

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект холодного складу будівельної сировини

Виконав: студент 4 курсу, групи МБз-41  
спеціальності \_\_\_\_\_

192. Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

|                   |          |                         |
|-------------------|----------|-------------------------|
| Студент           | _____    | <u>Дідушок І. І.</u>    |
|                   | (підпис) | (прізвище та ініціали)  |
| Керівник          | _____    | <u>Коваль І. В.</u>     |
|                   | (підпис) | (прізвище та ініціали)  |
| Нормоконтроль     | _____    | <u>Мещерякова О. М.</u> |
|                   | (підпис) | (прізвище та ініціали)  |
| Завідувач кафедри | _____    | <u>Ясній В. П.</u>      |
|                   | (підпис) | (прізвище та ініціали)  |
| Рецензент         | _____    | <u>Качка О. І.</u>      |
|                   | (підпис) | (прізвище та ініціали)  |

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.

**З А В Д А Н Н Я**  
**НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

студенту Дідушку Ігорю Ігоровичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проєкт холодного складу будівельної сировини

Керівник роботи Коваль Ігор Володимирович, кандидат технічних наук, доцент кафедри БМ

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

Затверджені наказом ректора від «08» квітня 2026 року № 4/9-175.

2. Термін подання студентом завершеної роботи

3. Вихідні дані до роботи Завдання на проєктування холодного складу будівельної сировини (глиноскховища) для цегельного заводу в м. Шостка;

кліматичні та інженерно-геологічні умови; одноповерхова неопалювана каркасна будівля, крок колон 6 м; залізобетонні колони, сталеві ферми, прогони й зв'язки, огороження з профільованого листа; чинні норми.

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

Розробити архітектурно-будівельні та об'ємно-планувальні рішення холодного складу будівельної сировини.

Скомпонувати рамно-зв'язковий каркас із залізобетонних колон, сталевих ферм, прогонів і системи зв'язків.

Зібрати навантаження, виконати статичний розрахунок прогону П1 та перевірити його міцність і жорсткість.

Розрахувати й законструювати сталеву кроквяну ферму в осях А–Е та її вузли з використанням ПК SCAD.

Оцінити інженерно-геологічні умови, розрахувати фундаменти неглибокого закладення і на забивних палях.

Порівняти варіанти фундаментів, розробити заходи з безпеки життєдіяльності й охорони праці та висновки.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

План холодного складу; експлікація приміщень; специфікації заповнення прорізів, оздоблення та підлог.

Фасади й характерні поперечний та поздовжній розрізи будівлі.

Схема розташування основних несучих конструкцій каркаса, колон, ферм, прогонів і зв'язків.

План покриття, прогонів та вертикальних і горизонтальних зв'язків каркаса.

Робоче креслення прогону П1; розрахункова схема, переріз і вузли кріплення.

Робоче креслення сталевій кроквяній фермі в осях А–Е; перерізи елементів і специфікація.

Вузли кроквяної ферми, фасонки, зварні шви та конструктивні деталі з'єднань.

Інженерно-геологічний розріз; креслення фундаменту неглибокого закладення і пальового фундаменту.

Мультимедійна презентація — не менше 16 слайдів.

## 6. Консультанти розділів роботи

| Розділ                           | Прізвище, ініціали та посада консультанта     | Підпис, дата   |                  |
|----------------------------------|-----------------------------------------------|----------------|------------------|
|                                  |                                               | завдання видав | завдання прийняв |
| Охорона праці                    | Гурик О. Я., к.т.н., доцент кафедри МТ        |                |                  |
| Безпека в надзвичайних ситуаціях | Окіпний І. Б., к.т.н., завідувач кафедри МТ   |                |                  |
| Нормоконтроль                    | Мещерякова О. М., старший викладач кафедри БМ |                |                  |
|                                  |                                               |                |                  |
|                                  |                                               |                |                  |
|                                  |                                               |                |                  |
|                                  |                                               |                |                  |
|                                  |                                               |                |                  |

7. Дата видачі завдання

## КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Керівник роботи

(підпис)

Дідушок І. І.

(прізвище та ініціали)

Коваль І. В.

(прізвище та ініціали)

## ЗМІСТ

|                                                                             |    |
|-----------------------------------------------------------------------------|----|
| ВСТУП .....                                                                 | 4  |
| РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ .....                                     | 8  |
| 1. 1 Характеристика району будівництва та розрахункові дані .....           | 8  |
| 1.2 Об'ємно-планувальне рішення.....                                        | 8  |
| 1.3. Архітектурно-конструктивне рішення.....                                | 9  |
| РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ .....                                  | 12 |
| 2.1 Компонування конструктивної схеми каркаса будівлі .....                 | 12 |
| 2.1.1 Розміщення основних несучих конструкцій будівлі.....                  | 12 |
| 2.1.2 Основні параметри каркаса.....                                        | 13 |
| 2.1.3 Забезпечення незмінності просторової системи каркаса (зв'язків) ..... | 14 |
| 2.2 Розрахунок прогону П1 .....                                             | 14 |
| 2.2.1 Статичний розрахунок прогону.....                                     | 16 |
| 2.3 Розрахунок і конструювання кроквяної ферми в осях А - Е .....           | 18 |
| 2.3.1 Вихідні дані .....                                                    | 18 |
| 2.3.3 Розрахунок і конструювання вузлів кроквяної ферми.....                | 21 |
| РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ .....                       | 26 |
| 3.1 Проектування фундаменту неглибокого закладення .....                    | 28 |
| 3.2 Проектування пальового фундаменту із забивних паль .....                | 40 |
| 3.3 Вибір оптимального варіанту фундаменту .....                            | 50 |
| РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ .....                | 51 |
| 4.1 Загальні положення.....                                                 | 51 |
| 4.2 Заходи з охорони праці.....                                             | 51 |
| 4.3 Системи забезпечення безпеки робіт та їх види.....                      | 55 |
| ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ .....                                                     | 58 |
| БІБЛІОГРАФІЯ .....                                                          | 62 |

## ВСТУП

Складські будівлі є важливою складовою виробничої інфраструктури промислових підприємств. Вони забезпечують безперервність технологічного процесу, раціональне зберігання сировини, матеріалів і готової продукції, а також створюють умови для ефективної організації внутрішньозаводської логістики. Для підприємств будівельної індустрії питання організації складського господарства має особливе значення, оскільки виробничі процеси часто пов'язані з використанням значних обсягів сировини, яку необхідно зберігати поблизу основного виробництва.

Актуальність проектування холодного складу глиноскладища зумовлена потребами цегельного заводу в надійному та зручному зберіганні глини — основної сировини для виробництва цегли. Наявність спеціально передбаченої складської будівлі дає змогу забезпечити необхідний запас матеріалу, скоротити витрати на його транспортування в межах виробничої території, упорядкувати рух автотранспорту та підвищити ефективність роботи підприємства загалом.

Глина як основний матеріал у виробництві цегли використовується у значних обсягах, тому її складування має бути організоване з урахуванням технологічних, експлуатаційних і конструктивних вимог. Холодний склад глиноскладища не потребує опалення, проте повинен забезпечувати достатню просторову жорсткість, стійкість несучих конструкцій, захист від атмосферних впливів, можливість зручного завезення, розміщення та подальшого використання сировини у виробничому процесі.

Об'єктом бакалаврського проектування є холодний склад глиноскладища для потреб цегельного заводу в місті Шостка. Розміщення об'єкта на території діючого підприємства є доцільним, оскільки склад знаходиться в безпосередній близькості до виробництва і забезпечує зменшення транспортних витрат на переміщення основного матеріалу. Будівельний майданчик передбачено в межах відведеної земельної ділянки, без необхідності використання додаткових територій поза її межами.

Проектована будівля є одноповерховою складською спорудою прямокутної форми в плані. За функціональним призначенням вона призначена для складування та зберігання глини. Приміщення будівлі прийняті неопалюваними, повітряне середовище щодо проєктованих конструкцій — неагресивним, особливі впливи на конструкції не передбачаються. Такі умови експлуатації визначають вибір об'ємно-планувальних, конструктивних та огорожувальних рішень.

**Метою бакалаврської кваліфікаційної роботи** є розроблення архітектурно-будівельних і конструктивних рішень холодного складу глиноскладища з виконанням розрахунку основних несучих елементів каркаса та фундаментів, а також із передбаченням заходів безпеки життєдіяльності й охорони праці під час будівництва та експлуатації об'єкта.

Для досягнення поставленої мети у роботі вирішено такі **завдання**:

1. Розроблено архітектурно-будівельний розділ, у якому наведено характеристику району будівництва, розрахункові дані, об'ємно-планувальні рішення та архітектурно-конструктивну характеристику будівлі. Описано функціональне призначення складу, умови експлуатації, прийняту конструктивну схему, основні матеріали несучих і огорожувальних конструкцій, а також рішення щодо пожежної безпеки.

2. Виконано компонування конструктивної схеми каркаса будівлі. Визначено розміщення основних несучих конструкцій, основні параметри каркаса, способи забезпечення просторової незмінності та жорсткості споруди. Прийнято рамно-зв'язкову схему каркаса із залізобетонними колонами, сталевими фермами, прогонами та системою вертикальних і горизонтальних зв'язків.

3. Проведено розрахунок прогону покриття. Для цього враховано навантаження від ваги покрівлі, власної ваги прогону та снігового навантаження. Виконано статичний розрахунок елемента, перевірено його міцність і жорсткість, а також обґрунтовано прийнятий переріз прогону.

4. Виконано розрахунок і конструювання кроквяної ферми в осях А–Е. У роботі визначено вихідні дані для розрахунку, прийнято тип решітки ферми,

матеріал конструкцій, виконано розрахунок зусиль у стрижнях, підібрано перерізи елементів ферми та розглянуто конструювання її вузлів.

5. Розроблено розділ з розрахунку і конструювання фундаментів. На основі інженерно-геологічних умов майданчика розглянуто варіант фундаменту неглибокого закладення та варіант пальового фундаменту із забивних паль. Виконано необхідні розрахунки основ і фундаментів та здійснено вибір оптимального варіанта фундаментного рішення для проєктованої будівлі.

6. Розглянуто питання безпеки життєдіяльності та основ охорони праці. У розділі наведено загальні положення, заходи з охорони праці, а також системи забезпечення безпеки робіт, які необхідно враховувати під час виконання будівельно-монтажних робіт і подальшої експлуатації об'єкта.

Вихідними даними для проєктування є функціональне призначення будівлі, її розташування на території цегельного заводу в місті Шостка, характеристика району будівництва, умови експлуатації неопалюваного складу, прийнята каркасна конструктивна схема, використання залізобетонних колон, сталевих ферм, прогонів і зв'язків, огороження з профільованого листа, а також інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.

Конструктивно будівля запроектована як каркасна. Основними вертикальними несучими елементами є залізобетонні колони перерізом  $400 \times 400$  мм. Покриття передбачено зі сталевих кроквяних ферм, прогонів і профільованого листа. Просторова жорсткість каркаса забезпечується сумісною роботою поперечних рам, вертикальних зв'язків між колонами, зв'язків по покриттю та жорстким закріпленням колон у фундаментах. Фундаменти приймаються з урахуванням ґрунтових умов майданчика та результатів порівняння розрахованих варіантів.

**Методи виконання розрахунків** — аналітичні розрахунки відповідно до вимог будівельної механіки та чинних нормативних положень, а також розрахунок конструктивних елементів із використанням програмного комплексу ЛПРА. Застосування розрахункового програмного комплексу дозволяє визначити

зусилля в елементах каркаса, оцінити роботу кроквяної ферми та підібрати раціональні перерізи сталевих конструкцій.

**Практичне значення** виконаної роботи полягає в розробленні комплексного проектного рішення холодного складу глиноскладища, яке враховує потреби цегельного заводу, умови розміщення об'єкта на промисловій території, особливості експлуатації неопалюваної складської будівлі, вимоги до несучої здатності та просторової жорсткості каркаса, а також до надійності фундаментів. Отримані результати можуть бути використані як основа для подальшого опрацювання проектної документації складських будівель подібного призначення.

**Ключові слова:** холодний склад, глиноскладище, цегельний завод, каркасна будівля, залізобетонні колони, сталева кроквяна ферма, прогони, профільований лист, фундамент.

## РОЗДІЛ 1

### АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

#### 1.1 Характеристика району будівництва та розрахункові дані

Будівля являє собою холодний склад глиносовища, призначений для складування та зберігання глини та інших потреб. Обрана ділянка розташована на території цегельного заводу. Рельєф ділянки — рівнинний. Ґрунти осідаючі 2-го типу. За відносну відмітку 0,000 прийнято відмітку чистої підлоги першого поверху.

Характеристика району будівництва:

- будівельна кліматична зона -1;
- зона вологості -3 (суха);
- температура повітря найхолоднішої п'ятиденки, з забезпеченістю 0,92 —  $-22^{\circ}\text{C}$  ;
- глибина сезонного промерзання —1,3м ;
- відносна вологість повітря—70% ;
- сейсмічність району будівництва - 8 балів;
- переважний напрямок вітру - 3.

Будівля відноситься за ступенем вогнестійкості — II.

#### 1.2 Об'ємно-планувальне рішення

Склад глиносовище - прямокутний у плані, одноповерховий, з розмірами в осях  $30 \times 60$  м, висотою близько 14 м.

Умови експлуатації проєктованих конструкцій:

- приміщення проєктованої будівлі - неопалювані;
- відносна вологість повітря в приміщенні — нормальна;
- повітряне середовище щодо проєктованих конструкцій не агресивне;
- особливі впливи на конструкції не передбачаються.

Для забезпечення пожежної безпеки під час експлуатації будівлі, своєчасного виявлення та гасіння пожежі проектом передбачено:

- зонування відповідно до функціонального призначення території складу;
- під'їзні шляхи з твердим покриттям для пожежної техніки;
- облаштування протипожежного водопроводу;
- евакуаційні та аварійні виходи;
- обладнання будівлі телефонним та радіозв'язком;
- обробка ферм, зв'язків, прогонів вогнезахисним розчином.

### **1.3. Архітектурно-конструктивне рішення**

Тип будівлі - каркасна. Колони - залізобетонні 400 х 400 мм. Ферми, прогони, зв'язки між колонами та зв'язки по покриттю - сталеві. Огороджувальні конструкції по периметру - профлист С21. Матеріал - сталь. Перегородки - цегляні товщиною 120 мм. Покрівля - односклоного типу, покриття - профлист С21. Фундаменти - глибокого закладення на забивних палях.

Каркас будівлі виконано за просторово-зв'язковою системою. Незмінність системи забезпечується:

- жорсткістю поперечних рам каркаса будівлі;
- вертикальними зв'язками колон каркаса будівлі;
- диском жорсткості монолітного залізобетонного фундаменту підлоги;

Жорсткість поперечних рам каркаса будівлі (у своїй площині) забезпечується:

- затисканням колон у фундаменті (у фундаментах);
- жорстким кріпленням ферм і прогонів.

По периметру будівлі передбачена відмостка шириною 1 м з поперечним ухилом 0,03. Козирки головних входів – металокаркас.

Звіт про заповнення прорізів представлений у таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - Звіт про заповнення прорізів

| Поз.  | Назва                                      | Кількість на поверсі | Разом |
|-------|--------------------------------------------|----------------------|-------|
|       |                                            | 1                    |       |
| Двері |                                            |                      |       |
| 1     | Зовнішні двері з алюмінію 910 × 2100 h     | 1<br>2<br>2          | 1     |
| 2     | Двері внутрішні дерев'яні ДГ 910 × 2100 h  |                      | 2     |
| 3     | Ворота металеві розпашні 5600 × 4020 h     |                      | 2     |
| Вікна |                                            |                      |       |
| В-1   | Вікно алюмінієве 1170 × 1200 h             | 1<br>3               | 1     |
| В-2   | Вітраж зовнішній алюмінієвий 4810 × 1550 h |                      | 3     |

Усі двері обладнані обмежувачами відкриття. Двері позиції 2 обладнані замками, що замикаються зовні ключем, зсередини — без застосування ключа.

