cdot \delta_{nm} + M_0 \delta_{mm} = 0.4 \cdot 0.89 \cdot 10^{-3} - 0.6 \cdot 0.59 \cdot 10^{-3} = 0 \text{ рад}.$$

$$y_0 = 0.35 \text{ мм} < y_{\text{пред}} = 10 \text{ мм};$$

$$\varphi_0 = 0 \text{ рад}.$$

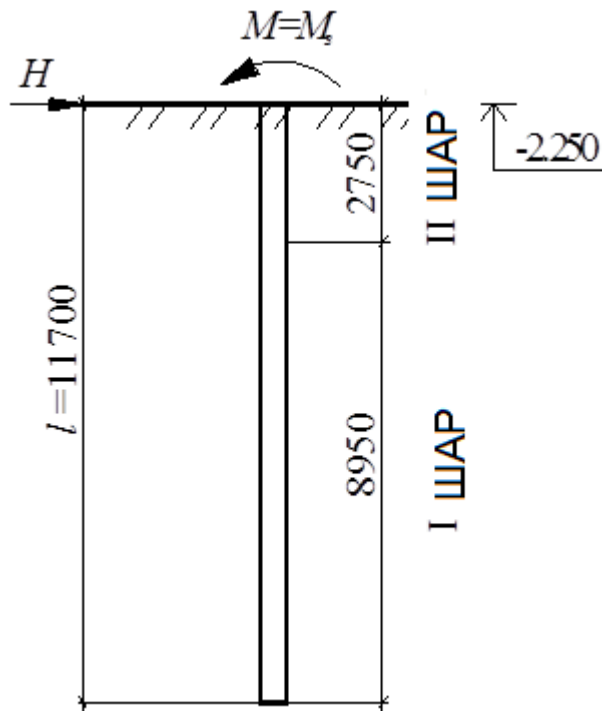


Рисунок 2.8 - Розрахункова схема палі

#### 2.4.10.2 Визначення внутрішніх зусиль для перевірки міцності стовбура палі

Розрахункові зусилля:  $H_y = 2.37 \text{ тс}$ ;  $N = 136.7 \text{ тс}$ ;  $M = 13.327 \text{ тс} \cdot \text{м}$ .

Так як комбінації зусиль для визначення горизонтального переміщення і для перевірки міцності стовбура палі збігаються, то розрахункові величини беремо з розрахунку на горизонтальні переміщення.

Розрахункова схема палі приведена на рис. 13.

Величини згинальних моментів  $M_z$  в поперечних перетинах, розташованих на різних глибинах  $z$  від підшви ростверку:

$$M_z = \alpha_0^2 \cdot E_0 \cdot J Y_0 A_3 - \alpha_0 \cdot E_0 \cdot J \cdot \varphi_0 \cdot B_3 + M_0 \cdot C_3 + \frac{H_0}{\alpha_0} \cdot D_3 =$$

$$= 0.609^2 \cdot 4.9 \cdot 10^3 \cdot 0.47 \cdot A_3 - 0.6 \cdot C_3 + \frac{0.4}{0.609} \cdot D_3 = 0.85 \cdot A_3 - 0.6 \cdot C_3 + 0.66 \cdot D_3.$$

Подальші обчислення виконується в таблиці 7, задаючись різними значеннями наведеної глибини розташування перерізу палі  $z = \alpha_0 \cdot z$  і приймаючи

по [23, дод., табл.5] відповідні величини коефіцієнтів  $A_3, C_3, D_3$ . Обчислення при  $\bar{z} > 4$  нехтуємо.

Осьові зусилля в палях для вибраного перерізу:

$$N_z = N + G_p = 1367.01 + 249.48 = 1616.49 \text{кН} = 161.65 \text{тс};$$

$$M_x = M + H_y \cdot h_\phi = 133.27 + 23.7 \cdot 2.1 = 183.04 \text{кН} \cdot \text{м} = 18.3 \text{тс} \cdot \text{м};$$

$$N_{\min}^{\max} = \frac{N_z}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} = \frac{161.65}{6} \pm \frac{18.3 \cdot 0.9}{3.24} = \frac{32.02 \text{тс}}{21.86 \text{тс}}.$$

Розрахункові зусилля для перевірки міцності стовбура палі:

$$N_{\max} = 32.02 \text{тс}; M = 0.6 \text{тс} \cdot \text{м}; N_{\min} = 21.86 \text{тс};$$

$$M = 0.6 \text{тс} \cdot \text{м}.$$

За графіками [24, рис.2.7] встановлюємо, що міцність палі в стадії експлуатації забезпечена.

Таблиця 2.4- Значення згинальних моментів  $M_z$  в перетинах палі, розташованих на різних дійсних глибинах  $z = \bar{z} / \alpha_\phi$  від підшви плити ростверку

$\bar{z}$	$z, \text{м}$	$A_3$	$C_3$	$D_3$	$0.85 \cdot A_3$	$-0.6 \cdot C_3$	$0.66 \cdot D_3$	$M_z, \text{тс} \cdot \text{м}$
0	0	0	1	0	0	-0.600	0	-0.6
0.5	0.82	-0.021	0.999	0.5	-0.018	-0.600	0.330	-0.290
1.0	1.64	-0.167	0.975	0.99	-0.142	-0.585	0.653	-0.070
1.5	2.46	-0.559	0.811	1.44	-0.475	-0.487	0.950	-0.012
2.0	3.28	-1.295	0.207	1.65	-1.100	-0.124	1.090	-0.0134
3.0	4.93	-3.540	-4.690	-0.89	-3.010	2.810	-0.590	-0.790
4.0	6.57	-1.614	-17.920	-15.08	-1.375	10.750	-9.950	-0.570

З використанням даних таблиці 7 будемо епюру  $M_z$  (Рис.2.8).



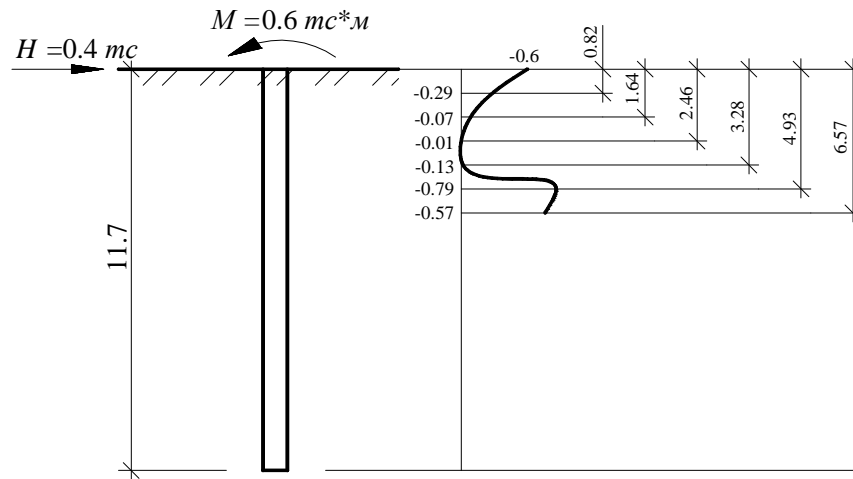


Рисунок 2.8. - Епюра згинальних моментів для палі

## 2.5 Розрахунок колони

### 2.5.1 Дані для проектування

До розрахунку приймаємо колону КП І-24.

Бетон важкий класу В20, підданої теплової обробкою при атмосферному тиску. отже,  $R_b = 11.5 \text{ МПа}$ ;  $R_{bt} = 0.9 \text{ МПа}$ ;  $E_b = 24 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ .

Арматура класу А-400с:  $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$ ;  $E_s = 200 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ .

Армування перетинів прийнято симетрично.

### 2.5.2 Надкранова частина колони

Розміри прямокутного перетину надкранової частини колони:

$$b = 0.5 \text{ м}; \quad \delta = a^1 / h_0 = 0.04 : 0.56 = 0.071;$$

$$h = 0.6 \text{ м}; \quad J = 9 \cdot 10^3 \text{ м}^4;$$

$$a = a_1 = 0.04 \text{ м}; \quad \alpha_s \cdot J_s = 0.795 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4 (\text{при } \mu_s = 0.05);$$

$$h_0 = 0.6 - 0.04 = 0.56 \text{ м}; \quad 0.5 \cdot h - a = 0.5 \cdot 0.6 - 0.04 = 0.26 \text{ м}.$$

Розрахункова довжина надкранової частини:

- при обліку кранових навантажень  $l_0 = 2 \cdot H_2 = 2 \cdot 4.2 = 8.4 \text{ м}$ ;

- без урахування кранових навантажень  $l_0 = 2.5 \cdot H_2 = 2.5 \cdot 4.2 = 10.5 \text{ м}$ .

1 Розрахунок в площині вигину.

Оскільки гнучкість  $l_0/h > 10$ , Необхідно враховувати вплив прогину колони на величину ексцентриситету поздовжньої сили.

Так як від усіх комбінацій розрахункових зусиль значення поздовжніх сил так само однакові, розрахунок виконуємо по комбінації  $M_{\max}, N_{\text{сорт}}$ :

- від всіх навантажень:  $M = 114.7 \text{кН} \cdot \text{м}, N = 1193.3 \text{кН}$ .

- від всіх навантажень, виключаючи навантаження малої сумарної тривалості (кранове і вітрове)  $M^I = 0; N^I = 1236.4 \text{кН}$ .

- від тривало діючих навантажень (постійних)  $M_I = 0; N_I = 805.4 \text{кН}$ .

Визначаємо моменти зовнішніх сил щодо розтягнутої арматури:

$$M_{II} = M_I = M + N \cdot (0.5 \cdot h - a) = 114.7 + 1193.3 \cdot 0.26 = 425 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_I = M^I + N^I \cdot (0.5 \cdot h - a) = 0 + 1236.4 \cdot 0.26 = 321.5 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Так як  $0.77 \cdot |M_{II}| = 0.77 \cdot 425 = 327.25 \text{кН} \cdot \text{м} > |M_I| = 321.5 \text{кН} \cdot \text{м}$ , Розрахунок ведеться тільки при  $\gamma_{b2} = 1.1$ . отже  $R_b = 11.5 \cdot 1.1 = 12.5 \text{МПа}; R_{bt} = 0.9 \cdot 1.1 = 1 \text{МПа}; E_b = 24 \cdot 10^3 \text{МПа}$ .

$$\text{Ексцентриситет поздовжньої сили } e_0 = \frac{114.7}{1193.3} = 0.096 \text{м}.$$

Знаходимо значення умовної критичної сили, приймаючи в першому наближенні  $\mu_s = 0.005$ .

При цьому повинна виконуватися умова:

$$\delta = \frac{|e_0|}{h} = \frac{0.096}{0.6} = 0.16 < \delta_{\min} = 0.5 - 0.01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0.01 \cdot R_b = 0.5 - 0.01 \cdot \frac{8.4}{0.6} - 0.01 \cdot 12.5 = 0.235$$

приймаємо  $\delta = 0.235$ .

$$M_{1,l} = 0 - 805.4 \cdot 0.26 = -209.4 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Визначимо коефіцієнт, що враховує вплив ексцентриситету поздовжньої сили:

$$\varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{1,l}}{M_I} = 1 + 1 \cdot \frac{(-209.4)}{425} = 0.507.$$

Визначаємо умовну критичну силу:

$$N_{cr} = \frac{6.4 \cdot E_b}{l_0^2} \cdot \left[ \frac{J_b}{\varphi_l} \cdot \left( \frac{0.11}{0.1 + \delta} + 0.1 \right) + \alpha_s \cdot J_s \right] =$$

$$= \frac{6.4 \cdot 24000}{8.4^2} \cdot \left[ \frac{9 \cdot 10^{-3}}{0.507} \cdot \left( \frac{0.11}{0.1 + 0.235} + 0.1 \right) + 0.795 \cdot 10^{-3} \right] = 18.28 \text{ MN} = 18282 \text{ kH}.$$

отже:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1193.3}{18282}} = 1.07;$$

$$e = e_0 \cdot \eta - 0.5 \cdot h_0 - a = 0.0961 \cdot 1.07 - 0.26 = -0.157 \text{ м};$$

$$\xi_r = 0.581 - [27, \text{табл.18}].$$

Визначаємо відносну величину поздовжньої сили:

$$\bar{\varphi}_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1.1933}{12.5 \cdot 0.5 \cdot 0.56} = 0.34 < \xi_r = 0.581;$$

$$\varphi_n = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1.1933 \cdot 0.157}{12.5 \cdot 0.5 \cdot 0.56^2} = 0.096.$$

Визначимо необхідну кількість арматури:

$$A_s = A_s^l = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\varphi_n - \bar{\varphi}_n \cdot (1 - 0.5 \cdot \bar{\varphi}_n)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{12.5 \cdot 0.5 \cdot 0.56}{365} \cdot \frac{0.096 - 0.34 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.34)}{1 - 0.071} = 0.00196 \text{ м}^2 = 19.6 \text{ см}^2.$$

Приймаємо з кожного боку надкранової частини колони 4 стержня діаметром 25 А-III з  $A_s = A_s^l = 19.63 \text{ см}^2$ .

2 Розрахунок з площини вигину.

Розрахункова довжина надкранової частини колони:

$$- \text{ з площини вигину: } l_0 = 1.5 \cdot H_2 = 1.5 \cdot 4.2 = 6.3 \text{ м}.$$

Так як гнучкість  $l_0/h = 6.3:0.5 = 13.6$  перевищує величину площини вигину ( $l_0/h = 10.5$ ), Необхідний розрахунок з площини вигину (ексцентриситет поздовжньої сили дорівнює випадковому).

$$N = 1193.3 \text{кН}; N_l = 805.4 \text{кН}.$$

$$e_0 = e_a = h/30 = 0.5/30 = 0.0167 \text{м}.$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{N_l}{N} = 1 + \frac{805.4}{1193.3} = 0.325.$$

$$\delta = \delta_{\min} = e_0 / h = 0.0167 / 0.5 = 0.277.$$

$$\alpha_s \mu_s = 0.005 \cdot 8.33 = 0.042.$$

$$N_{cr} = \frac{1.6 \cdot 24000 \cdot 600 \cdot 500}{12.6^2} \cdot \left[ \frac{0.11}{\frac{0.1 + 0.277}{3 \cdot 0.325}} + 0.042 \cdot \left( \frac{(0.46 - 0.04)^2}{0.5} \right) \right] = 23804.9 \text{кН}.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{cr}} = \frac{1}{1 - 1193.3 / 23804.9} = 1.053.$$

$$e = e_0 \cdot \eta - 0.5 \cdot h - a = 0.0167 \cdot 1.53 - 0.5 \cdot 0.5 - 0.04 = 0.272.$$

$$X = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{1193.3 \cdot 10^3}{12.5 \cdot 10^6 \cdot 0.6} = 1.59 > \xi_r \cdot h_0 = 0.581 \cdot 0.46 = 0.267.$$

$$\xi = \frac{\bar{\varphi}_n \cdot (1 - \xi_r) + 2 \cdot \alpha \cdot \xi_r}{1 - \xi_r + 2 \cdot \alpha} = 0.415,$$

$$\bar{\varphi}_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{1193.3}{12.5 \cdot 60 \cdot 46} = 0.346.$$

$$\alpha = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{36.5 \cdot 9.82}{12.5 \cdot 60 \cdot 46} = 0.104.$$

$$X = \xi \cdot h_0 = 0.415 \cdot 0.46 = 0.19 \text{м}.$$

$A_s = A_s^l = 9.82 \text{см}^2$  - приймаємо 2 стрижня діаметром 25А-III.

$$N_l = e \cdot N = 0.272 \cdot 1193.3 = 324.58 \text{кН} \cdot \text{м} < R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x) + R_{sc} A_s^l \cdot (h_0 - a_s^l) = \\ = 12.5 \cdot 0.6 \cdot 0.19 \cdot (0.46 - 0.5 \cdot 0.19) + 365 \cdot 9.82 \cdot 10^{-4} \cdot (0.46 - 0.04) = 670.5 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Отже, міцність колони із площини вигину забезпечена.

Перевірка міцності по похилих перетинах.