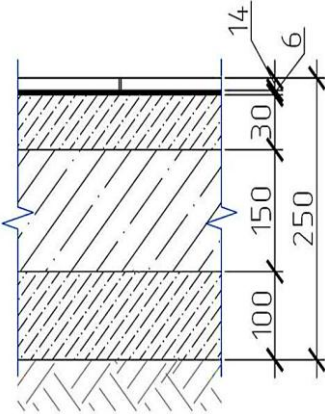
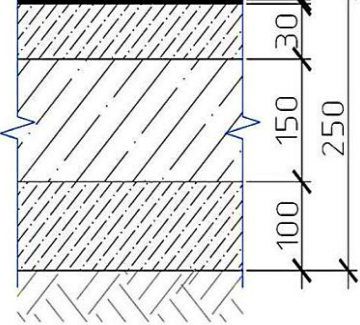
Звіт про оздоблення приміщення наведено в таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 - Специфікація оздоблення приміщень

| Номер приміщення | Вид оздоблення елементів інтер'єру                                               |                       |                                                   |                       |                                                         |
|------------------|----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|---------------------------------------------------|-----------------------|---------------------------------------------------------|
|                  | Стеля                                                                            | Площа, м <sup>2</sup> | Стіни або перегородки                             | Площа, м <sup>2</sup> | Колони                                                  |
| 1                | 2                                                                                | 3                     | 4                                                 | 5                     | 6                                                       |
| 1,1; 1,2         | Доштата стеля, обшита пластиковими декоративними панелями розміром 600 × 600 мм. | 216,57                | Проста штукатурка, ґрунтовка, фарбування Ral 9010 | 279,65                | Оштукатурювання колон штукатурним розчином, фарбування. |
| 1.3              | Пофарбований профлист С21.                                                       | 1649,25               | Проста штукатурка, ґрунтовка, фарбування Ral 9010 | 261,15                | Оштукатурювання колон штукатурним розчином, фарбування. |

Звіт про розшифровку підлог наведено в таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 - Експлікація підлог

| Назва приміщення | Тип підлоги а | Ескіз підлоги                                                                      | Елементи підлоги та їх товщина                                                                                                                                                                                                                                          | Площа підлоги, м <sup>2</sup> |
|------------------|---------------|------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| 1                | 2             | 3                                                                                  | 4                                                                                                                                                                                                                                                                       | 5                             |
| 1.1,<br>1.2      | 1             |   | 1.Керамогранітна плитка - 14 мм.<br>2. Клейовий гідрофобний розчин — 6 мм.<br>3.Стяжка з цементно-піщаного розчину М150 - 30 мм.<br>4.Грунтовка для підлог<br>5.Монолітна залізобетонна плита - 150 мм.<br>6. Підстилаючий шар бетону В7.5 — 100 мм.<br>7. Грунт основи | 216,57                        |
| 1.3              | 2             |  | 1.Стяжка з цементно-піщаного розчину М150 — 30 мм.<br>2.Грунтовка для підлог<br>3.Монолітна залізобетонна плита - 150 мм.<br>4.Підстилаючий шар бетону В7.5 - 100 мм.<br>5. Грунт основи                                                                                | 1415,28                       |

## РОЗДІЛ 2

### РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

#### 2.1 Компонування конструктивної схеми каркаса будівлі

##### 2.1.1 Розміщення основних несучих конструкцій будівлі

Будівля одноповерхова, із залізобетонними колонами та сталевими фермами і прогонами. За способом сприйняття горизонтальних впливів схема каркаса є рамно-зв'язковою з рамами в поперечному напрямку та вертикальними зв'язками в поздовжньому напрямку. Така схема задовольняє експлуатаційним вимогам.

Каркас будівлі складається із залізобетонних колон, кроквяних ферм, прогонів і зв'язків та характеризується такими параметрами:

- проліт 30 м , кількість прольотів -1;
- висота до низу ригелів по осі А — 9 м , по осі Е — 11,1 м;
- крок колон - 6 м;
- довжина будівлі - 60 м;
- розрахункова температура найхолоднішої доби з імовірністю  $-0,98 - -25^{\circ}\text{C}$ ;

Комплекс несучих конструкцій каркаса спроектований змішаним. Колони - залізобетонні, несучі та огорожувальні конструкції - сталеві.

Опора колон каркаса передбачається на монолітних залізобетонних ростверках на пальових фундаментах.

Конструкції каркаса спроектовані зі сталі С345-3, за винятком вертикальних зв'язків і прогонів. Для них обрано сталь С255. Усі заводські з'єднання — зварні, монтажні з'єднання — на болтах класу міцності 5.8, нормальної точності та зварювання. Заводські зварні шви виконують напівавтоматичним зварюванням у вуглекислому газі, монтажні шви — ручним зварюванням. Зварювання виконують електродами Е50А, висоту зварних швів прийняти за найменшою товщиною зварних елементів.

Вертикальні зв'язки між колонами виконані в осях 1 — 2, 10 — 11 і БВ. Виготовлені з двох рівнополочних куточків 110х8.

## 2.1.2 Основні параметри каркаса

Корисна висота (відстань від рівня чистої підлоги до низу покриття) змінюється на кожному кроці колон і становить: по осі АА + 8,900 ; по осі Б+9,150 м; по осі В+9,570 м; по осі Г+10,000 м; по осі Д+10,420 м; по осі Е+11,000м.

Довжини колон з урахуванням заглиблення основи колони становлять: по осі А+9,25 м; по осі Б+9,50м; по осі В+9,92м ; по осі Г+10,35 м; по осі Д + 10,77 м; по осі Е + 11,35 м.

Розміри будівлі в осях А – Е – 30 м, в осях1 – 11 – 60 м .

Прив'язка крайніх колон до поздовжніх осей будівлі — нульова. Поперечний переріз елементів каркаса: колони залізобетонні прямокутного суцільного перерізу; прогони виконані з прокатних швелерів. Горизонтальні гнучкі зв'язки коробчатого перерізу, вертикальні гнучкі зв'язки виконані зі сталевих гарячекатаних кутників. Розпірки виконані зі сталевих гарячекатаних кутників (розміри поперечного перерізу елементів наведені у відомості (див. графічну частину ). Марки сталей, прийнятих конструкцій, вказані у відомості елементів та на аркушах.

Система зв'язків між колонами забезпечує під час експлуатації та монтажу геометричну сталість каркаса, його несучу здатність та жорсткість у поздовжньому напрямку.

По кроквяних фермах з кроком 3 м встановлені прогони з прокатних швелерів24П , по яких укладається профлист.

Кроквяна ферма спроектована односхилою з паралельними поясами. Проліт ферми —30 м, висота ферми —2,485 м, що знаходиться в межах рекомендованих розмірів (1/7 – 1/12 прольоту) з урахуванням вимог транспортування, монтажу та уніфікації. Решітка ферми — трикутна, складеного таврового перетину з куточків. Зв'язки по покриттю утворюють замкнуту конструктивну обв'язку покриття, що дозволяє:

- створити жорсткий диск покриття;

- забезпечити сприйняття горизонтальних навантажень від вітру;
- зменшити розрахункові довжини стиснутих поясів кроквяних ферм;
- взаємно закріпити конструкції в процесі монтажу.

### 2.1.3 Забезпечення незмінності просторової системи каркаса (зв'язків)

Незмінність каркаса будівлі в поздовжньому та поперечному напрямках забезпечується зв'язками по покриттю та між колонами, завдяки жорсткому з'єднанню колон із ростверками та ригелями фахверку.

Зв'язки між фермами, створюючи загальну просторову жорсткість каркаса, забезпечують задану геометрію конструкцій покриття та зручність монтажу.

## 2.2 Розрахунок прогону П1

Прогони по покриттю - прокатні, з швелерів;

- проліт  $l_{пр} = 6\text{ м}$  ;
- крок прогонів 6 м;
- ухил покрівлі  $i = 1:6(10^0)$  ;
- матеріал прогону - сталь С245 з, розрахункова температура району будівництва  $t = -25^\circ\text{C}$  (найхолодніші доби з забезпеченістю 0,98);
- розрахункові характеристики сталі С 245 [13]  $R_y = 240\text{ Н/мм}^2$  при товщині прокату від 2 до 20 мм включно,  $R_{un} = 370\text{ Н/мм}^2$ ,  $R_s = 0,58 \cdot 240 = 139,2\text{ Н/мм}^2$ ;  $R_p = 361\text{ Н/мм}^2$ .

Вертикальний граничний прогин: при прольоті  $l = 6\text{ м} - l/200$ , [14].

Розрахунок прогону виконаємо на навантаження від ваги покрівлі, власної ваги прогону та снігу. Вітрове навантаження не враховується, оскільки ухил покрівлі  $\alpha = 10^0 \leq 20^0$  , у цьому випадку навантаження від вітру діє знизу вгору і розвантажує прогони.

Збір навантажень на прогін від покрівлі проведено в програмі SCAD, нормативне навантаження становить  $0,51 \text{ кН/м}^2$ , розрахункове навантаження становить  $0,54 \text{ кН/м}^2$ .

Постійне нормативне вертикальне навантаження на прогін:

$$q_n = \frac{q_0}{\cos \alpha} \cdot b + q_p = \frac{0,51}{\cos 10} \cdot 6 + 0,24 = 3,34 \text{ кН/м} \quad (2.1)$$

Де  $q_p = 0,24 \text{ кН}$  — вага одного метра прогону зі швелера [24П];

$q_0 = 0,51 \text{ кН/м}^2$  - нормативне навантаження від ваги  $1 \text{ м}^2$  покрівлі;

$\alpha = 10^\circ$  - кут нахилу покрівлі до горизонту (при ухилі покрівлі  $\leq 1/8$  можна взяти  $\cos \alpha = 1$ );

$b = 6,0 \text{ м}$  - крок прогонів.

Розрахункове постійне вертикальне навантаження на прогін:

$$q = \sum q_1 \cdot \gamma_{fi} = \frac{q_1}{\cos \alpha} \cdot b + q_p \cdot \gamma_f = \frac{0,54}{\cos 10} \cdot 6 + 0,24 \cdot 1,05 = 3,54 \text{ кН/м}, \quad (2.2)$$

де  $q_1$  - розрахункове навантаження від ваги одного  $\text{м}^2$  у покрівлі;

$\gamma_f = 1,05$  - коефіцієнт надійності за навантаженням для сталевого прогону.

Для двосхилого покриття при нахилі покрівлі менше  $25^\circ$  коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття знаходимо за формулою [14]:

$$S_p = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g \cdot b = S_p = 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 6 = 9,18 \text{ кН/м} \quad (2.3)$$

де  $c_e = 0,85$  - коефіцієнт, що враховує знесення снігу;

$c_t = 1$  - термічний коефіцієнт;

$\mu = 1$  - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

$S_g = 1,8$  - вага снігового покриву на  $1 \text{ м}^2$  поверхні для III снігового району (м. Шостка).

Навантаження від снігу буде розподілено за формою варіанту 1 додатка Г.1. [14], оскільки ухил покрівлі  $10^\circ$ .

Нормативне снігове навантаження розраховується за формулою:

$$S_0 = 0,7 \cdot S_p = 0,7 \cdot 9,18 = 6,4 \text{ кН/м} \quad (2.4)$$

Сумарне лінійне вертикальне навантаження на прогін при кроці прогонів  $b = 6 \text{ м}$ :

нормативне навантаження

$$q_{n \text{ общ}} = q_n + S_0 = 3,34 + 6,4 = 9,74 \text{ кН/м}; \quad (2.5)$$

розрахункове навантаження

$$q_{\text{общ}} = q + S = 3,34 + 9,18 = 12,52 \text{ кН/м}. \quad (2.6)$$

### 2.2.1 Статичний розрахунок прогону

Оскільки покрівельне покриття кріпиться до прогонів жорстко і утворює суцільне полотно (сендвіч-панель прикріплена саморізами-болтами), то похила складова буде сприйматися самим полотном покрівлі. У цьому випадку необхідність тяжів відпадає і прогони можна розраховувати тільки на навантаження  $q_x$ .

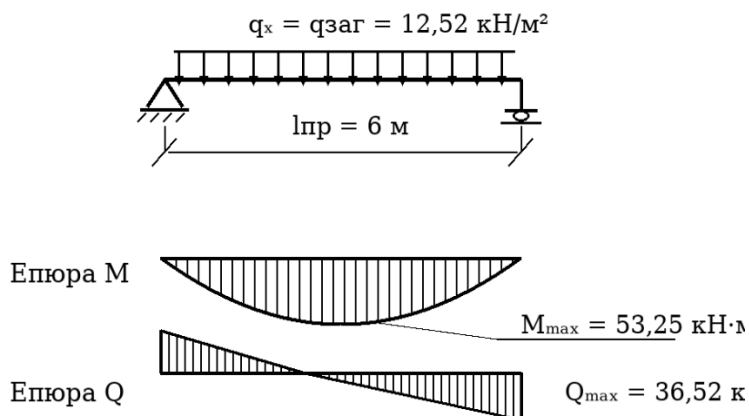


Рисунок 2.1 - Розрахункова схема балки настилу

$M_{n, \max}$  визначаємо за формулою

$$M_{n, \max} = \frac{q_{n, \text{заг}} \cdot l_{\text{пр}}^2}{8} = \frac{9,74 \cdot 6^2}{8} = 43,83 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (2.7)$$

$M_{\max}$  визначаємо за формулою

$$M_{\max} = \frac{q_{\text{заг}} \cdot l_{\text{пр}}^2}{8} = \frac{12,52 \cdot 6^2}{8} = 56,34 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (2.8)$$

$Q_{\max}$  визначаємо за формулою

$$Q_{\max} = \frac{q_{\text{заг}} \cdot l_{\text{пр}}}{2} = \frac{12,52 \cdot 6}{2} = 37,56 \text{ кН}. \quad (2.9)$$

Приймаємо прогін із швелера [24 П за проектом аналога і перевіряємо його несучу здатність.

Геометричні характеристики [24П:

$W_{xn} = 243,0 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 2910,0 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 139,0 \text{ см}^3$ ;  $h = 240 \text{ мм}$ ;  $b_f = 90 \text{ мм}$ ;  $t_f = 10,0 \text{ мм}$ ;  $t_w = 5,6 \text{ мм}$ ;  $m_{\text{птр}} = 24,0 \text{ кг/м}$ .

Міцність прогону обчислюється за формулою:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{xn}} = \frac{56,34 \cdot 10^3}{243 \cdot 10^{-6}} = 231,8 \text{ Н/мм}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 240 \text{ Н/мм}^2. \quad (2.10)$$

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} = \frac{37,56 \cdot 10^3 \cdot 139 \cdot 10^3}{2910 \cdot 10^4 \cdot 5,6} = 32,03 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_s \gamma_c = 139,2 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} \quad (2.11)$$

Умова виконується, міцність прогону забезпечена.

Загальна стійкість прогонів забезпечується елементами кріплення покрівельних сендвіч-панелей до прогонів і силами тертя між ними.

Прогин прогону перевіряємо від дії складової нормативного навантаження, спрямованої перпендикулярно площині ската:

$$f = \frac{M_{n,\max} \cdot l^2}{10 \cdot E \cdot I_x} = \frac{43,83 \cdot 600^2 \cdot 10^2}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 2910} = 2,63 \text{ см} \quad (2.12)$$

$$2,63 \text{ см} < f_u = \frac{l}{200} = 3 \text{ см}$$

Умова виконується, жорсткість прогону забезпечена.

## 2.3 Розрахунок і конструювання кроквяної ферми в осях А - Е

### 2.3.1 Вихідні дані

Конструктивна схема кроквяної ферми показана на малюнку.

- тип решітки - трикутна з додатковими стійками;
- елементи решітки ферми з парних куточників із гарячекатаної сталі;
- розрахункове постійне навантаження на 1 пог. м кроквяної ферми  $q = 3,54 \text{ кН/м}$ ; снігове навантаження  $S_p = 9,18 \text{ кН/м}$ ;
- матеріал кроквяної ферми — сталь С345; розрахункова температура  $t = -25^\circ \text{C}$  (найхолоднішої доби з забезпеченістю 0,98);

– розрахункові характеристики сталі С345-3 [13]:  $R_y = 320 \text{ Н/мм}^2$  при товщині прокату від 0 до 20 мм включно,  $R_{un} = 470 \text{ Н/мм}^2$ ,  $R_s = 0,58 \cdot 320 = 185,6 \text{ Н/мм}^2$ ;  $R_p = 459 \text{ Н/мм}^2$ . Зварювання елементів — напівавтоматичне зварювання у вуглекислому газі, електроди Е50А згідно з [13].