На колону діє максимальна поперечна сила  $Q = 23.7кН$  при  $N = 1193.3кН$ .

За формулою знайдемо:

$$\varphi_n = 0.1 \cdot \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{0.1 \cdot 1193.3}{0.1 \cdot 60 \cdot 46} = 0.43 < 0.5.$$

при  $c = 0.25 \cdot H_2 = 1.05м$ :

$$Q_{b,u} = \frac{1.5 \cdot (1 + 0.43) \cdot 1 \cdot 0.5 \cdot 0.56^2}{1.05} = 0.2898МН > \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0.24МН.$$

Оскільки  $Q = 0.0237МН$  - умова виконується, міцність похилого перерізу забезпечена без розвитку похилих тріщин, і поперечне армування призначають відповідно до конструктивних вимог.

### 2.5.3 Підкранова частина колони

Геометричні характеристики прямокутного перетину підкранової частини:

$$\begin{aligned} b &= 0.5м; & \delta &= a^{\perp} / h_0 = 0.053; \\ h &= 0.8м; & J &= 21.33 \cdot 10^3 м^4; \\ a &= a_1 = 0.04м; & \alpha_s \cdot J_s &= 2.033 \cdot 10^{-3} м^4 (\text{при } \mu_s = 0.005); \\ h_0 &= 0.8 - 0.04 = 0.76м; & 0.5 \cdot h - a &= 0.5 \cdot 0.8 - 0.04 = 0.36м. \end{aligned}$$

Розрахункова довжина підкранової частини:

- при обліку кранових навантажень:  $l_0 = 1.5 \cdot H_1 = 1.5 \cdot 5.55 = 8.325м$ ;
- без урахування кранових навантажень:  $l_0 = 1.2 \cdot H = 1.2 \cdot 9.75 = 11.7м$ .

Оскільки  $l/h_0 = 8.325/0.8 = 10.41 > 10$ , При розрахунку перетину враховують вплив прогину на величину ексцентриситету поздовжньої сили  $N = 1367.01кН$ .

Підкранових частина колони розраховують в тій же послідовності, що і надкранової.

$$\varphi_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{1367.01}{1.25 \cdot 50 \cdot 76} = 0.288 < \xi_r = 0.581.$$

$$e_0 = h/30 = 0.8/30 = 0.027м.$$

$$e = e_0 + 0.5 \cdot (h_0 - a^{\perp}) = 0.027 + 0.5 \cdot (0.76 - 0.04) = 0.407м.$$

$$\varphi_n = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1367.01 \cdot 0.407}{1.25 \cdot 50 \cdot 76^2} = 0.154.$$

$$A_s = A_s^l = -7.3 \text{ м}^2.$$

Тобто поздовжню арматуру ставимо відповідно до конструктивних вимог.

$$A_s = A_s^l = 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \cdot 0.5 \cdot 0.8 = 8 \text{ см}^2.$$

Приймаємо з кожного боку по 4 стержня діаметром 16А-400с.

Перевіряємо необхідність розрахунку з площини вигину. Розрахункова довжина підкранової частини в цій площині  $l_0 = 0.8 \cdot H_1 = 0.8 \cdot 5.55 = 4.44 \text{ м}$ .

Гнучкість із площини вигину  $l_0 / h = 4.44 / 0.5 = 8.88$  менше, ніж в площині вигину  $l_0 / h = 8.325 / 0.8 = 10.4$ , Виконувати розрахунок з площини вигину немає необхідності.

## 2.5.4 Розрахунок підкранової консолі

Консоль розраховуємо на дію поперечної сили  $Q = N_{н.б.} + D_{\max}^c = 389.8 \text{ кН}$ .

Розміри консолі малюнок 15:

$$h = 1.3 \text{ м}, h_1 = 0.6 \text{ м}; l_1 = 0.7 \text{ м}; b = 0.6 \text{ м}; a = 0.35 \text{ м}; \alpha = 45^\circ; h_0 = 1.26 \text{ м}.$$

Підкранова балка шириною 0.4м спирається поперек консолі, тому  $l_{\text{sup}} = 0.4 \text{ м}$ .

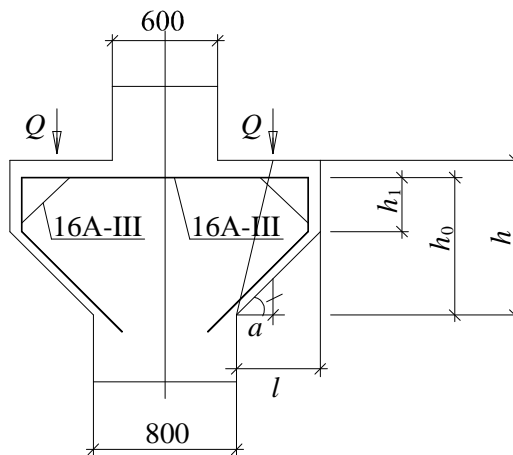


Рисунок 2.9 - Підкранова консоль середньої колони

Так як на консоль діють навантаження малої сумарної тривалості,  $\gamma_{b2} = 1.1; R_b = 12.65 \text{ МПа}; R_{bt} = 1 \text{ МПа}$ .

Несучу здатність консолі перевіряємо з умови [25, (3.281)]. У першому наближенні розрахунок ведемо без урахування поперечного армування, тобто при

$$A_{inc} = A_w = 0.$$

Рахуємо:  $\operatorname{tg} \theta = \frac{1.26 - 0.04}{0.35 + 0.5 \cdot 0.4} = 2.22$ . Тоді  $\sin \theta = 0.912$ ,  $\cos \theta = 0.411$ .

$$l_b = 0.4 \cdot 0.912 + 2 \cdot 0.04 \cdot 0.411 = 0.398 \text{ м}.$$

В результаті:

$$Q_c = 0.3898 \text{ МН} < 0.8 \cdot 12.65 \cdot 0.5 \cdot 0.398 \cdot 0.912 = 1.84 \text{ МН} < 3.5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2.21 \text{ МН},$$

міцність консолі на похилій стислій смузі між вантажем і опорою забезпечена.

Напруга зминання під підкранової балкою:

$$\sigma_{loc} = \frac{Q_c}{b \cdot l_{sur}} = \frac{389.8}{0.5 \cdot 0.4} = 1.95 \text{ МПа} < R_b = 12.65 \text{ МПа}. \text{ Зминання бетону консолі не}$$

відбудеться. Згинальний момент на межі примикання консолі до колони:

$$M = Q \cdot a = 0.3898 \cdot 0.35 = 0.14 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

З огляду на велику кількість арматури в стислій зоні, площа перетину розтягнутої арматури знаходимо за формулою:

$$A_s = \frac{1.25 \cdot M}{R_s \cdot (h_0 - a^l)} = \frac{1.25 \cdot 0.14}{365 \cdot (1.26 - 0.04)} = 6.01 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 3 стрижня діаметром 16А-400 с з  $A_s = 6.03 \text{ см}^2$ .

Площа відігнутих стрижнів повинна бути не менше:

$$0.002 \cdot b \cdot h_0 = 0.002 \cdot 0.6 \cdot 1.26 = 5.12 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 3 стрижня діаметром 16А-400с з  $A_s = 6.03 \text{ см}^2$ .





### 3.1.3 Результати скінченно-елментних розрахунків оболонки

В робочій вікні ПК «ЛІРА» створено скінченно-елементу модель оболонки (Рис. 3.2) та визначено переміщення та площу арматури в залежності від товщини оболонки при дії експлуатаційних навантажень.

Власна вага

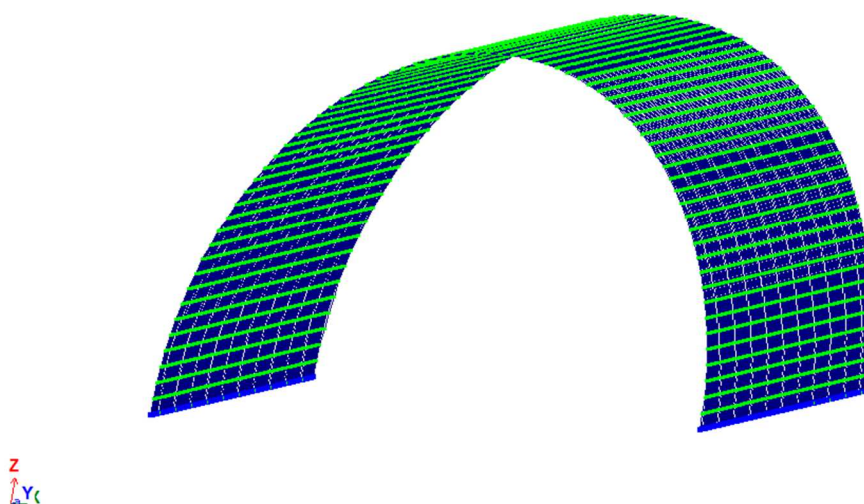
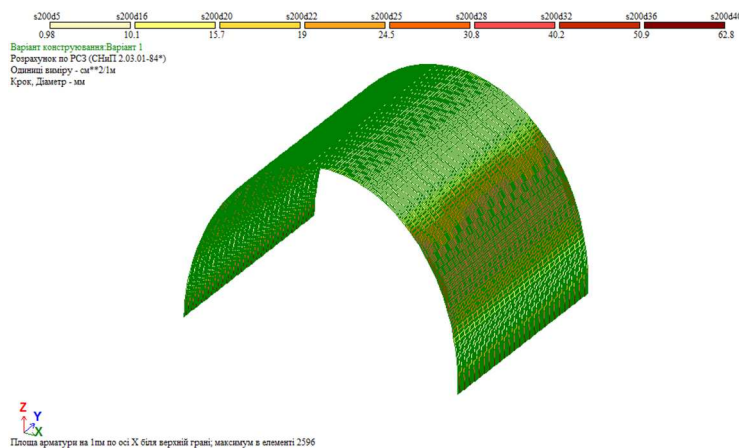
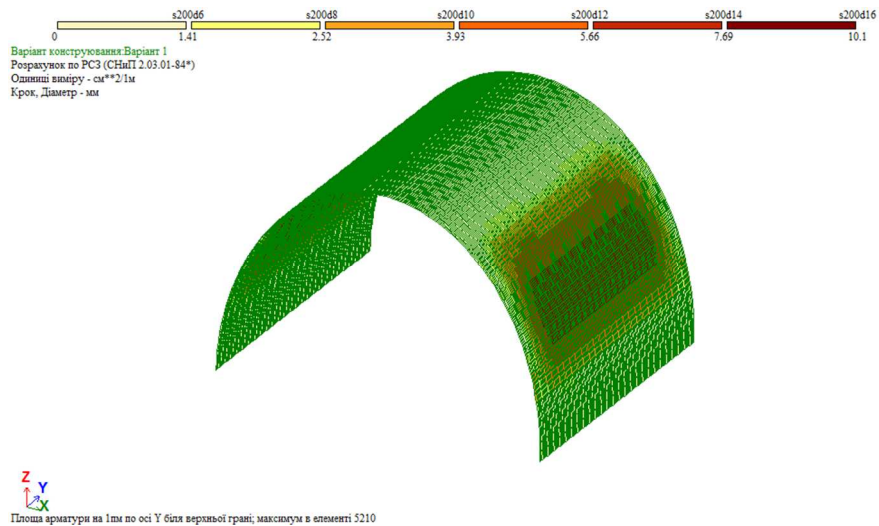


Рис.3.2 Скінченно-елементна модель оболонки

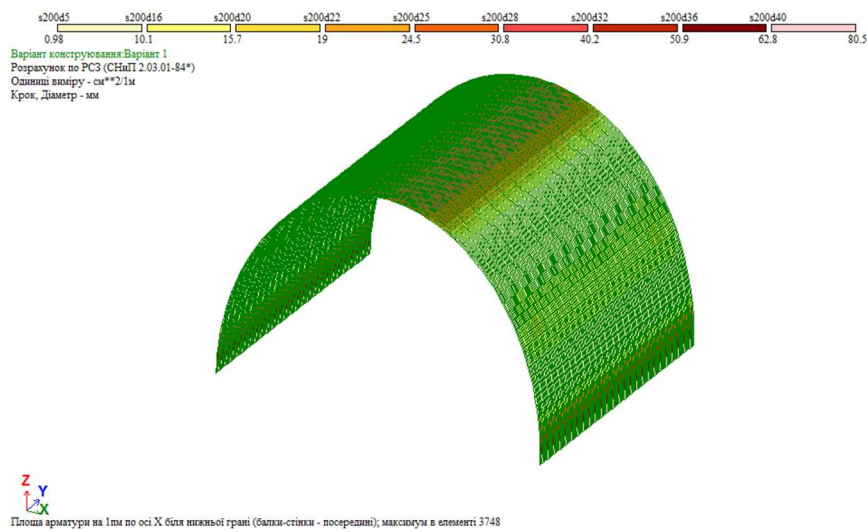
Отримано площу армування за товщини 20мм (Рис. 3.3), 25мм (Рис. 3.4) та 30мм (Рис. 3.5) при сукупній дії власної ваги оболонки, снігового навантаження та експлуатаційного навантаження.



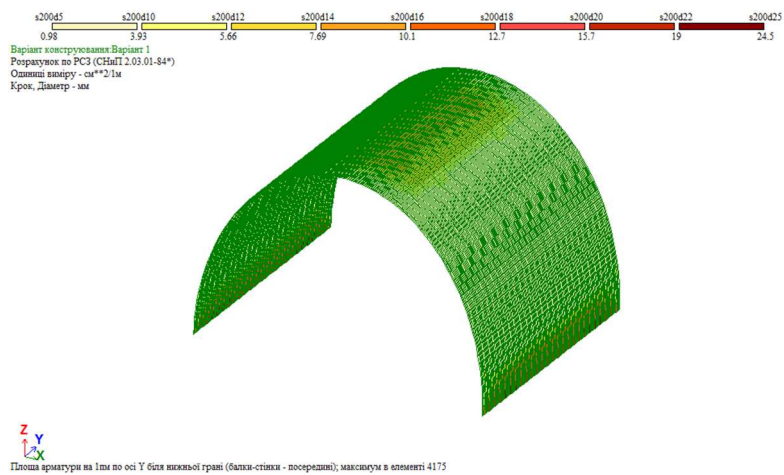
а) площа арматури біля верхньої грані по осі OX



б) площа арматури біля верхньої грані по осі OY

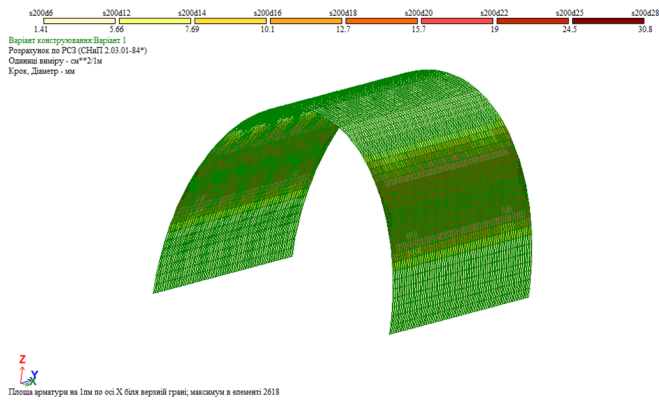


в) площа арматури біля нижньої грані по осі OX

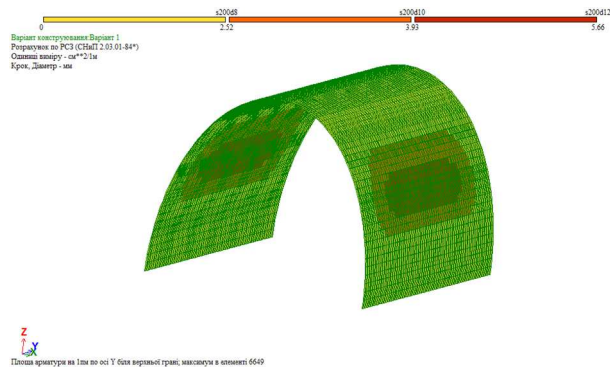


г) площа арматури біля нижньої грані по осі OY

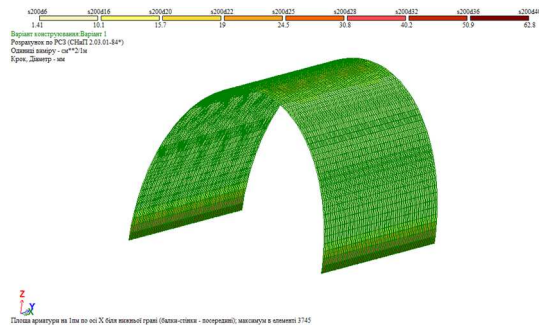
Рис. 3.3 Площа арматури при товщині оболонки 20 мм