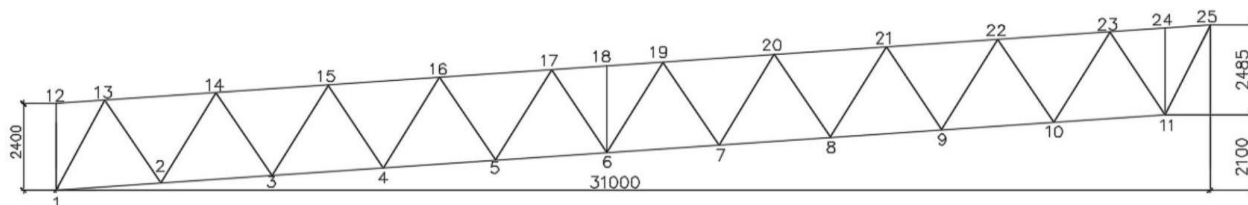


Рисунок 2.2 - Конструктивна схема ферми

Визначимо розрахункові зусилля в стрижнях кроквяної ферми за допомогою програмного комплексу SCAD. Прикладаємо до верхнього поясу розподілене постійне та снігове навантаження. Отримані результати зусиль заносимо до таблиці 2.1.

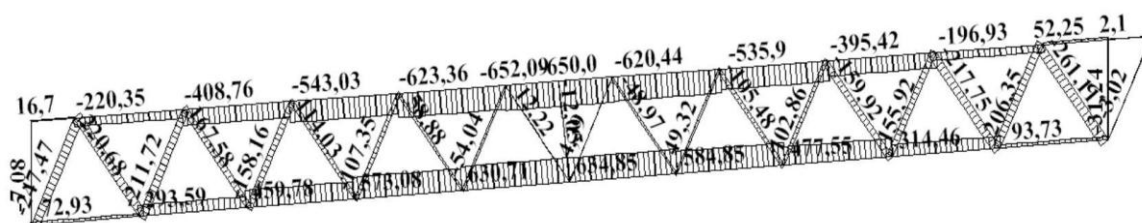


Рисунок 2.3 - Зусилля, що виникають у кроквяній фермі від постійного та снігового навантажень (визначені за допомогою програмного комплексу SCAD)

Таблиця 2.1 - Зусилля в стрижнях кроквяної ферми від постійного та снігового навантажень

| Елемент ферми | Стрижень | Розрахункові зусилля, кН |               |
|---------------|----------|--------------------------|---------------|
|               |          | Розтягнення (+)          | Стиснення (-) |
| Верхній пояс  | 12-13    | 16,7                     | -             |
|               | 13-14    | -                        | -220,35       |
|               | 14-15    | -                        | -408,76       |
|               | 15-16    | -                        | -543,03       |
|               | 16-17    | -                        | -623,36       |
|               | 17-18    | -                        | -652,09       |
|               | 18-19    | -                        | -650,00       |

Продовження таблиці 2.1

| Елемент ферми | Стрижень | Розрахункові зусилля, кН |               |
|---------------|----------|--------------------------|---------------|
|               |          | Розтягнення (+)          | Стиснення (-) |
|               | 19-20    | -                        | -620,44       |
|               | 20-21    | -                        | -535,9        |
|               | 21-22    | -                        | -395,42       |
|               | 22-23    | -                        | -196,93       |
|               | 23-24    | 52,25                    | -             |
|               | 24-25    | 2,1                      | -             |
| Нижній пояс   | 1-2,     | 72,93                    | -             |
|               | 2-3      | 293,59                   | -             |
|               | 3-4      | 459,78                   | -             |
|               | 4-5      | 573,08                   | -             |
|               | 5-6      | 630,71                   | -             |
|               | 6-7      | 634,85                   | -             |
|               | 7-8      | 584,85                   | -             |
|               | 8-9      | 477,55                   | -             |
|               | 9-10     | 314,46                   | -             |
|               | 10-11    | 93,73                    | -             |
| Розкоси       | 1-13     | -                        | -247,47       |
|               | 13-2     | 220,68                   | -             |
|               | 2-14     | -                        | -211,72       |
|               | 14-3     | 167,58                   | -             |
|               | 3-15     | -                        | -158,16       |
|               | 15-4     | 114,03                   | -             |
|               | 4-16     | -                        | -107,35       |
|               | 16-5     | 58,88                    | -             |
|               | 5-17     | -                        | -54,44        |
|               | 17-6     | 12,22                    | -             |
|               | 6-19     | 4,19                     | -             |
|               | 19-7     | -                        | -48,97        |
|               | 7-20     | 49,32                    | -             |
|               | 20-8     | -                        | -105,48       |
|               | 8-21     | 102,86                   | -             |
|               | 21-9     | -                        | -159,92       |
|               | 9-22     | 155,92                   | -             |
|               | 22-10    | -                        | -217,75       |
|               | 10-23    | 206,35                   | -             |
|               | 23-11    | -                        | -261,11       |
|               | 11-25    | -                        | -3,02         |
| Стійки        | 1-12     | -                        | -7,08         |
|               | 6-18     | -                        | -12,05        |
|               | 11-24    | -                        | -31,24        |

Виходячи з отриманих зусиль, програмний комплекс SCAD підібрав відповідні перерізи елементів ферми, представлені в таблиці 2.2

Таблиця 2.2 - Результат підбору перерізів програмним комплексом SCAD

| Елемент ферми | Стрижень | Перетин                        |
|---------------|----------|--------------------------------|
| Верхній пояс  | 12-25    | Куточок рівнополочний 2L140x9  |
| Нижній пояс   | 1-11     | Куточок рівнополочний 2L140x10 |
| Поперечини    | 1-13     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 13-2     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 2-14     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 14-3     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 3-15     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 15-4     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 4-16     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 16-5     | Рівнобічний кутник 2L100x8     |
|               | 5-17     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 17-6     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 6-19     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 19-7     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 7-20     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 20-8     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 8-21     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 21-9     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 9-22     | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 22-10    | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 10-23    | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 23-11    | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
|               | 11-25    | Куточок рівнополочний 2L100x8  |
| Стійки        | 1-12     | Двотавр нормальний (Ш) ІЗ5Ш2   |
|               | 6 – 18   | Двотавр нормальний (Ш) ІЗ5Ш2   |
|               | 11 – 24  | Двотавр нормальний (Ш) ІЗ5Ш2   |

### 2.3.3 Розрахунок і конструювання вузлів кроквяної ферми

Розрахунок вузлів кроквяної ферми полягає у визначенні розмірів зварних швів, необхідних для кріплення стрижнів, що сходяться в них, та вузлових фасонки.

#### Вузол 18

Куточки стійки (2 L120x9) із зусиллям  $N_{17-18} = -652,09$  кН прикріплюємо до фасонки  $t_f = 12$  мм двосторонніми кутовими швами з катетами  $k_f = 5$  мм з боку обушка та з боку пера.

Показники міцності приймаємо згідно з [13]:

$$R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2;$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\beta_z = 1,05;$$

$$\beta_f = 0,9.$$

Оскільки  $\beta_f \cdot R_{wf} < \beta_z \cdot R_{wz}$ , тобто  $0,9 \cdot 215 < 1,05 \cdot 211,5$ , розрахунок ведемо по металу шва:

$$l_w = \frac{\alpha \cdot N}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \quad (2.13)$$

Де  $\alpha$  — розподіл зусиль між швами по обушку та перу;

$N$  - зусилля, що виникає в стрижні;

$k_f$  - катет шва;

$R_{wf}$  - розрахунковий опір металу шва;

$$l_w^o = \frac{0,7 \cdot 652,09}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 215 \cdot 10^{-1 \cdot 1 \cdot 1}} + 1 = 13,1 \text{ см}$$

$$l_w^{\Pi} = \frac{0,3 \cdot 652,09}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 215 \cdot 10^{-1 \cdot 1 \cdot 1}} + 1 = 9,81 \text{ см}$$

оскільки мінімальна розрахункова довжина шва дорівнює 9,81 мм, то фактична дорівнює 100 мм [13].

Приймаємо, що  $l_w^{об} = 100 \text{ мм}$ ;  $l_w^{\Pi} = 100 \text{ мм}$ .

$$l_{w, \max} = 85 \cdot \beta_z \cdot k_f = 85 \cdot 1,05 \cdot 0,9 = 80,33 \text{ см}. \quad (2.14)$$

За довжиною швів графічно визначаємо розміри фасонки та її конфігурацію.

Перевірка міцності швів кріплення пояса до фасонки

$$\tau_{wN} = \frac{N_{18-19}}{\beta_f \cdot k_f \cdot \sum l_w} = \frac{652,09 \cdot 10}{0,5 \cdot 0,9 \cdot 48} = 130,5 \text{ Н/мм}^2 \quad (2.15)$$

$$130,5 \text{ Н/мм}^2 < R_{wf} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 215 \text{ Н/мм}^2,$$

Міцність швів забезпечена.

За отриманими довжинами швів кріплення стійки та верхнього пояса графічно (за масштабом) визначимо розміри фасонки. Стійку не доводимо до пояса на відстань  $a = 6 \cdot t_f - 20 = 6 \cdot 12 - 20 = 52$  мм, приймаємо  $a = 60$  мм.

Усі необхідні розміри вузла наведено на рисунку 2.4.

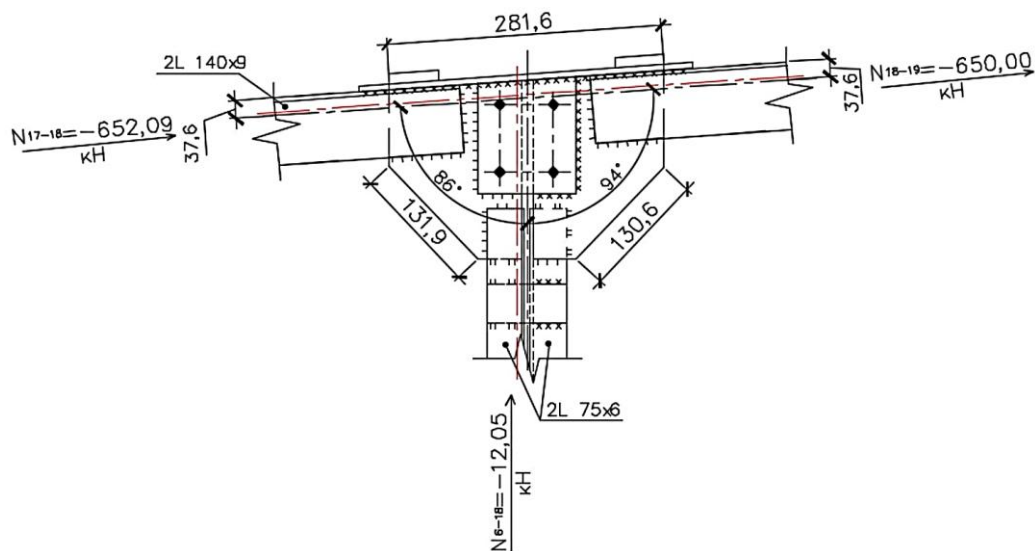


Рисунок 2.4 - Вузол 18

### Вузол 6

Довжини швів, що прикріплюють розкоси 17-6 і 6-19 до фасонки, визначаємо аналогічно попередньому стрижню.

Куточки розкосу 17 – 6 (2 L100x8) із зусиллям  $N_{17-6} = 12,22$  кН прикріплюємо до фасонки  $t_f = 12$  мм двосторонніми кутовими швами з катетами  $k_f = 5$  мм з боку обушка та з боку пера.

Кріплення розкосу 17-6

$$l_w^{об} = \frac{0,7 \cdot 12,22}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 0,26 \text{ см};$$

$$l_w^п = \frac{0,3 \cdot 12,22}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 0,11 \text{ см},$$

Приймаємо  $l_w^{об} = 50$  мм;  $l_w^п = 50$  мм.

Кріплення розкосу 2 – 10 (2 L70 × 5) із зусиллям  $N_{2-10} = -156,61$  кН, з катетами  $k_f = 9$  мм з боку обушка та з боку пера

$$l_w^{об} = \frac{0,7 \cdot 156,61}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 4,15 \text{ см}$$

$$l_w^{\Pi} = \frac{0,3 \cdot 338,73}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 3,92 \text{ см}$$

Приймаємо  $l_w^{об} = 50 \text{ мм}$ ;  $l_w^{\Pi} = 50 \text{ мм}$ .

Кріплення стійки 6-18 розраховано при проектуванні вузла 18.

За розрахунковими довжинами швів встановлюємо конфігурацію та розміри фасонки.

Міцність швів, що прикріплюють фасонку до поясу, розраховуємо на дію поздовжнього зусилля  $N = 1264,89 - 0 = 1264,89 \text{ кН}$ .

$$\tau_{wN} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot 4 \cdot l_w} = \frac{1264,89 \cdot 10}{0,9 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 80,33} = \frac{87,47 \text{ Н}}{\text{мм}^2}$$

$$87,47 \text{ Н/мм}^2 < R_{wf} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 215 \text{ Н/мм}^2.$$

Міцність швів забезпечена.

Усі необхідні розміри вузла наведено на рисунку 2.5.

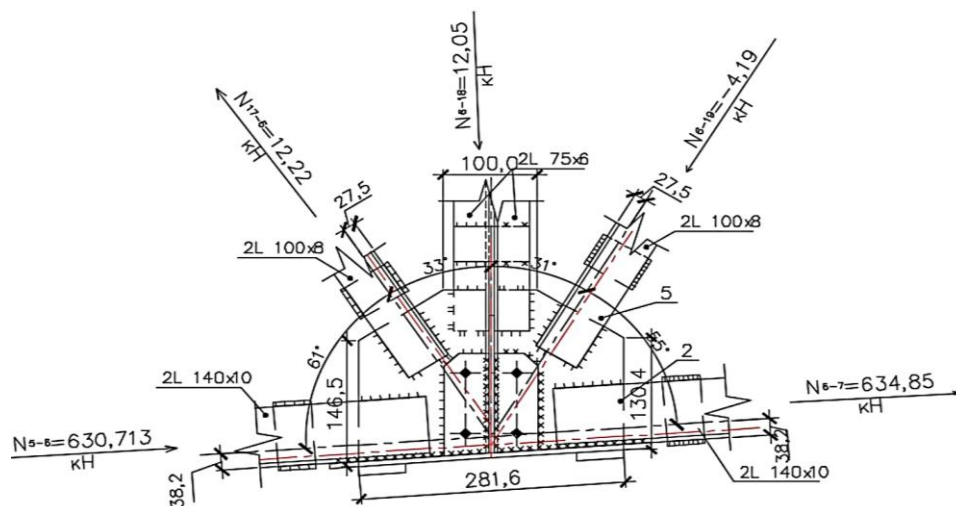


Рисунок 2.5 - Вузол 2

## Вузол 10

Довжини швів, що прикріплюють розкос 4 – 16 до фасонки, визначаємо аналогічно попередньому стрижню.

Куточки розкосу 4 – 16(2 L100x8) із зусиллям  $N_{4-16} = -107,35$  кН прикріплюємо до фасонки  $t_f = 12$  мм двосторонніми кутовими швами з катетами  $k_f = 5$  мм з боку обушка та з боку пера.

Кріплення розкосу 4 – 16

$$l_w^{об} = \frac{0,7 \cdot 107,35}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 215 \cdot 10^{-1 \cdot 1 \cdot 1}} + 1 = 2,16 \text{ см}$$

$$l_w^{\Pi} = \frac{0,3 \cdot 107,35}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 215 \cdot 10^{-1 \cdot 1 \cdot 1}} + 1 = 1,98 \text{ см}$$

Приймаємо замовлення за адресами:  $l_w^{об} = 50$  мм;  $l_w^{\Pi} = 50$  мм.

За розрахунковими довжинами швів встановлюємо конфігурацію та розміри фасонки.