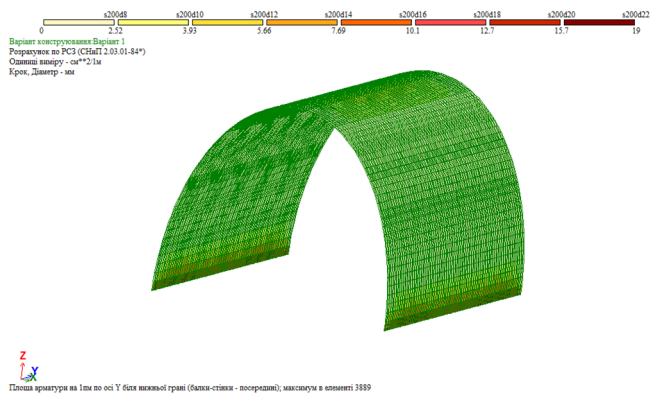
а) площа арматури біля верхньої грані по осі OX



б) площа арматури біля верхньої грані по осі OY

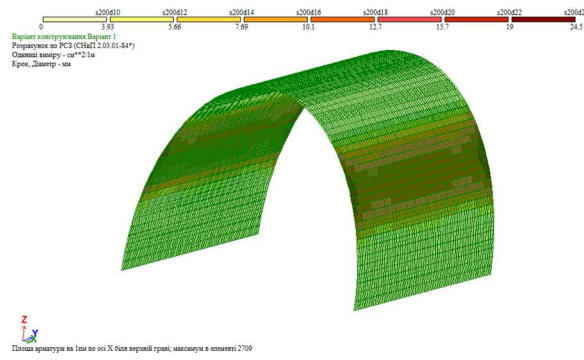


в) площа арматури біля нижньої грані по осі OX

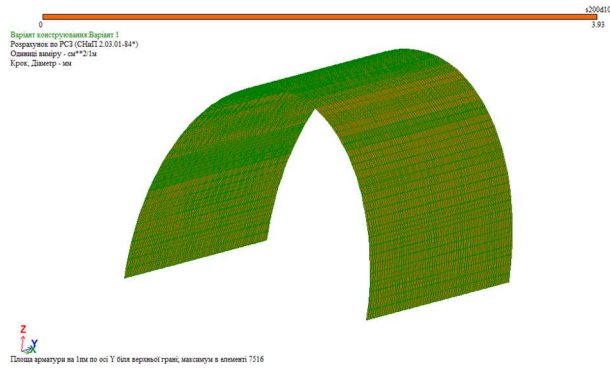


г) площа арматури біля внутрішньої грані по осі OY

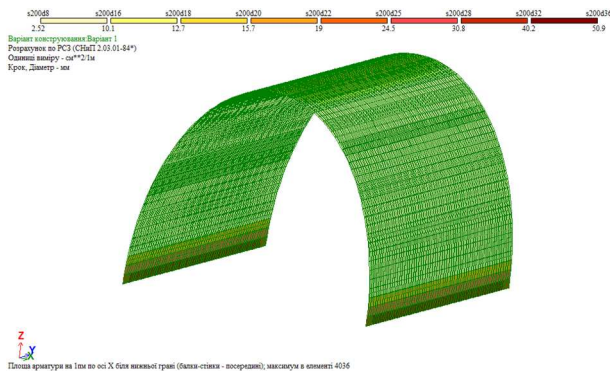
Рис.3.4 Площа арматури при товщині оболонки 25 мм



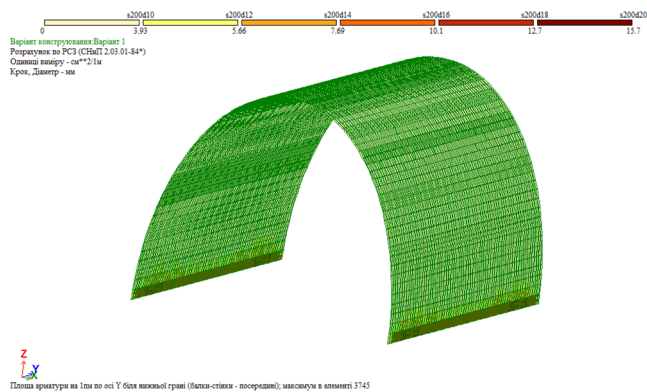
а) площа арматури біля верхньої грані по осі OX



б) площа арматури біля верхньої грані по осі OY



в) площа арматури біля нижньої грані по осі OX



г) площа арматури біля нижньої грані по осі OY

Рис. 3.5 Площа арматури при товщині оболонки 30 мм

### 3.1.4 Розрахунок панелі-оболонки за деформаціями

Результатом скінченно-елементного розрахунку є ізополя переміщень відносно осей  $OX$ ,  $OY$  та  $OZ$  за товщини 20мм (Рис. 3.6), 25мм (Рис. 3.7) та 30мм (Рис. 3.8)

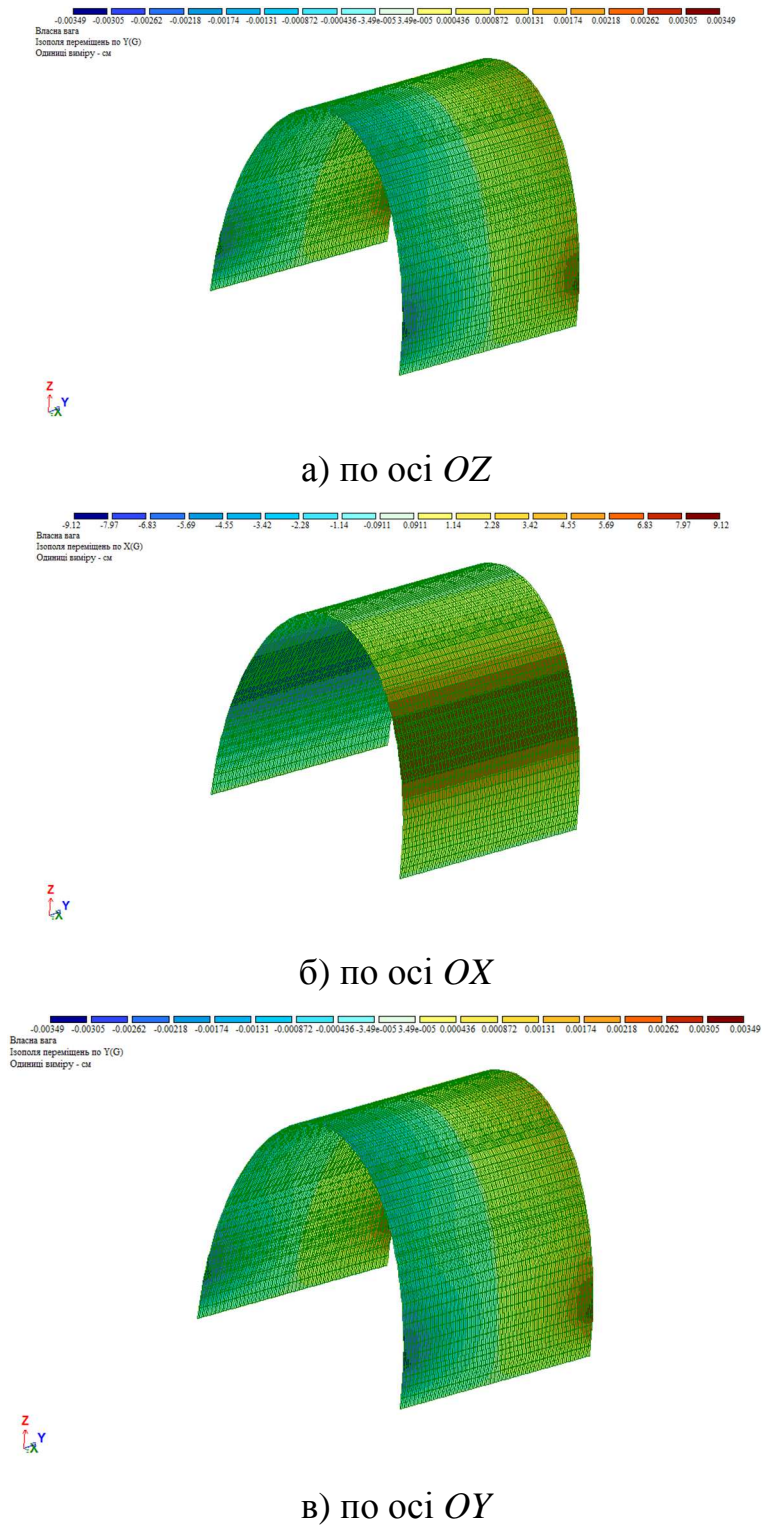
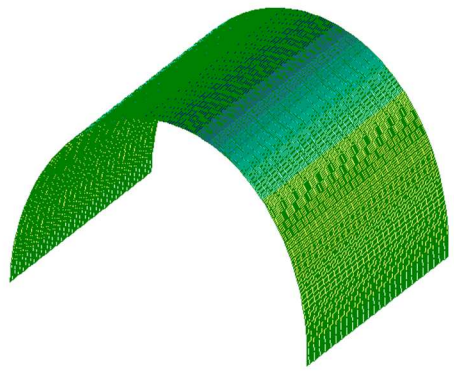
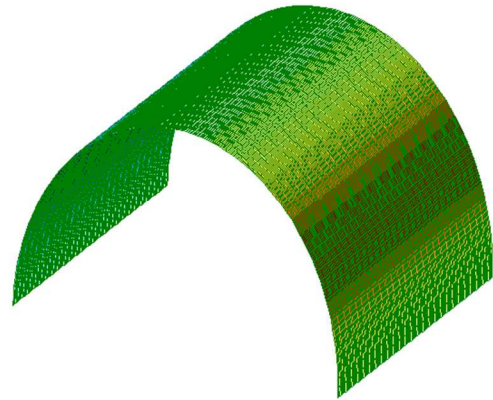


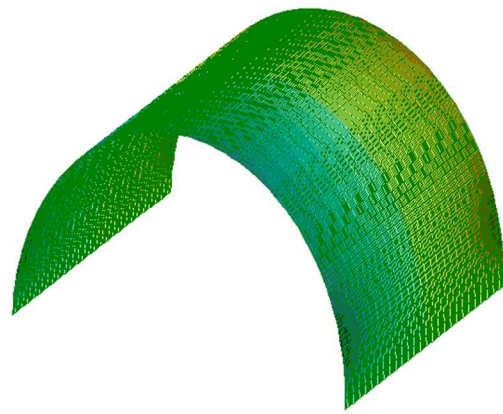
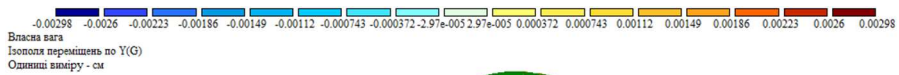
Рис.3.6. Ізополя переміщень при товщині оболонки 20 мм



а) по осі  $OZ$

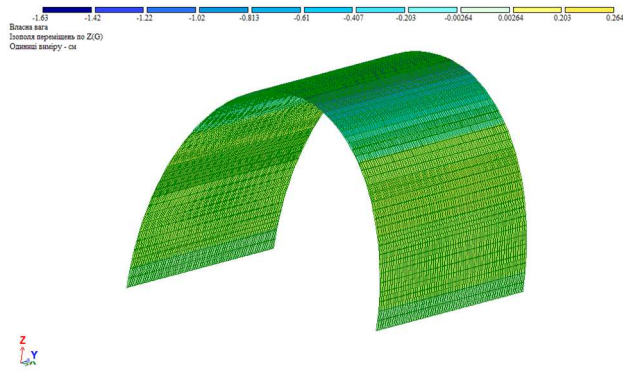


б) по осі  $OX$

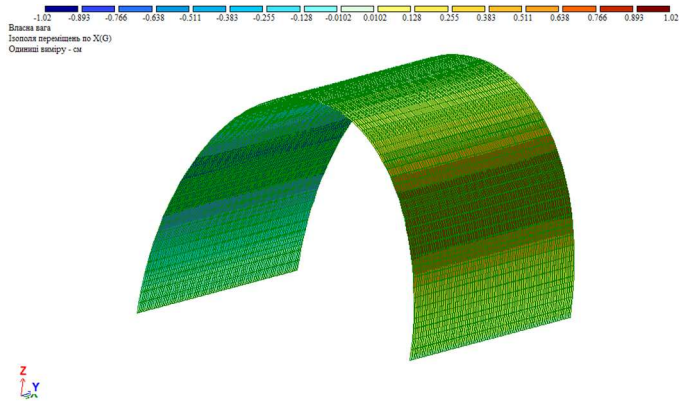


в) по осі  $OY$

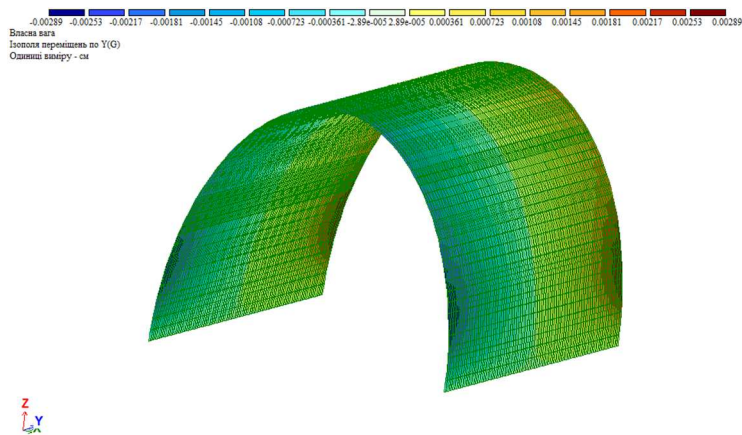
Рис.3.7. Ізополя переміщень при товщині оболонки 25 мм



а) по осі  $OZ$



б) по осі  $OX$



в) по осі  $OY$

Рис.3.8. Ізополю переміщень при товщині оболонки 30 мм

Таким чином, врахувавши визначені при скінченно-елементному розрахунку дані, встановлено, що при товщині оболонки 30мм спостерігаються найменші переміщення вздовж головних координатних осей. Також, площа армування значно нижча ніж при товщині оболонки 20 та 25мм.

## **РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях**

### **4.1 Охорона праці**

#### **4.1.1 Аналіз умов праці**

Будівництво ремонтної бази включає в себе наступну сукупність робіт: земляні, вантажно-розвантажувальні, монтажні, оздоблювальні та спеціальні.

Вантажно-розвантажувальні роботи пов'язані з експлуатацією будівельних машин і механізмів. Аналіз виробничого травматизму в будівельних організаціях показує, що близько чверті нещасних випадків відбувається саме на роботах, пов'язаних з експлуатацією будівельних машин і механізмів.

Основними небезпечними і шкідливими виробничими факторами, що супроводжується експлуатація машин, є: дія механічної сили, можливість ураження електричним струмом, несприятливі фактори виробничого середовища (мікроклімат, шум, вібрація, запиленість, загазованість робочої зони, тепловий вплив), підвищені фізичні та нервово-психічні навантаження, невідповідність робочого місця вимогам ергономіки.

Дія механічних чинників проявляється в такій формі: наїзд на людей, перекидання машин, травмування працюючих рухомими механізмами, частинами і деталями, падіння з висоти, обвалення ґрунту.

Перекидання машин відбувається внаслідок збільшення маси вантажу, що піднімається до недоступного ваги, підйом примерзлий до землі конструкцій, значні динамічні навантаження при неправильній експлуатації, велика вітрове навантаження, наднормативний нахил місцевості, просадка ґрунту.