Міцність швів, що кріплять фасонку до поясу, розраховуємо на дію поздовжнього зусилля  $N = -623,36 - (-543,03) = -80,33$  кН.

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wN}^2 + \tau_{wF}^2} = \sqrt{84,8^2 + 30,28^2} = 90,04 \text{ Н/мм}^2, \quad (2.15)$$

$$90,04 \text{ Н/мм}^2 < R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 166,5 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\tau_{wN} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot 4 \cdot l_w} = \frac{107,35 \cdot 10}{0,9 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 80,33} = 58,15 \text{ Н/мм}^2$$

$$58,15 \text{ Н/мм}^2 < R_{wf} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 215 \text{ Н/мм}^2.$$

Міцність швів забезпечена.

Усі необхідні розміри вузла наведено на рисунку 2.6.

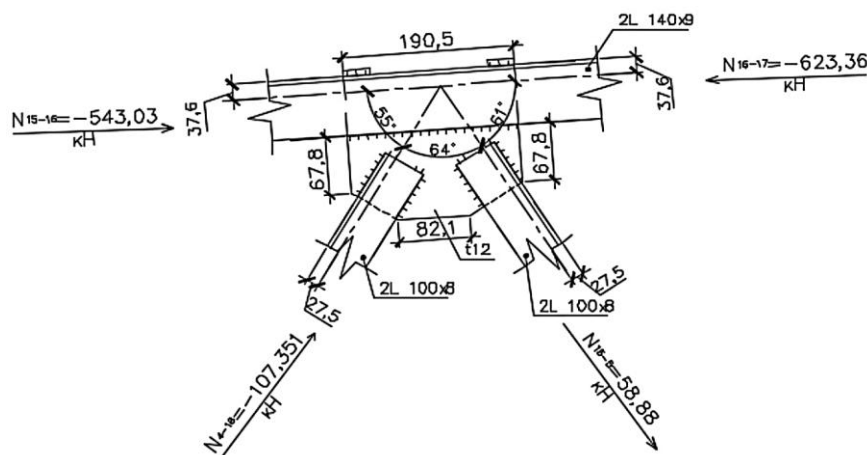


Рисунок 2.6 - Вузол 10

### РОЗДІЛ 3

#### РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Проектування основ і фундаментів полягає у виборі основи, типу конструкції та основних розмірів фундаменту і в їхньому спільному розрахунку як однієї з частин споруди.

Основа, фундамент і наземна конструкція нерозривно пов'язані між собою і розглядаються як єдина система. Деформація та стійкість ґрунтів залежать від особливостей прикладання навантаження, розмірів і конструкції фундаменту та всієї споруди. У свою чергу, основні розміри фундаменту та конструктивна схема споруди визначаються геологічною будовою стискаючих ґрунтів, а також сприйманим тиском.

Оцінка інженерно-геологічних умов проводиться на підставі звіту про інженерно-геологічні вишукування на майданчику будівництва.

Інженерно-геологічний розріз представлений на рисунку 3.1. Характеристика ґрунту основи наведена в таблиці 3.1

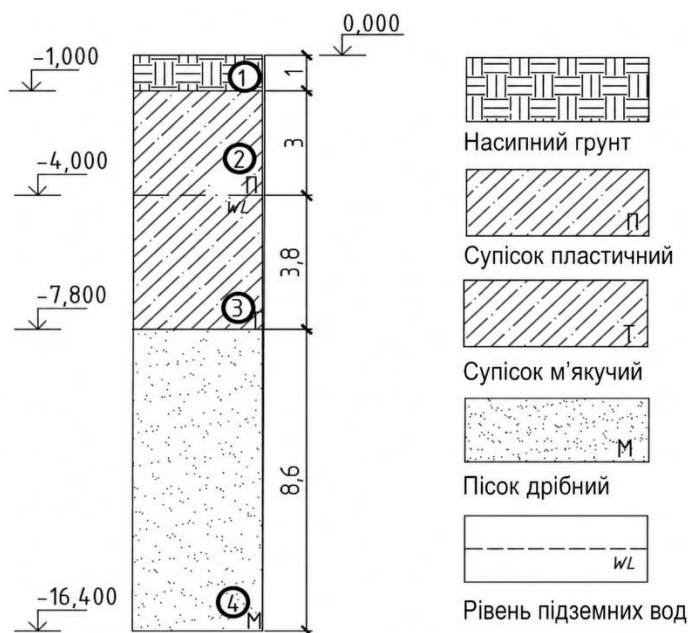


Рисунок 3.1 — Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 3.1 - Характеристика ґрунту фундаменту

| №<br>п.п. | Повне<br>найменування<br>ґрунту                                | $h$ ,<br>м | Вологість |       |       | Щільність                    |                                |                                | $e$  | $S_r$ | Питома<br>вага                      |                                          | $I_L$ | $C$ ,<br>кПа | $\varphi$ ,<br>град | $E$ ,<br>МПа | $R_0$ ,<br>кПа |
|-----------|----------------------------------------------------------------|------------|-----------|-------|-------|------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|------|-------|-------------------------------------|------------------------------------------|-------|--------------|---------------------|--------------|----------------|
|           |                                                                |            | $W$       | $W_p$ | $W_L$ | $\rho$ ,<br>т/м <sup>3</sup> | $\rho_s$ ,<br>т/м <sup>3</sup> | $\rho_d$ ,<br>т/м <sup>3</sup> |      |       | $\gamma$ ,<br>кН/<br>м <sup>3</sup> | $\gamma_{SB}$ ,<br>кН/<br>м <sup>3</sup> |       |              |                     |              |                |
| 1         | Сипучий<br>ґрунт                                               | 1,0        | -         | -     | -     | 1,65                         | -                              | -                              | -    | -     | 16,5                                | -                                        | -     | -            | -                   | -            | -              |
| 2         | Пластичний<br>супісок                                          | 3,0        | 0,20      | 0,20  | 0,25  | 1,89                         | 2,7                            | 1,58                           | 0,7  | 0,77  | 18,9                                | -                                        | 0     | 14           | 26                  | 13           | 250            |
| 3         | Супісок<br>тягучий                                             | 3,8        | 0,26      | 0,20  | 0,25  | 1,98                         | 2,7                            | 1,59                           | 0,7  | 1     | -                                   | 10                                       | 1,2   | 11           | 21                  | 10           | 200            |
| 4         | Дрібний пісок<br>середньої<br>щільності,<br>насичений<br>водою | 8,6        | 0,25      | -     | -     | 2                            | 2,66                           | 1,6                            | 0,66 | 1     | -                                   | 10                                       | -     | 1            | 30                  | 23           | 200            |

### 3.1 Проектування фундаменту неглибокого закладення

Навантаження на обріз фундаменту для розрахунку за несучою здатністю  $N_{\max} = 412,5 \text{ кН}$ ;  $M_{\max} = 124,91 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $Q_{\max} = 26,73 \text{ кН}$ . Перетин колони  $400 \times 400 \text{ мм}$ . Крок колон  $6 \text{ м}$ .

Вибір глибини закладення фундаменту  $d$  залежить від:

- конструктивних особливостей будівлі;
- конструктивних вимог, що висуваються до фундаменту;
- глибини промерзання пучинистого ґрунту;
- ґрунтових умов.

Розрахункова глибина сезонного промерзання  $d_f, \text{ м}$ , визначається за формулою:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (3.1)$$

де  $k_h$  - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, приймається згідно з [1];

$d_{fn}$  - нормативна глибина промерзання глини та суглинків, приймається згідно з [1].

Приймаємо:  $k_h = 0,7$ ;  $d_{fn} = 2,3 \text{ м}$ .

Підставляємо у формулу (3.1), отримуємо

$$d_f = 0,7 \cdot 2,3 = 1,6 \text{ м}.$$

Оскільки  $d_w > d_f + 2 = 4 > 1,6 + 2 = 3,6 \text{ м}$ , то глибина закладення фундаменту повинна бути не менше  $d_f$ .

Мінімальна глибина закладення фундаменту  $d, \text{ м}$ , визначається за формулою

$$d = 1,5 + 0,15 = 1,65 \text{ м}. \quad (3.2)$$

Оскільки насипний ґрунт не може слугувати основою, то необхідне його прорізання та заглиблення фундаменту в супісок не менше, ніж на  $0,3 \text{ м}$ . Отже, глибина закладення фундаменту повинна бути не менше  $1,6 \text{ м}$ .

Глибина закладення фундаменту  $d$ , м, виходячи з ґрунтових умов:

$$d = 1,65 \text{ м.} \quad (3.3)$$

Приймаємо висоту фундаменту  $h = 1,5$  м, глибину закладення фундаменту  $d = 1,65$  м, враховуючи, що висота фундаменту повинна бути кратною  $0,3$  м, а верхній обріз фундаменту знаходиться на позначці  $-0,15$  м.

Вертикальне навантаження на обрізі фундаменту  $\Sigma N_{II}$ , кН, визначається за формулою:

$$\Sigma N_{II} = \frac{N_{k \max}}{1,15} \quad (3.4)$$

Де  $N_{k \max}$  — максимальне навантаження на колону;

$1,15$  — коефіцієнт надійності за навантаженням.

Приймаємо:  $N_{k \max} = 412,5 \text{ кН}$ .

Підставляємо у формулу (2.19), отримуємо

$$\Sigma N_{II} = \frac{412,5}{1,15} = 358,69 \text{ кН}$$

Площа підшви фундаменту  $A$ ,  $\text{м}^2$ , визначається за формулою

$$A = \frac{\Sigma N_{II}}{R_0 - \gamma_{\text{ср}} \cdot d} \quad (3.5)$$

де  $\Sigma N_{II}$  - вертикальне навантаження на обріз фундаменту;

$R_0$  - розрахунковий опір ґрунту згідно з таблицею 3.1;

$\gamma_{\text{ср}}$  - усереднена питома вага фундаменту та ґрунту на його обрізах;  $d$  - те саме, що й у формулі (3.4).

Приймаємо:  $\Sigma N_{II} = 358,69 \text{ кН}$ ;  $R_0 = 250 \text{ кН}$ ;  $\gamma_{\text{ср}} = 20 \text{ кН/м}^3$ ;  $d = 1,65 \text{ м}$ .

Підставляємо у формулу (3.5), отримуємо

$$A = \frac{358,69}{250 - 20 \cdot 1,65} = 1,65 \text{ м}^2$$

Ширина фундаменту  $b$ , м, визначається за формулою

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}} \quad (3.6)$$

де  $A$  - те саме, що й у формулі (3.4);

$\eta$  - співвідношення сторін прямокутного фундаменту  $l/b$ .

Приймаємо:  $A = 1,65 \text{ м}^2$ ;  $\eta = 1,3$  (від 1,2 до 1,5).

Підставляємо у формулу (3.6), отримуємо

$$b = \sqrt{\frac{1,65}{1,3}} = 1,1 \text{ м.}$$

Довжина фундаменту  $l$ , м, визначається за формулою

$$l = b \cdot \eta, \quad (3.7)$$

де  $b$  - те саме, що й у формулі (3.6);

$\eta$  - те саме, що й у формулі (3.6).

Приймаємо:  $b = 1,1 \text{ м}$ ;  $\eta = 1,3$ .

Підставляємо у формулу (3.7), отримуємо

$$l = 1,1 \cdot 1,3 = 1,43 \text{ м.}$$

Площа підшви фундаменту  $A, \text{м}^2$ , визначається за формулою

$$A = b \cdot l \quad (3.8)$$

де  $b$  — те саме, що й у формулі (3.6);

$l$  — те саме, що й у формулі (3.7).

Приймаємо:  $b = 1,1 \text{ м}$ ;  $l = 1,5$ .

Підставляємо у формулу (3.8), отримуємо

$$A = 1,5 \cdot 1,1 = 1,65 \text{ м}^2$$

Отримані дані округлюються до значень, кратних модулю 300 мм:  $b = 1200 \text{ мм}$ ,  $l = 1500 \text{ мм}$ .

Розрахунковий опір ґрунту  $R_1$ , кПа, визначається за формулою

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} [M_\gamma b K_z \gamma'_{II} + M_g d \gamma_{II} + M_c C_{II}] \quad (3.9)$$

де  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  — коефіцієнти умов роботи, що приймаються згідно з [13];

$K$  — коефіцієнт, що залежить від  $C$  і  $\phi$ , які приймаються згідно з [13];

$M_\gamma, M_g, M_c$  - коефіцієнти, що залежать від  $\phi$  згідно з [18];

$K_z$  - коефіцієнт, що приймається рівним 1 при  $b \leq 10 \text{ м}$ ;

$\gamma_{II}$  - питома вага ґрунту нижче підшви фундаменту;

$\gamma'_{II}$  - питома вага ґрунту вище підшви фундаменту;

$C_{II}$  - розрахункове питоме зчеплення ґрунту під підшвою фундаменту;

$d$  - те саме, що й у формулі (3.2).

Приймаємо:  $\gamma_{c1} = 1,25$ ;  $\gamma_{c2} = 1,1$ ;  $K = 1,1$ ;  $M_\gamma = 0,84$ ,  $M_g = 4,37$ ,  $M_c = 6,90$ ;

$\gamma_{II} = 17,8 \text{ кН/м}^3$ ;  $\gamma'_{II} = 12,8 \text{ кН/м}^3$ ;  $C_{II} = 14 \text{ кПа}$ ;  $d = 1,65 \text{ м}$ ;  $b = 1,2 \text{ м}$ .

Підставляємо у формулу (3.8), отримуємо:

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} [0,84 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 17,8 + 4,37 \cdot 1,65 \cdot 12,8 + 6,9 \cdot 14] = 258,5 \text{ кПа}.$$

Оскільки  $R_1 = 258,5$  не відрізняється від попереднього значення  $R = 250 \text{ кПа}$  більше ніж на 5%, необхідна площа підшви фундаменту  $A, \text{ м}^2$ , визначається за формулою

$$A = \frac{\Sigma N_{II}}{R_o - d \cdot \gamma_{\text{сер}}}, \quad (3.10)$$

де  $\Sigma N_{II}$  - те саме, що й у формулі (3.6);

$R_1$  - те саме, що й у формулі (3.8);

$\gamma_{\text{ср}}$  - те саме, що й у формулі (3.7);

$d$  - те саме, що й у формулі (3.6).

Приймаємо:  $\Sigma N_{\text{II}} = 358,69 \text{ кН}$ ;  $R_1 = 258,5 \text{ кН}$ ;  $\gamma_{\text{ср}} = 20 \text{ кН/м}^3$ ;  $d = 1,65 \text{ м}$ .

Підставляємо у формулу (3.9), отримуємо

$$A = \frac{358,69}{258,5 - 20 \cdot 1,65} = 1,59 \text{ м}^2.$$

Розміри основи фундаменту приймаються:  $b = 1,2 \text{ м}$  та  $l = 1,5 \text{ м}$ ;  $l/b = 1,25 < 1,65$ ;  $A = 1,8 \text{ м}^2$ .

Перенесення навантажень на п'яту фундаменту здійснюється за формулами

$$N'_I = \frac{N_k}{1,15} + b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{\text{ср}} \quad (3.11)$$

$$M'_I = \frac{M_k}{1,15} + \frac{Q_k h_\phi}{1,15} \quad (3.12)$$

$$Q'_I = \frac{Q_k}{1,15}. \quad (3.13)$$

Приймаємо:  $N_k = 358,69 \text{ кН}$ ;  $h_\phi = 1,5 \text{ м}$ ;  $\gamma_{\text{ср}} = 20 \text{ кН/м}^3$ ;  $d = 1,65 \text{ м}$ ;  $b = 1,2 \text{ м}$ ;  $l = 1,5 \text{ м}$ ;  $M_k = 124,91 \text{ кНм}$ ;  $Q_k = 26,73 \text{ кН}$ .