Робоча зона у вантажопідйомних пристроїв і транспортного устаткування є одночасної небезпечною зоною, так як виконувати роботу за допомогою цих машин можна, тільки перебуваючи всередині кордонів їх дії. Небезпеки для працюючих, пов'язані в основному з ненавмисним контактом з рухомими частинами обладнання і можливим ударом від падаючих предметів, при обриві вантажу, що піднімається і з



падінням самого обладнання. Це відноситься не тільки до стаціонарного і пересувного обладнання, а й до самохідного, в тому числі рухомого з великою швидкістю. При взаємодії до числа потенційних небезпек можна зарахувати наїзд і удар при зіткненні.

Можливість ураження електричним струмом обумовлена випадковим дотиком до струмоведучих частин і дотиком до металевих неструмоведучих частин, які можуть опинитися під напругою в результаті пошкодження ізоляції або з інших причин.

У деяких кранах і підйомниках, що працюють на будмайданчику, використовується електричний струм до 1000В, що небезпечно для людини. Можливість ураження електричним струмом виникає також при роботі будівельних машин у лінії електропередач (ЛЕП). Тому нормами встановлено граничні відстані між будівельною машиною (механізмом) і (ЛЕП). Наприклад: при напрузі до 20кВ відстань не повинна бути менше 2м.

Мікроклімат відкритої будмайданчика тісно пов'язаний з метеорологічними умовами. На робочих діють інтенсивне сонячне випромінювання, пориви вітру (при  $V = 12 м/с$  - роботи на відкритому повітрі заборонені), перепад температур, вологість (оптимальна відносна вологість 40-60%).

Бульдозер, каток є джерелом підвищеної запиленості та загазованості в кабіні і зовні, підвищених рівнів шуму і вібрації.

Зони з рівнем звуку понад 85дБ повинні бути позначені знаками безпеки. Роботи в цих зонах без використання засобів захисту забороняється.

Робоча поза і стомлюваність є основними психофізичними аспектами процесу праці при експлуатації будівельних машин і механізмів.

Основними позами людини під час роботи на будівельному майданчику є пози «стоячи» і «сидячи», що слід враховувати, проектуючи робоче місце і робочу позу, що відповідає даному виду робіт.

Ознакою перевтоми є знижена працездатність спочатку робочого дня.

З аналізу випливає, що умови праці персоналу 3 і 4 класу, шкідливі і небезпечні.

#### **4.1.2 Заходи охорони праці**

Робочі місця на будмайданчику оснащені технічними засобами безпеки. Виконання вимог безпеки при експлуатації машин досягається за рахунок застосування пристроїв, які забезпечують безпеку машини в разі помилок машиніста або несподіваної появи небезпеки. У будівельних машинах використовуються прилади та пристрої безпеки: гальмівні, контрольно запобіжні, блокувальні, сигнальні та огорожувальні, аварійної зупинки.

Безпека будівельних машин залежить від правильності експлуатації гальм. Залежно від конструкції і форми контактуючих елементів використовуються гальма колодкові, стрічкові і дискові. У вантажопідіймальних кранах гальма передбачені в механізмах підйому вантажу, вильоту стріли, повороту і пересування крана.

Контрольно-запобіжні пристрої в будівельних машинах застосовуються різної конструкції: покажчики вітрового тиску, вильоту стріли, крену крана, наближення до повітряних ліній електропередач. Також влаштовуються протиугонні захвати, обмежувачі висоти підйому, вильоту, повороту і шляхи, вантажопідйомності і вантажного моменту, швидкості, буферні пристрої.

Сигнальні пристрої сповіщають робочих про виникнення небезпеки. Застосовують світлові, звукові і комбіновані пристрої оповіщення.

Огорожувальні пристрої попереджають потрапляння робітників у небезпечні зони. Залежно від призначення і конструкції будівельної машини небезпеку для робітників створюють відкриті частини машини, які вчиняють і обертальний або поступальний рух, відлітають при обробці частинки, можливість падіння з висоти, а так само випадкове руйнування. Огорожувальні пристрої: огорожувальні кожухи, щити, решітки, перила.

Блокуючі пристрої забезпечують вимикання машини або механізму в разі проникнення людини в небезпечну зону, відмови обладнання або вихід параметрів енергопостачання за допустимі межі.

Електрична ізоляція струмоведучих проводів забезпечує електробезпека (використання подвійної ізоляції). З метою електробезпеки використовуються: занулення, захисне заземлення, захисне відключення.

Неізольовані струмоведучі частини (проводу), закріплені на ізоляторах, розташовані на висоті 2.5м, де вони недоступні для випадкового дотику. Їх закривають кришками або кожухами.

Використовуються сітчасті і суцільні огорожі електроустановок і небезпечних зон.

Світильники загального освітлення напругою 127 і 220 В повинні встановлюватися на висоті не менше 2.5м від рівня землі, підлоги або настилу.

Мала напруга 12 і 42В передбачена для зменшення небезпеки ураження електричним струмом. При висоті менше 2.5м необхідно застосовувати світильники спеціальної конструкції і напругою 42В.

Блокувальні пристрої не допускають помилок персоналу при роботі на електроустановках пристрої, які допускають тільки певний порядок включення або відключення механізму.

Електричний поділ мереж здійснюється за допомогою спеціальних розділових трансформаторів (високий рівень ізоляції проводів).

Рівні звукового тиску на робочих місцях в нормованому частотному діапазоні не повинні перевищувати граничних значень. (Нормований діапазон частот розрізнення звуку від 16 до 20000Гц).

Заходи щодо захисту від шуму:

- зменшення шуму в джерелі виникнення;
- зниження шуму на шляхах його поширення;
- архітектурно-планувальні рішення;
- вдосконалення технічних процесів і машин.

Зменшення шуму в джерелі виникнення здійснюється на стадії проектування. У кожній машині (електродвигун, вібромайданчик) в результаті коливань, як всієї

машини, так і складових її частин, виникають шуми механічного, аеродинамічного та електромагнітного походження.

При роботі різних механізмів зниження шуму на 5-10дБ здійснюється шляхом усунення зазорів в зубчастих передачах і з'єднаннях деталей з підшипниками.

Технологічні заходи по боротьбі з шумом: заміна машин, що використовують вібраційний метод ущільнення бетонної суміші, машинами із застосуванням безвібраційної технології виготовлення залізобетонних виробів.

Ослаблення вібрації досягається застосуванням віброізоляції, віброгосящих підстав, вібропоглищення, динамічних гасителів вібрації.

У будівельних машинах робоче місце (РМ) обладнано в спеціальних кабінах. Для забезпечення безпеки кабіна має достатні захисні властивості від дії механічної сили, безпечний вихід і вхід, необхідну оглядова; розміри та обладнання РМ відповідають вимогам ергономіки.

Зручна поза в кабіні досягається регулюванням положення сидіння і простору для ніг.

Дані заходи дозволяють знизити ймовірність появи травматизму і профзахворювань працюючих.

## **4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях**

### **4.2.1 Законодавство України про цивільний захист**

Кодекс цивільного захисту України регулює відносини, пов'язані із захистом населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій, реагуванням на них, функціонуванням єдиної державної системи цивільного захисту, та визначає повноваження органів державної влади, Ради міністрів Автономної Республіки Крим, органів місцевого самоврядування, права та обов'язки громадян України, іноземців та осіб без громадянства, підприємств, установ та організацій незалежно від форми власності.

Кодекс цивільного захисту України складається з десяти розділів.

У першому розділі кодексу говориться, що цивільний захист - це функція держави, спрямована на захист населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій шляхом запобігання таким ситуаціям, ліквідації їх наслідків і надання допомоги постраждалим у мирний час та в особливий період.

Цивільний захист забезпечується з урахуванням особливостей, визначених Законом України "Про основи національної безпеки України", суб'єктами, уповноваженими захищати населення, території, навколишнє природне середовище і майно, згідно з вимогами Кодексу цивільного захисту у мирний час, а також в особливий період - у межах реалізації заходів держави щодо оборони України. Координацію діяльності органів виконавчої влади у сфері цивільного захисту у межах своїх повноважень здійснюють: Рада національної безпеки і оборони України; Кабінет Міністрів України.