Підставляємо у формулу (3.9), отримуємо

$$N' = \frac{358,69}{1,15} + 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,65 \cdot 20 = 371,3 \text{ кН}.$$

Підставляємо у формулу (3.10), отримуємо

$$M'_I = \frac{124,91}{1,15} + \frac{26,73 \cdot 1,5}{1,15} = 143,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Підставляємо у формулу (3.11), отримуємо

$$Q'_I = \frac{124,91}{1,15} = 108,6 \text{ кН}.$$

Умови розрахунку основи фундаменту неглибокого закладення за деформаціями визначаються за формулами

$$P_{cp.} = \frac{N}{A} + \gamma_{сер} \cdot d \leq R; \quad (3.14)$$

$$P_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} + \gamma_{сер} \cdot d \leq 1,2R; \quad (3.15)$$

$$P_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} + \gamma_{сер} \cdot d \geq 0; \quad (3.16)$$

Момент опору підшви фундаменту  $W, м^3$ , визначається за формулою

$$W = bl^2/6 \quad (3.17)$$

Приймаємо:  $b = 1,2м; l = 1,5м$ .

Підставляємо у формулу (3.17), отримуємо

$$W = 1,2 \cdot 1,5^2/6 = 0,45 м^3$$

Приймаємо:  $N_k = 358,69кН; A = 1,8м^2; \gamma_{сер} = 20кН/м^3; d = 1,65м; M = 143,5кНм; W = 0,45м^3; R = 258,5 кПа$ .

Підставляємо у формулу (3.14), отримуємо

$$P_{cp.} = \frac{358,69}{1,8} + 20 \cdot 1,65 = 235,27 \leq 258,5 кПа.$$

Підставляємо у формулу (3.15), отримуємо

$$P_{max} = \frac{358,69}{1,8} + \frac{143,5}{0,45} + 20 \cdot 1,65 = 551,16 > 310,2 кПа.$$

Підставляємо у формулу (3.16), отримуємо

$$P_{min} = \frac{358,69}{1,8} - \frac{143,5}{0,45} + 20 \cdot 1,65 = -86 > 0$$

Умови (3.13) і (3.14) не виконуються, тому приймаємо розміри основи фундаменту:  $l = 2,4 м; b = 2,1 м; A = 5,04 м^2$ .

Підставляємо у формулу (3.17), отримуємо

$$W = 2,1 \cdot 2,4^2/6 = 2,02 м^3$$

Підставляємо у формулу (3.14), отримуємо

$$P_{cp.} = \frac{358,69}{5,04} + 20 \cdot 1,65 = 104,16 \leq 258,5 кПа.$$

Підставляємо у формулу (3.15), отримуємо

$$P_{\max} = \frac{358,69}{5,04} + \frac{143,5}{2,02} + 20 \cdot 1,65 = 175,2 < 310,2 \text{ кПа.}$$

Підставляємо у формулу (3.16), отримуємо

$$P_{\min} = \frac{358,69}{5,04} - \frac{143,5}{2,02} + 20 \cdot 1,65 = 33,13 > 0.$$

Умови задовольняються, остаточно приймаємо розміри основи фундаменту:  $b = 2,1 \text{ м}$ ;  $l = 2,4 \text{ м}$ ;  $l/b = 1,14 < 1,65$ ;  $A = 5,04 \text{ м}^2$ .

Колона одногілкова перерізом  $400 \times 400 \text{ мм}$  з відміткою нижнього торця -  $(-1,000) \text{ м}$ , відмітка верху фундаменту  $(-0,150) \text{ м}$ .

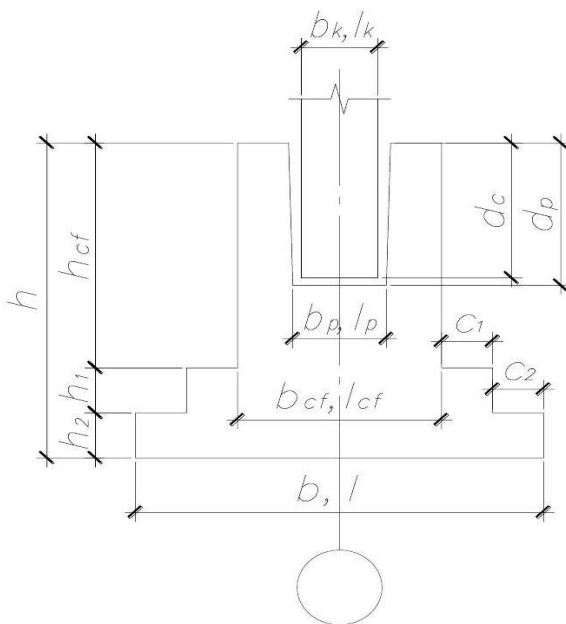


Рисунок 3.2 - Схема з позначенням розмірів фундаменту

Де  $b_k, l_k$  - розміри перерізу колони:  $b_k = 400 \text{ мм}$ ,  $l_k(h_k) = 400 \text{ мм}$ ;

$d_c$  - глибина закладення колони в чашку:  $d_c = 1000 - 150 = 850 \text{ мм}$ ;

$b_p, l_p$  - розміри стакану знизу:  $b_p = l_p = 400 + 100 = 500 \text{ мм}$ ;

$b_{p1}, l_{p1}$  - розміри чашки зверху:  $b_{p1} = l_{p1} = 400 + 150 = 550 \text{ мм}$ ;

$d_p$  - глибина чашки:  $d_p = d_c + 50 = 850 + 50 = 900 \text{ мм}$ ;

$b_{cf}, l_{cf}$  - розміри перетину підколонки:  $b_{cf} = 900 \text{ мм}$ ,  $l_{cf} = 900 \text{ мм}$ .

$h_{cf}$  - висота підколонника:  $h_{cf} = 900 \text{ мм}$ .

$b, l$  - розміри перетину підосви фундаменту:  $b = 2100$  мм,  $l = 2400$  мм.

$h$  - висота фундаменту:  $h = 1500$  мм.

$c_{1,2} = 300, 450, 600$  мм, - вильоти сходинок.

$h_{1,2} = 300$  мм - висота сходинки.

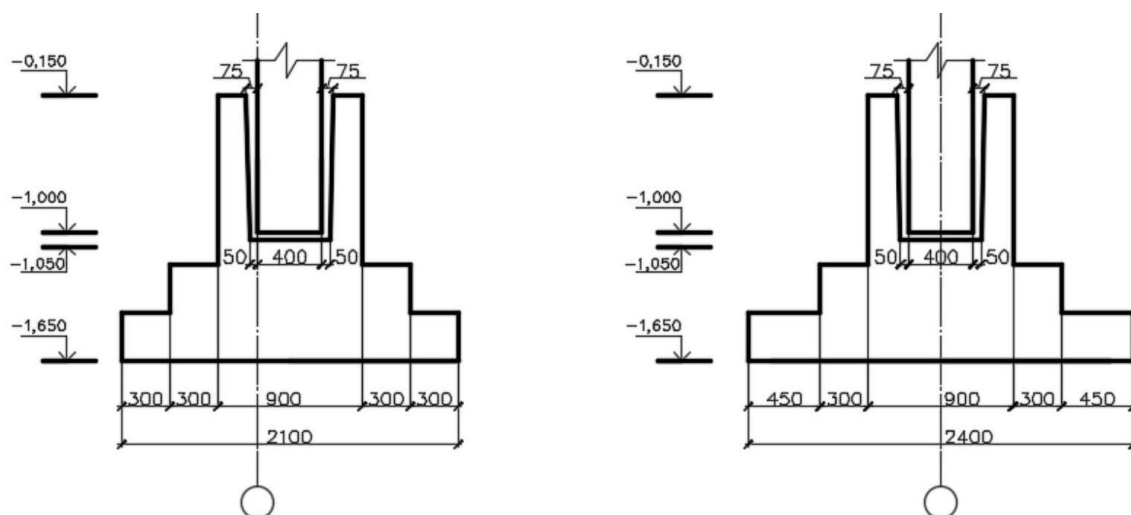


Рисунок 3.3 — Схема з позначеннями розмірів фундаментів

Перевірка фундаменту на міцність щодо продавлювання колоною від дна стакана проводиться за умовою

$$N_c \leq (b \cdot l \cdot R_{bt} \cdot h_{op} \cdot b_m) / A_0, \quad (3.18)$$

де  $N_c$  - те саме, що й у формулі (3.20);

$b$  - ширина підосви фундаменту;

$l$  - довжина підосви фундаменту;

$R_{bt}$  - розрахунковий опір бетону замурування стакана приймається з урахуванням відповідних коефіцієнтів умов для бетону класу В15;

$h_{op}$  - те саме, що й у формулі (3.19);

$b_m$  - те саме, що й у формулі (3.20);

$A_0$  - те саме, що й у формулі (3.19).

Площа бічної поверхні колони в межах її закладення в чашку  $A_c$ ,  $\text{м}^2$ , визначається за формулою

$$A_c = 2(b_c + l_c)d_c \quad (3.19)$$

де  $d_c$  - глибина закладення колони в стакан;

$b_c$  та  $l_c$  - переріз колони.

Приймаємо:  $d_c = 850$  мм;  $b_c = 400$  мм;  $l_c = 400$  мм

Підставляємо у формулу (3.19), отримуємо

$$A_c = 2(0,4 + 0,4)0,85 = 1,36 \text{ м}^2$$

Коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили на плитову частину фундаменту через стінки колонної частини за рахунок зчеплення бетону колони з фундаментом.

$$\alpha = \left(1 - \frac{0,4R_{bt} \cdot A_c}{N}\right), \quad (3.20)$$

де  $N$  — навантаження на колону;

$A_c$  - те саме, що й у формулі (3.15);

$R_{bt}$  - те саме, що й у формулі (3.12).

Приймаємо:  $N = 358,69$  кН;  $A_c = 1,36 \text{ м}^2$ ;  $R_{bt} = 750$  кПа .

Підставляємо у формулу (3.20), отримуємо

$$\alpha = \left(1 - \frac{0,4750 \cdot 1,36}{358,69}\right) = 0,65$$

Приймаємо 0,85.

Розрахункова поздовжня сила на рівні торця колони  $N_c$ , кН, визначається за формулою

$$N_c = \alpha \cdot N, \quad (3.21)$$

де  $N$  - те саме, що й у формулі (3.17);

$\alpha$  - те саме, що й у формулі (3.17).

Приймаємо:  $N = 358,69 \text{ кН}$ ;  $\alpha = 0,85$ .

Підставляємо у формулу (3.18), отримуємо

$$N_c = 0,85 \cdot 358,69 = 304,88 \text{ кН}$$

Робоча висота піраміди продавлювання  $h_{o,p}$ , м, визначається за формулою

$$h_{o,p} = h - h_{cf} - 0,05 \quad (3.22)$$

де  $h$  - висота фундаменту;  $h_{cf}$  - висота стакана фундаменту.

Приймаємо:  $h = 1,5 \text{ м}$ ;  $h_{cf} = 0,9 \text{ м}$ .

Підставляємо у формулу (3.19), отримуємо

$$h_{o,p} = 1,5 - 0,9 - 0,05 = 0,55 \text{ м}$$

Робоча ширина піраміди продавлювання  $b_m$ , м, визначається за формулою

$$b_m = b_g + h_{o,p} \quad (3.23)$$

де  $h_{o,p}$  — те саме, що й у формулі (3.22);

$b_g$  - ширина стакана знизу.

Приймаємо:  $h_{o,p} = 0,55 \text{ м}$ ;  $b_g = 0,5 \text{ м}$ .

Підставляємо у формулу (3.23), отримуємо

$$b_m = 0,5 + 0,55 = 1,05 \text{ м}$$

Площа плитної частини фундаменту  $A_0$ ,  $\text{м}^2$ , визначається за формулою

$$A_0 = 0,5b(l - l_{cf} - 2h_{o,p}) - 0,25(b - b_{cf} - 2h_{o,p})^2 \quad (3.24)$$

де  $b$  - те саме, що й у формулі (3.14);

$l$  - те саме, що й у формулі (3.14);

$l_{cf}$  і  $b_{cf}$  - розміри перерізу підколонника;

$h_{o,p}$  - те саме, що й у формулі (3.19).

Приймаємо:  $h_{o,p} = 0,55$  м;  $b_g = 0,5$  м;  $b = 2,1$  м;  $l = 2,4$  м;  $l_{cf} = 0,9$  м;  $b_{cf} = 0,9$  м

Підставляємо у формулу (3.24), отримуємо

$A_o = 0,5 \cdot 2,1 \cdot (2,4 - 0,9 - 2 \cdot 0,55) - 0,25(2,1 - 0,9 - 2 \cdot 0,55)^2 = 0,42 - 0,39 \text{ м}^2$ .

Перевіряємо умову (3.15)

$$304,88 \leq (2,1 \cdot 2,4 \cdot 750 \cdot 0,55 \cdot 1,05) / 0,39 = 5597,3.$$

Умова (3.15) виконується.

Моменти в площині, паралельній довжині фундаменту  $M_{xi}$ , кНм, визначаються за формулою

$$M_{xi} = \frac{Nc_{xi}^2}{2l} \left( 1 + \frac{6e_{0x}}{l} - \frac{4e_{0x}c_{xi}}{l^2} \right) \quad (3.25)$$

Ексцентриситет навантаження при моменті, приведену до підшви фундаменту  $e_{0x}$ , М, визначається за формулою

$$e = \frac{M_I}{N_I}. \quad (3.26)$$

Моменти в площині, паралельній ширині фундаменту  $M_{yi}$ , кНм, визначаються за формулою

$$M_{yi} = \frac{Nc_{yi}^2}{2b} \quad (3.27)$$

Площа робочої арматури  $A_{si}$ ,  $\text{м}^2$ , визначається за формулою

$$A_{si} = \frac{M_i}{\varepsilon h_{oi} R_s} \quad (3.28)$$

Коефіцієнт армування перерізу  $\alpha_m$ , визначається за формулою

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{oi}^2 R_b} \quad (3.29)$$

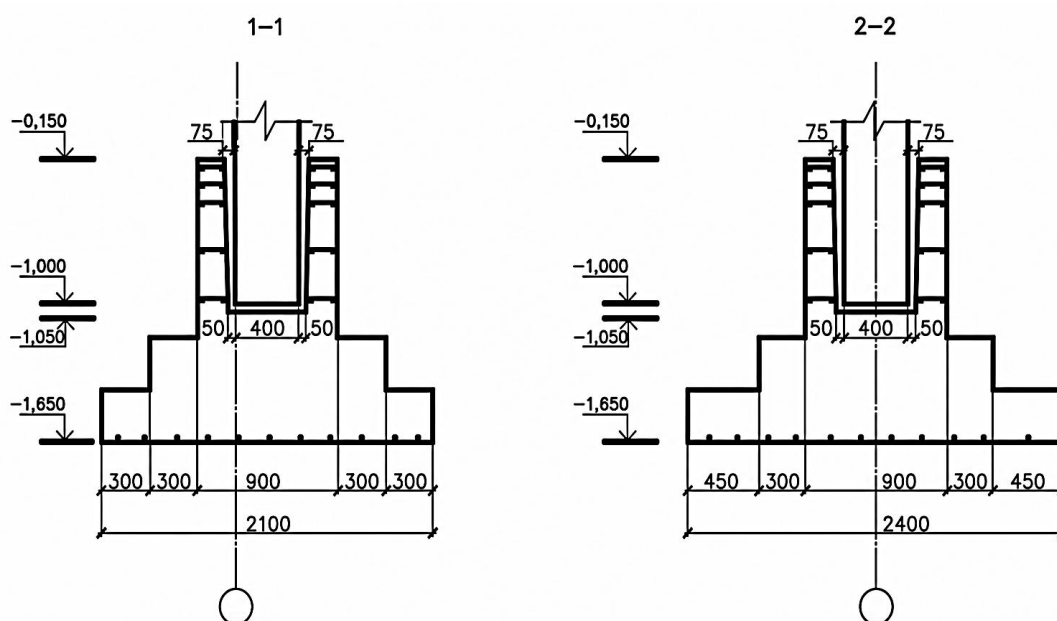


Рисунок 3.4 - Схема розрахунку арматури плитної частини фундаменту

Таблиця 3.2 - Розрахунок площі перерізу арматури

| Перетин | Виліт<br>$c_i$ , м | $\frac{N c_{xi}^2}{2l}$ | $\left(1 + \frac{6e_{ox}}{l} - \frac{4e_{ox}c_{xi}}{l^2}\right)$ | $M$ , кН<br>· м | $\alpha_m$ | $\xi$ | $h_{oi}$ , м | $A_s$ , см <sup>2</sup> |
|---------|--------------------|-------------------------|------------------------------------------------------------------|-----------------|------------|-------|--------------|-------------------------|
| 1-1     | 0,45               | 15,13                   | 1,12                                                             | 19,25           | 0,120      | 0,945 | 0,25         | 23,9                    |
| 2-2     | 0,75               | 42,03                   | 1,16                                                             | 63,03           | 0,171      | 0,923 | 0,55         | 38,2                    |
| 3-3     | 0,95               | 67,44                   | 1,24                                                             | 89,19           | 0,022      | 0,985 | 1,45         | 19,82                   |
| 1' – 1' | 0,3                | 6,72                    | 1                                                                | 6,72            | 0,034      | 0,974 | 0,25         | 15,69                   |
| 2' – 2' | 0,6                | 26,9                    | 1                                                                | 26,9            | 0,018      | 0,991 | 0,55         | 21,31                   |
| 3' – 3' | 1                  | 74,72                   | 1                                                                | 74,72           | 0,046      | 0,975 | 1,45         | 12,89                   |

Підошва фундаменту армується однією сіткою з робочою арматурою класу А-III у двох напрямках. Крок робочої арматури приймаємо 200 мм. Виходячи з цієї умови, визначається кількість стрижнів у сітці в кожному напрямку.

Діаметр арматури приймається за сортаментом у напрямку  $l$  – 16 мм для 16  $\text{Ø}25 \text{ A-III}, A_s = 49,09 \text{ см}^2 > 38,2 \text{ см}^2$ ; у напрямку  $b$  – 11 мм, для 11  $\text{Ø}16 \text{ A-III}, A_s = 20,11 \text{ см}^2 > 12,89 \text{ см}^2$ . Довжина стрижнів відповідно 2350 мм і 2050 мм.

Армування підколонника та чашкової частини виконується конструктивно. Підколонник армуємо двома сітками С – 2, розташованими вертикально по боках, використовується робоча арматура (поздовжня)  $\text{Ø}12 \text{ AIII}$  з кроком 200 мм. Поперечну арматуру  $\text{Ø}8$  у А-I з кроком 600 мм, причому передбачаємо її від дна чашки до підосви. Довжина поздовжніх стрижнів 1450 мм, кількість у сітці - 2 шт. Довжина поперечних стрижнів 850 мм, кількість у сітці - 4 шт.

Стінки чашової частини підколонника армуються горизонтальними, звареними плоскими сітками з 8 стрижнів С – 3, діаметром  $\text{Ø}8 \text{ A-I}$ , довжиною всіх стрижнів 650 мм. Стрижні розташовуються на внутрішній і зовнішній поверхнях чаші. Установка сітки С – 3 : захисний шар у верхній частині 50 мм, відстань між верхньою та другою частинами 50 мм, відстань між наступними частинами 3 рази по 100 мм та 3 рази по 200 мм.

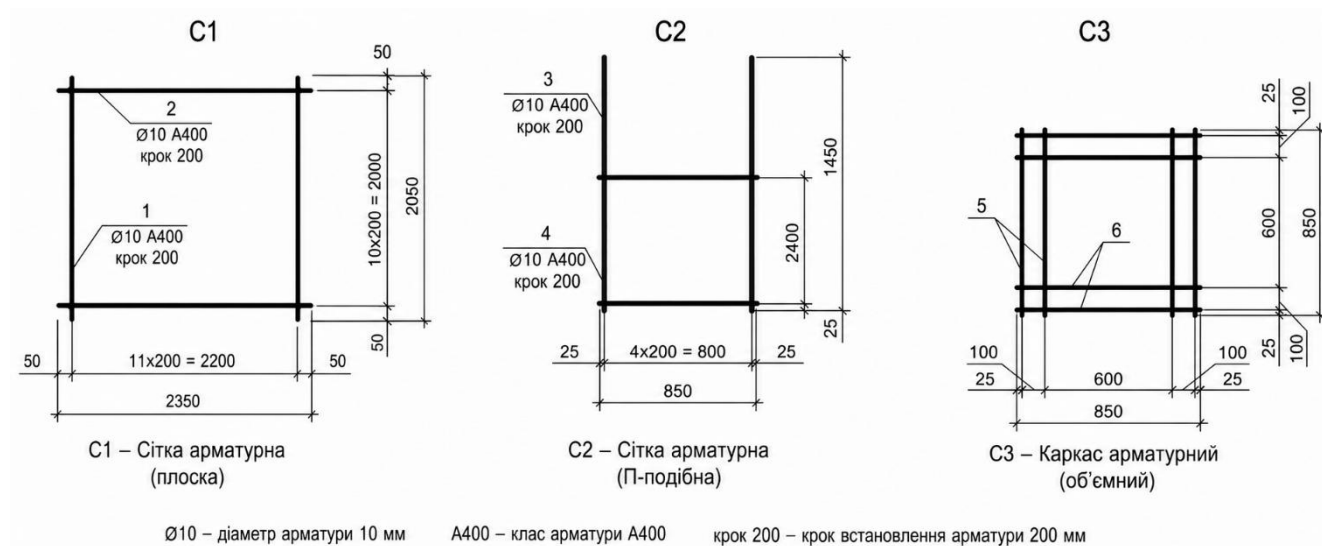


Рисунок 3.5 - Схема арматурних каркасів

### 3.2 Проектування пального фундаменту із забивних паль

Глибина закладення ростверку  $d_p$ , м, визначається за формулою

$$d_p = -0,40 - 1 - 0,05 = 1,45\text{м} \quad (3.30)$$

де 0,40 — мінімальна товщина чашки фундаменту;

0,05 — зазор між колоною та стаканом;

1 — відмітка низу колони.

Округляємо до величини, кратної 300мм:  $d_p = 1,95\text{м}$ .

Відмітку верхівки палі приймаємо на 0,3 м вище підшви ростверку—1,65 м, з подальшою розбивкою при жорсткому з'єднанні ростверку і палі.

В якості несучого шару приймається пластичний супісок. Заглиблення палі в даний несучий шар повинно бути не менше 0,5 м.

В якості несучого шару обираємо пісок, що залягає від позначки—7,8м, оскільки паля повинна прорізати шар слабкого ґрунту — текучого супіску. Вибираємо палі довжиною 7 м (С70.30); позначка нижнього кінця становитиме—8,4 м, а заглиблення в пісок ——0,6 м. Перетин палі —300 × 300мм.

За характером роботи в ґрунті паля з даними умовами опори є висячою.

Несуча здатність висячих паль  $F_d$ , кН, визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c \left( \gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf,i} \cdot f_i \cdot h_i \right) \quad (3.31)$$

Де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

A - площа поперечного перерізу палі;

$\gamma_{cR}$  - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі; R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

U - периметр поперечного перерізу палі;

$\gamma_{cf}$  - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі;

$f_i$  - розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі в межах  $i$ -го шару ґрунту;

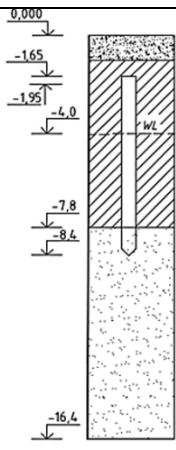
$h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту.

Приймаємо:  $\gamma_c = 1$ ;  $R = 2600$  кПа;  $A = 0,09$  м<sup>2</sup>;  $\gamma_{cR} = 1$ ;  $U = 1$  м<sup>2</sup>;  $\gamma_{cf} = 1$ ;  $f_i = 48,1$  кН;  $h_i = 1$ .

Підставляємо у формулу (3.31), отримуємо

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 2600 \cdot 0,09 + 1 \cdot 48,1) = 282,1 \text{ кН}.$$

Таблиця 3.3 - Дані для розрахунку несучої здатності

| Ескіз                                                                              | Товщина шару, м | Відстань від поверхні до середини шару $Z_{\text{им}}$ | $f_t$ , кПа | $f_i \cdot h_i$ , кПа    |
|------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|--------------------------------------------------------|-------------|--------------------------|
|  |                 |                                                        |             |                          |
|                                                                                    | 1,1             | 2,05                                                   | 5,0         | 5,5                      |
|                                                                                    | 1,25            | 3,22                                                   | 6,0         | 7,5                      |
|                                                                                    | 2,0             | 48,5                                                   | 6,0         | 12                       |
|                                                                                    | 1,8             | 6,75                                                   | 6,0         | 10,8                     |
|                                                                                    | 0,3             | 7,15                                                   | 42          | 12,6                     |
|                                                                                    |                 | $R = 2600$<br>кПа                                      |             | $\sum fh_1 = 48,1$<br>кН |

Допустиме навантаження на палю  $N_{\text{пл}}$ , кН, визначається за формулою

$$N_{\text{пл}} \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \quad (3.32)$$

Де  $\gamma_k = 1,4$  - коефіцієнт надійності;

$F_d$  - несуча здатність висячих паль.

Приймаємо:  $\gamma_k = 1,4$ ;  $F_d = 282,1$  кН.

Підставляємо у формулу (3.32), отримуємо

$$N_{\text{пл}} \leq \frac{282,1}{1,4} = 201,5 \text{ кН}.$$

Приймаємо значення для піщаного ґрунту  $N_{\text{пл}} = 250$  кН.

Кількість паль у куці  $n$ , шт., визначається за формулою

$$n = \frac{N_{\max}^I}{F_d / \gamma_k - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{\text{сер}}}, \quad (3.33)$$

де  $N_{\max}^I$  — максимальне навантаження на колону;

$N_{\text{СТ}}$  - навантаження на стіну;

$d_p$  - глибина закладення ростверку;

$\gamma_{\text{сер}}$  — усереднена питома вага ростверку та ґрунту на його обрізах.

Приймаємо:  $N_{\max}^I = 412,5 \text{ кН}$ ;  $F_d = 282,1 \text{ кН}$ ;  $\gamma_{\text{сер}} = 20 \text{ кН/м}^3$ ;  $d_p = 1,95 \text{ м}$ .

Підставляємо у формулу (3.29), отримуємо

$$n = \frac{412,5}{250 - 0,9 \cdot 20 \cdot 1,95} = 2,19 \text{ шт.}$$

Приймаємо  $n = 3$  паль.

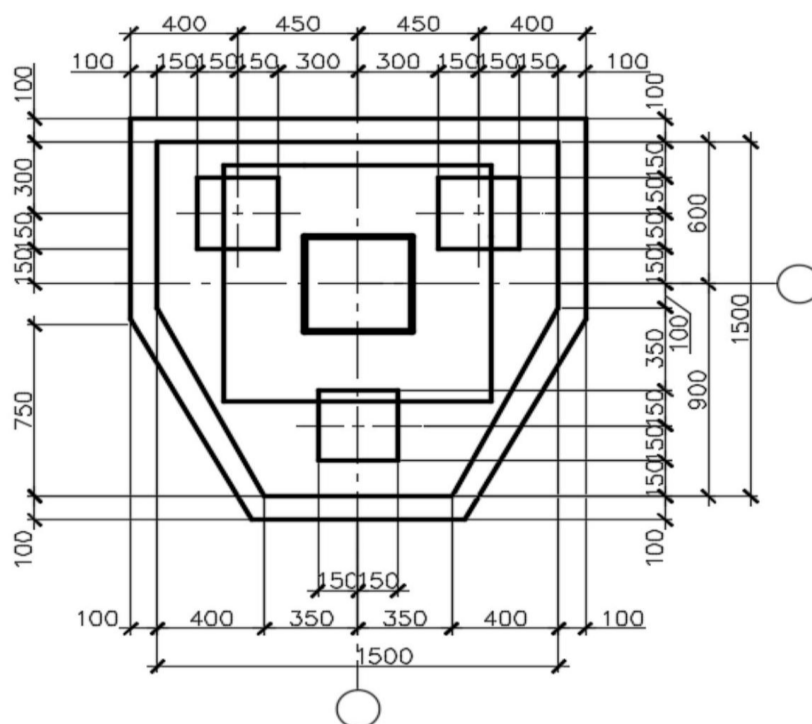


Рисунок 3.6 - Схема розташування паль у куці

Розміри ростверку в плані становитимуть: 1500x1500 мм, висота сходинок 300 мм.

Приведення навантажень до підшви фундаменту

$$N' = N_{\max} + N_p, \quad (3.34)$$

Де  $N_{\max}$  - те саме, що й у формулі (3.29);

$N_p$  - те саме, що й у формулі (3.31).

Навантаження на ростверк  $N_p$ , кН, визначається за формулою

$$N_p = 1,1 d_p b_p l_p \gamma_{\text{ср}} \quad (3.35)$$

де  $b_p, l_p$  - розміри ростверку в плані;

$d_p$  - глибина закладення ростверку;

$\gamma_{\text{ср}}$  - те саме, що й у формулі (3.29)

Приймаємо:  $b_p = 1,5$  м;  $l_p = 1,5$  м;  $\gamma_{\text{ср}} = 20$  кН/м<sup>3</sup>;  $d_p = 1,95$  м.

Підставляємо у формулу (3.31), отримуємо

$$N_p = 1,1 \cdot 1,95 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 20 = 87,75 \text{ кН.}$$

Приймаємо:  $N_p = 87,75$  кН;  $N_{\max} = 412,5$  кН.

Підставляємо у формулу (3.34), отримуємо

$$N' = 412,5 + 87,75 = 500,25 \text{ кН.}$$

$$M'_I = M_{\max} \quad (3.36)$$

де  $M_{\max}$  - максимальний момент на колоні;

Приймаємо:  $M_{\max} = 124,91$  кН\* м.

Підставляємо у формулу (3.32), отримуємо

$$M_I = 124,91 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q' = Q_k = 0 \text{ кН.}$$

Навантаження на палю  $N_{\text{БВ}}$ , кН, визначаються за формулою

$$N_{BB} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum (y_i^2)}, \quad (3.37)$$

де  $N$  - те саме, що й у формулі (3.31);

$n$  - те саме, що й у формулі (3.29);

$M_x$  - те саме, що й у формулі (3.31) ;

$y$  - відстань від осі пальового куща до осі палі;

$y^i$  - відстань від осі куща до осі кожної палі.

Приймаємо:  $N = 500,25 \text{ кН}$ ;  $M = 124,91 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $n = 3$  шт.

Підставляємо у формулу (3.37), отримуємо

$$N_{BB}^{1,2,3} = \frac{500,25}{3} + \frac{124,91 \cdot 0,6}{3 \cdot 0,6^2} = 236,05 \text{ кН}.$$

Перевірка несучої здатності паль визначається за формулами

$$N_{cb}^{Kp} \leq 1,2 \frac{F_d}{\gamma_K}.$$

$$236,05 \text{ кН} < 1,2 \cdot 250 = 300 \text{ кН}$$

Умови задовольняються, отже, несуча здатність забезпечена.

Конструювання ростверку

Глибина закладення ростверку  $d_p = -1,95 \text{ м}$ .

Висота ростверку  $h_p = 1,5 \text{ м}$ .

Розміри підколонника в плані для колони  $400 \times 400 \text{ мм} - 900 \times 900 \text{ мм}$ .

Висота сходинки —  $600 \text{ мм}$ .

Глибина закладення колони в стакан  $d_c = 0,85 \text{ м}$ .

Глибина стакана  $d_p = 0,9 \text{ м}$ .

Розміри ростверку в плані  $1500 \times 1500 \text{ мм}$ .