### **4.2.2 Заходи при виникненні надзвичайних ситуацій(повені)**

Для об'єкта проектування характерними аваріями і надзвичайними випадками є:

Природного характеру:

- геологічні (землетруси, виверження вулканів, зсуви, селі, снігові лавини);
- метеорологічні (урагани, бурі, снігові бурі, смерчі);
- гідрологічні (повінь, затори, зажори, наганяння, цунамі);
- природні пожежі (лісові, торф'яні, степові);
- космічні (астероїди, планети, випромінювання).

Техногенного характеру:

- раптове обвалення будівель, споруд;
- обвалення крана.

Проектні рішення складаються відповідно до норм, в яких містяться вимоги до розміщення об'єктів, планування забудови території, проектування та будівництва будівель і споруд, мереж водо-, газо-, тепло-, електропостачання, потенційно небезпечних об'єктів.

На сучасному етапі основний напрямок боротьби з повінню - зменшення максимальної витрати води в річці шляхом перерозподілу стоку в часі. Це досягається посадкою лісозахисних смуг, оранкою землі поперек схилів, збереженням прибережних водоохоронних смуг деревної і чагарникової рослинності.

Все це в поєднанні з агролісомеліоративна заходами сприяє переведенню швидкоплинного поверхневого стоку в уповільнений підземний стік.

Але тільки одні такі заходи не допоможуть запобігти великі і видатні повені.

Певний ефект дає будівництво ставків та інших ємностей у балках, ярах для перехоплення талих і дощових вод. Для середніх і великих річок - це регулювання паводочного стоку за допомогою водосховищ.

Створення водосховищ спеціально для боротьби з повінню вкрай рідко, тому що не виправдовуються економічні витрати.

Як ефективний засіб захисту від повені розглядається будівництво дамб. Схема розташування дамб враховує особливості рельєфу і може бути: по-дільничної і суцільний.

Також керівним складом, комісією з НС, паводковими комісіями накопичено певний досвід щодо захисту населення під час повені:

1. У районах, на об'єктах економіки створені протипаводкові комісії;

2. Призначено відповідальні особи за організацію евакуації людей з місць можливого затоплення, визначені та обладнані місця тимчасового проживання евакуйованого населення;

3. Затверджено заходи щодо забезпечення безпечного пропуску льодоходу, паводкових вод:

- починаючи з березня, ведеться постійне спостереження за станом льодового покриття річок і підвищення рівня води;

- приведена в постійну готовність рятувальна станція на водах;

- для ліквідації крижаних заторів на річках створюються бригади підрильників;

- розроблено заходи щодо організації харчування та медичного обслуговування населення, евакуйованого з місць затоплення;

4. Затверджено графік цілодобового чергування міської протипаводкової комісії.

Перераховані вище заходи щодо захисту від повені, в випадки виникнення його, знизять соціальний і матеріальний збиток.

Будівництво цеху поблизу річки обумовлює виконання всіх заходів щодо захисту від повеней.

Порядок дій при обваленні будинків і споруд.

Раптове обвалення будівлі призводить до виникнення пожежі, руйнування комунально-енергетичних мереж, утворення завалів, травмування та загибелі людей.

Почувши вибух або виявивши, що будівля втрачає свою стійкість, негайно покинути його.

Залишаючи приміщення, спускатися по сходах.

Не панікувати, не влаштовувати тисняву в дверях при евакуації. Зупиняти тих, хто збирається стрибати з балконів (поверхів вище першого) і через засклені вікна.

Якщо відсутня можливість покинути будівлю, зайняти безпечне місце: прорізи капітальних внутрішніх стін, кути, утворені капітальними внутрішніми стінами, під

балками каркасу (вони захищають від падаючих предметів і уламків). Відкрити двері з приміщення, щоб забезпечити вихід.

Не піддаватися паніці і зберігати спокій. Триматися подалі від вікон, електроприладів.

Якщо виникла пожежа, негайно спробувати загасити.

Телефон використовувати тільки для виклику представників правоохоронних органів, пожежної охорони, лікарів, рятувальників.

Не користуватися сірниками: існує небезпека вибуху внаслідок витоку газу.

Опинившись на вулиці, не стояти поблизу будівлі. Перейти на відкритий простір.



## ВИСНОВКИ

Запроектована будівля промислового призначення – ремонтна база сільськогосподарської техніки.

В **«Архітектурно-будівельному розділі»** прийнято архітектурно-будівельні рішення щодо проектування і будівництва ремонтної бази сільськогосподарської техніки.

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

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

Проаналізовано інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, фізико-механічні характеристики ґрунтів та визначено їх просідання. Розраховано стрічковий фундамент під будівлю та фундамент стаканного типу під колону.

У **«Науково-дослідному розділі»** розроблено скінченно-елементну модель ферми із гнуто-зварних профілів. Досліджено власні частоти і періоди коливань при дії сейсмічних навантажень. Встановлено, що при наявності закріплень верхнього поясу прогонами вдається запобігти виникненню резонансу.

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

## Бібліографічний список

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
9. ДБН 360-92 Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1992.
10. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258.
11. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–

213K. // Lecture Notes in Mechanical Engineering Ser Proceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear., Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.

12. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // Scientific Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

13. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладь, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // Вісник Тернопільського державного технічного університету. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.

14. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.

15. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // ЛОГОС. Мистецтво наукової думки, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293> 44. Ignatyeva, V. B. (2018).

16. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. Mater Sci 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>

17. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. Scientific journal of the Ternopil national technical university. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13

18. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної

науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

19. Теслюк, М.В. Аналіз впливу типу перев'язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 133-134.

20. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.

21. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.

22. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.

23. Цытович Н. А. Механика грунтов. – М. : Госстройиздат, 1934; 1940; 1951; 1963; 1971; 1979; 1983. – 357с.

24. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.

25. Ухов С. Б., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Механика грунтов, основания и фундаменты.– М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.

26. Бартоломей А. А. Основы расчёта свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М. : 1982. – 253с.

27. Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.

28. Мерлинов М. В., Ягупов Б. А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. М. : 2006. – 145с.

29. Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов. Изд. – Саратовского университета, 1989. – 212с.

30. Основания и фундаменты. Справочник строителя. Под ред. М. И. Смеродинова. – М. : 2003. – 355с.
31. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М. : 2005. – 235с.
32. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость основания сооружений. – М. : 2000. - 310с
33. Флорин В. А. Основы механики грунтов. – М. – Л. : Т. 1, 1951; Т. 2, 1961.
34. Цытович Н. А. Механика мёрзлых грунтов (общая и прикладная) , – М. : 1973. – 387с.
35. Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М. : Высшая школа, 1987. – 167с.
36. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.
37. Бодьин Г. М. и др. Технология строительного производства. – Л. : Стройиздат, 1987. – 197с.
38. Пищаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.
39. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.
40. Невзоров Л. А. и др. Башенные строительные краны. Справочник. – М. : Машиностроение, 1992. – 254с.
41. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.
42. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.8., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
43. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.
44. Мельник І.В. Деформації зовнішньої композитної арматури при підсиленні залізобетонних балок / І.В. Мельник, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць:

механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – 2009. - №8. – С. 235-241.

45. Мельник І.В. Ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівельних конструкцій / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Збірник наукових праць третьої всеукраїнської науково-технічної конференції: науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Львів, 2003. – С. 577-584.

46. Мельник С.В. Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсиленіх накладеними вуглепластиковими матеріалами / С.В. Мельник // Зб. наук. пр. Полтавського нац. тех. ун-ту ім. Ю.Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 2(32), Том 1. – С.151–158.

47. Мельник С.В. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсиленіх вуглепластиковими матеріалами при однократному навантаженні / С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 494 – 501.

48. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсиленіх вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.

49. Внешние армирование железобетонных конструкций композитными материалами. Шилин А.А., Пшеничний В.А., Картузов Д.В. М.: Стройиздат. 2007, 182с.

50. Перераспределение моментов в неразрезных железобетонных балках, упрочненіх слоистими углепластиковими. Аиелло М.А., Валенте Л., Риццо А.. Мех. композит. матер. 2007. 43, № 5 с. 667 – 686.

51. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.