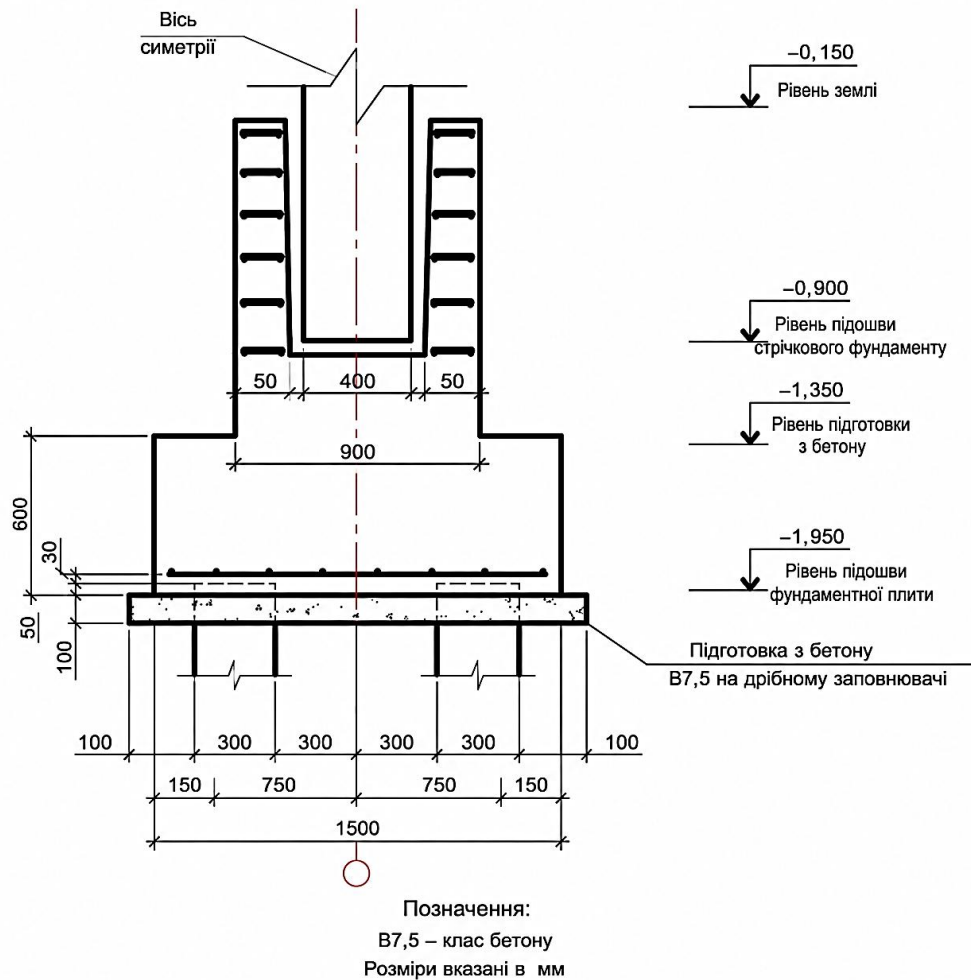


Рисунок 3.7 - Схема з позначеннями розмірів фундаменту

Перевірка на продавлювання здійснюється за формулою

$$F \leq \frac{2R_{bt} h_{op}}{\alpha} \left[ \frac{h_{op}}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_c + c_1) \right] \quad (3.38)$$

де  $F$  - те саме, що й у формулі (3.35);

$R_{bt}$  - розрахунковий опір бетону розтягуванню, кПа, для бетону класу міцності В 20;

$h_{op}$  - робоча висота перерізу ростверку;

$\alpha$  - те саме, що й у формулі (3.36);

$b_c$  та  $l_c$  - розміри перерізу колони;

$c_1, c_2$  — відстань від граней колони до граней основи піраміди продавлювання, приймаються не більше  $h_{op}$  і не менше  $0,4 h_{op}$ .

Сила продавлювання  $F$ , кН, визначається за формулою

$$F = 2(N_{пл}^{1,2,3} \cdot 3) \quad (3.39)$$

де  $N_{пл}^{1,2,3}$ , - зусилля в палях.

Приймаємо:  $N_{пл}^{1,2,3} = 236,05 \text{ кН}$

Підставляємо у формулу (3.39), отримуємо

$$F = 2(235,05 \cdot 3) = 1410,3 \text{ кН}.$$

Коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили  $N$  через стінки стакана  $\alpha$ , визначається за формулою

$$\alpha = \left(1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c}{N_I}\right), \quad (3.40)$$

де  $R_{bt}$  — розрахунковий опір бетону розтягуванню, кПа, для бетону класу міцності В20;

$A_c$  - площа бічної поверхні колони в межах її закладення в чашку фундаменту;

$N_I$  - те саме, що й у формулі (3.31).

Приймаємо:  $R_{bt} = 900 \text{ кПа}; N = 500,25 \text{ кН}$ .

Підставляємо у формулу (3.40), отримуємо

$$\alpha = \left(1 - \frac{0,4 \cdot 900 \cdot 2(0,85 + 0,4) \cdot 0,85}{500,25}\right) = 0,52.$$

Приймаємо  $\alpha = 0,85$ .

Приймаємо:  $F = 1410,3 \text{ кН}; R_{bt} = 900 \text{ кПа}; \alpha = 0,85; h_{op} = 0,55 \text{ м}; b_c = l_c = 0,4 \text{ м}; c_1 = 0,55 \text{ м}; c_2 = 0,22 \text{ м}$ .

Підставляємо у формулу, отримуємо

$$1410,3 \text{ кН} < \frac{2 \cdot 900 \cdot 0,55}{0,85} \left[ \frac{0,55}{0,55} (0,4 + 0,4) + \frac{0,55}{0,22} (0,4 + 0,55) \right] = 3852,6 \text{ кН}.$$

Умова виконується.

Перевірка на продавлювання кутовою палею проводиться за формулою

$$N_{\text{пл}} \leq R_{\text{bt}} \cdot h_{01} [\beta (b_{02} + 0,5c_{02}) + \beta (b_{01} + 0,5c_{01})], \quad (3.41)$$

де,  $N_{\text{пл}}$  - найбільше зусилля в кутовій палі, кН;

$h_{01}$  - робоча висота ступеня ростверку, м;

$b_{02}, b_{01}$  - відстань від внутрішніх граней паль до зовнішніх граней ростверку, м;

$c_{02}, c_{01}$  - відстань від внутрішньої грані паль до підколонника, м;

$\beta_1, \beta_2$  - коефіцієнти, що залежать від  $(h_{0i}/c_{0i})$

Приймаємо:  $b_{02} = b_{01} = 1,05 \text{ м}; h_{01} = 0,55 \text{ м}; c_{01} = h_{01} = 0,55 \text{ м}; c_{02} = 0,4 \cdot h_{01} = 0,22; \beta_1 = 0,6; \beta_2 = 1; N_{\text{вв}}^{1,2,3} = 236,05 \text{ кН}.$

Підставляємо у формулу (3.41), отримуємо

$$236,05 \leq 900 \cdot 0,55 \cdot [0,6(1,05 + 0,5 \cdot 0,22) + 1(1,05 + 0,5 \cdot 0,55)] = 427,16 \text{ кН}$$

Умов виконується.

Моменти в перерізах ростверку  $M_{xi}, M_{yi}$ , кНм, визначаються за формулами

$$M_{xi} = \sum N_{\text{вв}i} x_i; M_{yi} = \sum N_{\text{вв}i} y_i; \quad (3.42)$$

де  $N_{\text{вв}i}$  - розрахункове навантаження на палю;

$x_i, y_i$  - відстань від центру кожної палі в межах згинальної консолі до розглянутого перерізу, м.

Приймаємо:  $N_{\text{пл}}^{1,2,3} = 236,05 \text{ кН};$

Підставляємо у формулу, отримуємо

$$M_{1-1} = 2 \cdot 236,05 \cdot 0 = 0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-2} = 2 \cdot 236,05 \cdot 0,3 = 141,63 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{1'-1'} = (236,05 \cdot 3) \cdot 0,3 = 212,44 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коефіцієнт армування перерізу  $\alpha_m$ , визначається за формулою

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{oi}^2 R_b}; \quad (3.43)$$

де  $R_b$  - розрахунковий опір бетону стиску;

$h_{oi}$  - робоча висота кожного перерізу;

$b_i$  - ширина стиснутої зони;

$\varepsilon$  - коефіцієнт, що визначається залежно від величини  $\alpha_m$ .

Площа робочої арматури  $A_{si}$ ,  $\text{см}^2$ , визначається за формулою

$$A_{si} = \frac{M_i}{\varepsilon' h_{oi} R_s} \quad (3.44)$$

Приймаємо:  $R_b = 11,5$ ;  $R_s = 365000$  кПа для АІІ;  $b_{1-1} = 1,5\text{м}$ ,  $b_{2-2} = 1,5\text{м}$ ,  
 $b_{1'-1'} = 1,5\text{ м}$ .

Таблиця 3.4 - Розрахунок площі перерізу арматури

| Перетин | М, кНм | $\alpha_m$ | $\varepsilon_c$ | $b_i, \text{м}$ | $h_{oi}, \text{м}$ | $A^2, \text{см}^2$ |
|---------|--------|------------|-----------------|-----------------|--------------------|--------------------|
| 1 – 1   | 0      | -          | -               | 1,5             | 0,25               | -                  |
| 2 – 2   | 141,63 | 0,049      | 0,971           | 1,5             | 0,55               | 12,89              |
| 1' – 1' | 212,44 | 0,087      | 0,939           | 1,5             | 1,45               | 6,71               |

Підошва фундаменту армується однією сіткою з робочою арматурою класу А-ІІІ у двох напрямках. Крок робочої арматури приймаємо 200 мм.

Діаметр арматури у напрямку  $y_l = 1450$  10Ø12А-ІІІ,  $A_s = 15,83 \text{ см}^2 > 12,89 \text{ см}^2$ ; у напрямку  $b = 1450$  8Ø10 А-ІІІ,  $A_s = 10,56 \text{ см}^2 > 7,07 \text{ см}^2$ .

Армування підколонника та плитної частини ростверку виконується конструктивно, як і стовпчастий фундамент.

### 3.3 Вибір оптимального варіанту фундаменту

Стовпчастий фундамент є більш економічним за вартістю та менш трудомістким порівняно зі свайним, однак критерієм вибору в даному випадку буде надійність фундаменту. У пучинистих ґрунтах фундаменти неглибокого закладення є більш економічними, проте перевагу віддають пальовим, оскільки при влаштуванні фундаментів досить складно захистити ґрунти основи від промерзання, а промерзання їх призведе до деформацій фундаментів при відтаванні. Промерзання ґрунтів у пальового фундаменту практично не вплине на його стійкість. Також слід мати на увазі шар текучої супіску, який знаходиться нижче опорного шару. Таким чином, головним критерієм у даному випадку буде надійність фундаменту, тому перевагу віддаємо пальовому фундаменту.

## **РОЗДІЛ 4**

### **БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ**

#### **4.1 Загальні положення**

Охорону праці для працівників організацій слід розробляти на основі міжгалузевих і галузевих типових інструкцій з охорони праці з урахуванням вимог безпеки, викладених в експлуатаційній і ремонтній документації організацій - виробників устаткування, а також у проєктах виконання робіт на найхарактерніші умови виконання робіт.

Відповідальні за стан техніки безпеки майстри і виконроби в межах доручених їм ділянок роботи. Керівництво охороною праці, її забезпечення і відповідальність за її стан покладають на головних інженерів і начальників будівництв, а також на спеціально призначених працівників служби техніки безпеки.

Інженерно-технічним працівникам доручено не тільки забезпечувати безпечну організацію виробництва, навчання і постачання робітників спецодягом і засобами індивідуального захисту, а й здійснювати контроль за застосуванням і правильним використанням спецодягу та захисних пристосувань, за дотриманням правил техніки безпеки.

Громадський контроль за охороною праці на будівництвах здійснюють професійні спілки через комісії профспілкових організацій і громадських інспекторів.

#### **4.2 Заходи з охорони праці**

Під час виконання робіт на влаштування залізобетонних конструкцій необхідно дотримуватися вимог[32-33].

На межі території будівельного майданчика, щоб уникнути доступу сторонніх осіб, має бути виконана огорожа.

Особи, відповідальні за утримання будівельних машин у працездатному

стані, зобов'язані забезпечувати технічне обслуговування і ремонт згідно з вимогами експлуатаційних документів заводу-виробника.

До машиністів вантажопідіймальних машин повинні пред'являтися додаткові вимоги з безпеки та охорони праці. До роботи з експлуатації автобетононасоса допускаються особи не молодше 21 року, які пройшли спеціальний медичний огляд. Машиніст автобетононасоса зобов'язаний мати водійське посвідчення з правом керування транспортними засобами категорії "С" і машиніста бетононасосних установок не нижче 4 розряду, повинен вивчити конструкцію автобетононасоса та пройти інструктаж з безпеки та охорони праці. Організації та фізичні особи, які застосовують машини, транспортні засоби, виробниче обладнання та інші механізми, повинні забезпечувати їх працездатний стан.

Перелік несправностей, за яких забороняється експлуатація засобів механізації, визначається згідно з документацією заводу-виготовлювача цих засобів.

У кабіні машиніста автобетононасоса повинен бути встановлений надійний радіо- і телефонний зв'язок з місцем бетонування.

Під час бетонування необхідно контролювати виносні опори автобетононасоса і за необхідності їх вирівнювати.

Забороняється ліквідація пробок шляхом збільшення тиску в системі понад максимальний.

З'єднувати сталеві труби бетоновода з гумовотканинними шлангами необхідно за допомогою інвентарних хомутів на болтах. Застосовувати в цих цілях дріт забороняється.

Забороняється перегинати шланги з бетонною сумішшю, що рухається.

Над бетоноводами, укладеними в місцях постійного руху людей або транспортних засобів, встановлюються спеціальні містки і переходи.

Щоб уникнути перекидання автобетононасоса забороняється подовжувати кінцевий шланг стріли.

Забороняється проводити роботи під стрілою автобетононасоса, а також

піднімати стрілою будь-які вантажі.

Під час роботи в нічний час має бути забезпечено достатнє освітлення стоянки автобетононасоса і місця укладання бетонної суміші відповідно освітленості будівельних майдачиків.

Технічне обслуговування і ремонт автобетононасоса, монтаж, демонтаж бетонопроводу проводяться тільки після зупинки двигуна і скидання тиску в системі до атмосферного.

Роз'єднання бетоноводів виконується робітниками в захисних окулярах.

Під час переміщення автобетононасоса своїм ходом мають дотримуватися вимоги правил дорожнього руху.

Під час переміщення автобетононасос має перебувати в транспортному положенні.

Пересування автобетононасоса з повністю або частково висунутою стрілою забороняється.

Під час ущільнення бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмоведучі шланги не допускається, а під час перерв у роботі та при переході з одного місця на інше електровібратори необхідно відключати.

Зварювальні роботи повинні виконуватися відповідно до вимог [32-33]. Пересувні джерела зварювального струму на час їх пересування необхідно відключати від мережі.

Не допускається проводити ремонт зварювальних установок під напругою.

Довжина первинного ланцюга між пунктом живлення і пересувною зварювальною установкою не повинна перевищувати 10 м. Ізоляція проводів має бути захищена від механічних ушкоджень (ці вимоги не стосуються живлення установки по тролейній системі).

При виконанні електрозварювальних робіт на відкритому повітрі над установками і зварювальними постами повинні бути споруджені навіси з вогнетривких матеріалів. За відсутності навісів електрозварювальні роботи під час дощу або снігопаду повинні бути припинені.

До роботи з електрозварювання допускаються особи, які пройшли

відповідне навчання, інструктаж і перевірку знань вимог безпеки з оформленням у спеціальному журналі та мають кваліфікаційне посвідчення.

Під час влаштування на роботу електрозварювальники повинні пройти попередній медичний огляд, а при подальшій роботі в установленому порядку проходити періодичні медичні огляди.

Електрозварникам необхідно мати кваліфікаційну групу з електробезпеки не нижче II.

Електрозварювальники повинні забезпечуватися засобами індивідуального захисту відповідно до типових галузевих норм видачі спецодягу, спецвзуття та запобіжними пристосуваннями.

Елементи каркасів арматури необхідно пакетувати з урахуванням умов їхнього підйому, складування і транспортування до місця монтажу. Під час обробки стрижнів арматури, що виступають за габарити верстата, необхідно огорожувати робоче місце, а у 2-х сторонніх верстатів, окрім цього, розділяти верстак посередині металевою сіткою заввишки не менше 1 м. Під час різання стрижнів арматури верстатами на відрізки завдовжки менше ніж 0,3 м застосовувати пристосування, що запобігають їхньому розльоту.

Необхідно закривати щитами торцеві частини стрижнів арматури в місцях загальних проходів, що мають ширину менше 1 м.

Щоб уникнути перевантаження риштувань, не допускається зберігання на них запасів арматури.

Забороняється перебувати на каркасі до його остаточного встановлення і розкріплення та залишати без закріплення встановлену арматуру.

При виконанні робіт на висоті робочий майданчик повинен бути огорожений інвентарною огорожею заввишки не менше 1,2 м з відбійною дошкою по низу огорожі заввишки 10 см.

Для проходу людей при бетонуванні конструкції по арматурних каркасах повинні бути укладені дерев'яні настили.

Забороняється працювати з неперевірених риштувань, риштувань, а також настилів, покладених на випадкові нестійкі опори.

Пожежну безпеку на будівельному майданчику слід забезпечувати відповідно до вимог[2].

Усі, хто працює, мають бути проінструктовані з правил пожежної безпеки. У кожній зміні має бути призначений відповідальний за протипожежну безпеку.

Будівельний майданчик має бути забезпечений протипожежним обладнанням та інвентарем згідно з [14]. Характер протипожежного обладнання встановлюють за погодженням із місцевими органами державного пожежного нагляду залежно від ступеня пожежної небезпеки об'єкта та його державного значення.

Для дотримання екологічних норм на будівельному майданчику розміщують ємність для зливу забрудненої води після промивання бетононасоса та установку для миття коліс зі зворотним циклом водопостачання. Забороняється спалювання будівельного сміття на майданчику. Будівельне сміття має бути вивезено, для чого використовуються контейнери.

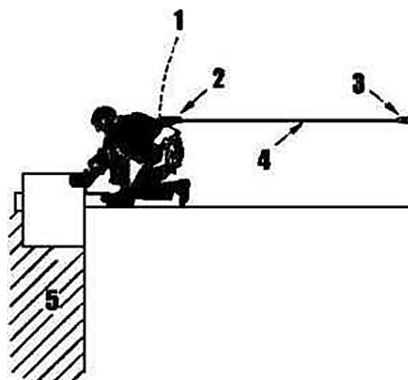
#### **4.3 Системи забезпечення безпеки робіт та їх види**

Системи забезпечення безпеки робіт на висоті поділяються на такі види:

Утримувальна система (рис.4.1).

Позначення на схемі: утримувальна прив'язь (1 - пояс запобіжний безлямковий), що охоплює тулуб людини та складається з окремих деталей, які у поєднанні зі стропами фіксують працівника на певній висоті під час роботи; пристрій для з'єднання компонентів, що відчиняється та дає змогу працівникові приєднувати строп для того, щоб з'єднати себе прямо або побічно з опорою, далі - сполучний елемент (2 - карабін); анкерна точка кріплення (3), до якої може бути прикріплений засіб індивідуального захисту після монтажу анкера (2 - карабіни); анкерна точка кріплення (2 - анкерні елементи); анкерний елемент (2 - карабіни); анкерна точка кріплення (3), до якої може бути прикріплений засіб індивідуального захисту після монтажу анкера (3 - анкерна точка кріплення). Компоненти та елементи утримувальних систем повинні витримувати статичне

навантаження не менше 15 кН, а стропи, виконані із синтетичних матеріалів, не менше 22 кН.

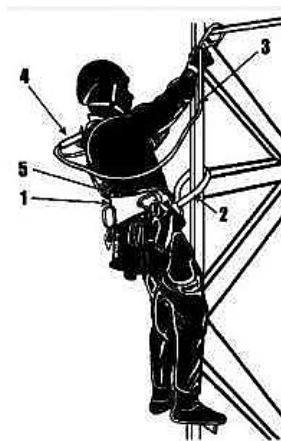


1 - утримувальна прив'язь (пояс запобіжний безлямковий); 2 - пристрій для з'єднання компонентів, що відкривається (працівник - строп-опора) прямо або опосередковано через карабін; 3 – анкерна точка кріплення; 4 - строп регульованої довжини, що перебуває в натягнутому стані, для утримання працівника; 5 - перепад висот понад 1,8 м.

Рисунок 4.1 - Утримувальна система

#### Система позиціонування.

Система, що дає змогу працівникові працювати з підтримкою, за якої падінню запобігають. Позначення на рисунку 4.1: поясний ремінь (1) для підтримки тіла, що охоплює тіло за талію; строп регульованої довжини, що знаходиться в натягнутому стані (2), для робочого позиціонування, що використовується для з'єднання поясного ремня з анкерною точкою або конструкцією, охоплюючи її, як засіб опори; строп з амортизатором (3); страхова прив'язь (4). Поясний ремінь системи позиціонування може входити як компонент до складу страхувальної системи. Працівник під час використання системи позиціонування має бути завжди приєднаний до страхувальної системи. Під'єднання повинно проводитися без будь-якої слабину в анкерних канатах або сполучних стропах.



1 - поясний ремінь охоплює тіло за талію; 2 - строп регульованої довжини в натягнутому стані зафіксований з анкерною точкою або конструкцією; 3 - строп з амортизатором; 4 - страхова прив'язь.

Рисунок 4.2 - Система позиціонування

Страхувальна система.

Система, що складається зі страхувальної прив'язі та підсистеми, що приєднується для страховки.

Позначення на рисунку 4.2: структурний анкер (1) на кожному кінці анкерної лінії; анкерна лінія з гнучкого каната або троса між структурними анкерами (2); строп (3); амортизатор (4); страхувально-амортизуюча прив'язь (5 - пояс запобіжний лямковий) як компонент страхувальної системи для обхвату тіла людини з метою запобігання падінню з висоти, що може містити з'єднувальні стропи, пряжки та елементи, закріплені відповідним чином, для підтримки всього тіла людини та для утримання тіла під час падіння і після нього.

Під'єднання сполучно-амортизуючої підсистеми до працівника здійснюється за елемент прив'язі, що має маркування А.

Приєднання до точки, розташованої на спині та позначеної на схемі літерою А, є найкращим, оскільки унеможливорює випадкове її від'єднання (відстібання) самим працівником і не створює перешкод під час виконання робіт.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено проєктні рішення холодного складу глиноскховища для потреб цегельного заводу в місті Шостка. Виконана робота має прикладний інженерний характер і спрямована на створення складської будівлі, яка забезпечує раціональне зберігання глини як основної сировини для виробництва цегли, зручність її подальшого використання у технологічному процесі та належну надійність несучих конструкцій.

Актуальність прийнятих рішень зумовлена необхідністю впорядкування складського господарства промислового підприємства. Розміщення глиноскховища безпосередньо на території цегельного заводу дає змогу скоротити внутрішньозаводські транспортні переміщення, забезпечити необхідний запас сировини поблизу виробництва та підвищити загальну ефективність організації виробничої території. Проєктована будівля не потребує опалення, однак повинна забезпечувати захист сировини від атмосферних впливів, достатню просторову жорсткість і стійкість конструктивної системи.

Поставлена у роботі мета досягнута шляхом розроблення архітектурно-будівельних і конструктивних рішень холодного складу, виконання розрахунку основних елементів каркаса, проєктування фундаментів з урахуванням інженерно-геологічних умов майданчика, а також опрацювання заходів з безпеки життєдіяльності та охорони праці.

У процесі виконання архітектурно-будівельного розділу наведено характеристику району будівництва та основні розрахункові дані, що впливають на вибір проєктних рішень. Будівля запроєктована як одноповерхова неопалювана складська споруда прямокутної форми в плані. Таке об'ємно-планувальне рішення відповідає функціональному призначенню глиноскховища, забезпечує зручне розміщення складованої сировини та створює умови для її завезення, переміщення й подальшого використання у виробничому процесі. Архітектурно-конструктивне рішення будівлі прийнято з урахуванням промислового характеру об'єкта та умов його експлуатації. Основу будівлі становить каркасна

конструктивна система із залізобетонними колонами перерізом  $400 \times 400$  мм, сталевими кроквяними фермами, прогонами та системою зв'язків. Огороджувальні конструкції передбачено з профільованого листа С21, покриття також виконано з профільованого листа. Таке рішення є технічно доцільним для неопалюваної складської будівлі, оскільки поєднує простоту конструктивного виконання, технологічність монтажу та відповідність експлуатаційним вимогам.

У роботі враховано умови пожежної безпеки під час експлуатації будівлі. Передбачено функціональне зонування території складу, під'їзні шляхи з твердим покриттям для пожежної техніки, протипожежний водопровід, евакуаційні та аварійні виходи, а також вогнезахисну обробку сталевих ферм, прогонів і зв'язків. Прийняті заходи спрямовані на своєчасне виявлення небезпечних ситуацій, забезпечення евакуації та створення умов для ефективного гасіння пожежі.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано компонування конструктивної схеми каркаса будівлі. Каркас прийнято рамно-зв'язковим: у поперечному напрямку робота будівлі забезпечується поперечними рамами, а в поздовжньому — системою вертикальних зв'язків між колонами. Просторова незмінність споруди досягається спільною роботою залізобетонних колон, сталевих кроквяних ферм, прогонів, зв'язків по покриттю та жорстким закріпленням колон у фундаментах. Таке компонування забезпечує необхідну геометричну сталість каркаса як у період монтажу, так і під час експлуатації будівлі.

Окремо виконано розрахунок прогону покриття П1. У розрахунку враховано навантаження від власної ваги прогону, ваги покрівельного покриття та снігового навантаження. Вітрове навантаження для розрахунку прогону не враховувалося як таке, що за прийнятих умов дії розвантажує елемент покриття. За результатами статичного розрахунку прийнято прогін зі швелера 24П. Перевірками встановлено, що прийнятий переріз забезпечує міцність і жорсткість елемента, а загальна стійкість прогону забезпечується кріпленням покрівельного покриття.

Важливою частиною роботи став розрахунок і конструювання сталевोї кроквяної ферми в осях А–Е. Для ферми прийнято односхилу конструктивну схему з трикутною решіткою та додатковими стійками. Матеріалом основних елементів ферми прийнято сталь С345, що відповідає характеру роботи несучої конструкції та умовам експлуатації будівлі. Розрахункові зусилля в стрижнях ферми визначено за допомогою програмного комплексу ЛІРА із прикладанням постійного та снігового навантажень до верхнього поясу. За результатами розрахунку підібрано перерізи основних елементів кроквяної ферми. Для верхнього поясу прийнято парні рівнополічні куточки 2L140×9, для нижнього поясу — 2L140×10, для більшості елементів решітки — 2L100×8. Стійки прийнято з нормального двотавра ІЗ5Ш2. Підібрані перерізи відповідають отриманим розрахунковим зусиллям і забезпечують надійну роботу ферми у складі покриття складської будівлі. У роботі також розглянуто конструювання вузлів кроквяної ферми. Для окремих характерних вузлів визначено розміри зварних швів, необхідних для кріплення стрижнів до фасонок, перевірено міцність швів і встановлено конфігурацію вузлових фасонок. Це дозволило не лише виконати загальний розрахунок ферми, а й деталізувати її конструктивне виконання з урахуванням вимог надійності з'єднань.

При розрахунку фундаментів проаналізовано інженерно-геологічні умови будівельного майданчика. Ґрунтова основа представлена насипним ґрунтом, пластичним супіском, текучим супіском і дрібним піском середньої щільності, насиченим водою. Наявність пучинистих ґрунтів і шару текучого супіску зумовила необхідність уважного вибору фундаментного рішення, оскільки саме робота основи значною мірою визначає надійність усієї будівлі. Розглянуто два варіанти фундаментного рішення: фундамент неглибокого закладення та пальовий фундамент із забивних паль. Для фундаменту неглибокого закладення виконано визначення глибини закладення, розрахунок розмірів подошви, перевірку роботи основи за деформаціями, а також конструктивне опрацювання фундаменту стаканного типу під залізобетонну колону. Незважаючи на економічну привабливість такого рішення, його застосування у заданих ґрунтових

умовах є менш надійним через ризик деформацій, пов'язаних із промерзанням і відтаванням пучинистих ґрунтів.

Для підвищення надійності будівлі розглянуто пальовий фундамент із забивних паль. За результатами порівняння варіантів перевагу надано саме пальовому фундаменту, оскільки він менш чутливий до впливу сезонного промерзання ґрунтів і краще відповідає інженерно-геологічним умовам майданчика. Такий вибір є обґрунтованим, оскільки основним критерієм для даної будівлі є не мінімальна трудомісткість, а забезпечення надійності та стійкості фундаментної частини протягом усього строку експлуатації.

У розділі безпеки життєдіяльності та охорони праці розглянуто загальні положення щодо організації безпечного виконання робіт, обов'язки відповідальних осіб і необхідність дотримання вимог безпеки під час будівельно-монтажних процесів. Окрему увагу приділено заходам з охорони праці, які мають враховуватися під час виконання робіт на будівельному майданчику, зокрема організації робочих місць, використанню засобів індивідуального захисту, безпечній експлуатації машин, механізмів та інструментів. Також у роботі розглянуто системи забезпечення безпеки робіт та їх види. Їхнє застосування спрямоване на зменшення ризику травмування працівників, попередження аварійних ситуацій, підвищення організованості будівельного виробництва та забезпечення безпечних умов праці під час зведення і подальшої експлуатації складської будівлі.

Таким чином, у роботі послідовно вирішено поставлені завдання: розроблено архітектурно-будівельну характеристику об'єкта, скомпоновано конструктивну схему каркаса, виконано розрахунок прогону покриття, розраховано та законструйовано сталеву кроквяну ферму, розглянуто і порівняно варіанти фундаментів, а також опрацьовано заходи з безпеки життєдіяльності та охорони праці. Прийняті рішення є технічно обґрунтованими, взаємопов'язаними між собою та відповідають призначенню холодного складу глиноскладища як складської споруди промислового підприємства.

## БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Биків, Н. З. (2020). Застосування сплавів з пам'яттю форми для підвищення стійкості конструкцій при динамічних навантаженнях. Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 26-26.
9. Hud, M., Koval, I., & Frankiv, M. (2024). Переваги та недоліки легких сталевих тонкостінних конструкцій. *SWorldJournal*, (25-02), 15-22.
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Hud, M., Chornomaz, N., Ihnatieva, V., & Koval, I. (2022). Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool. *Вісник Тернопільського національного технічного університету*, 106(2), 133-137.
12. Конончук, О. П., Лещук, М. Р., Винницький, М. В., Лещишена, О. В., Бариш, С. В., & Антоняк, Я. В. (3.5). Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі

сучасних технологій “, 20-20.

13. Кіцак, І., & Коваль, І. В. (2022). Визначальні фактори енергоефективності будівлі. *Матеріали V Міжнародної студентської науково-технічної конференції "Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання"*, 146-146.

14. Закон України "Про пожежну безпеку". – Київ: Верховна Рада України, 1993.

15. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.

16. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.

17. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 96 с.

18. ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. – К.: Мінрегіон, 2021.

19. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри.

20. ДСТУ Б В.2.7-233:2010 Будівельні матеріали. Склопакети клеєні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 38 с.

21. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіон України, 2021 (чинний з 01.09.2022). – 23 с.

22. ДСТУ Б EN ISO 10077-1:2016 Теплотехнічні характеристики вікон, дверей та віконниць. Розрахунок коефіцієнта теплопередачі. Частина 1. Загальна методика. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 37 с.

23. ДСТУ Б EN 15251:2011 Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель з урахуванням якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN 15251:2007, IDT). – К.: Мінрегіон України, 2011. – 72 с.

24. ДБН В.2.6-31:2016. Покриття підлог. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016.

25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд / Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.

26. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.
27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.
28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. — 64 с.
29. Ясній, В. П., & Микитишин, Т. (3.7). Вплив форми та розміру зразків на міцність бетону за стиску. Вісник Тернопільського національного технічного університету, 111(3.8), 97-105.
30. Щепановський, В., Лебедєва-Скочеляс, Н., Янковий, С., & Ясній, В. П. (3.9). Моделювання поведінки залізобетонної балки підсиленої сплавом із пам'яттю форми. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 47-48.
31. Політов, Л. Л., & Коваль, І. В. (2020). Принципи проектування сейсмостійких будівель. *Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 1, 115-115.
32. Древницький, В. І., & Коваль, І. В. (2020). Теплоізоляція стіни різними ізоляційними шарами. *Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 1, 62-62.
33. Гаврилишин, Р. І., & Коваль, І. В. (2023). Вогнестійкість EPS сендвіч-панелей. *Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 27-27.
34. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. — 38 с.
35. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. — 50 с.