

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 цеху з виробництва дерев'яних конструкцій для
малоповерхового цивільного будівництва

Виконав: студент IV курсу, групи МБ-41
спеціальності _____

192 "Будівництво та цивільна інженерія"

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис) Ласкевич О. С.
(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис) Коваль І. В.
(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис) Мещерякова О. М.
(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис) Ясній В.П.
(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис) Качка О. І.
(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 Ласкевичу Олександрю Степановичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект цеху з виробництва дерев'яних конструкцій для малоповерхового цивільного будівництва

Керівник роботи Коваль Ігор Володимирович, кандидат технічних наук, доцент кафедри БМ
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «22» січня 2026 року № 4/9-53.

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

Об'єкт проектування - цех з виробництва дерев'яних конструкцій; у пояснювальній записці опрацьовано цех остаточної обробки сухих пиломатеріалів деревообробного підприємства.

Вихідні умови - виробничий майданчик у північному кліматичному районі; одноповерхова опалювана будівля з металевим каркасом, сендвіч-панелями, вбудованими допоміжними приміщеннями та пальовими фундаментами.

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити) _____
Розробити вихідні дані, генеральні, архітектурно-будівельні та об'ємно-планувальні рішення виробничого цеху.

Обґрунтувати технологічну схему остаточної обробки сухих пиломатеріалів, з'єднання елементів по довжині та виготовлення погонажних виробів.

Прийняти конструктивну схему металевих каркасів з поперечними двосхилими рамами, сталевими колонами, ригелями, зв'язками та огорожувальними сендвіч-панелями.

Виконати теплотехнічні розрахунки зовнішніх стін, покриття та заповнення прорізів; передбачити природне освітлення, оздоблення і протипожежні заходи.

Виконати розрахунок поперечної рами в ПК SCAD, визначити невігідні комбінації зусиль і перевірити основні елементи металевих каркасів.

Проаналізувати інженерно-геологічні умови, запроєктувати пальові фундаменти, розробити технологічний та безпековий розділи.

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

Креслення графічної частини - не менше 6 аркушів формату А1 (594 x 841 мм).

6. Консультанти розділів роботи

[illegible]

7. Дата видачі завдання _____ 22.01.2026

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Ласкевич О.С.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Коваль І.В.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	9
1.1 Вихідні дані для проєктування	9
1.2 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	10
1.3 Теплотехнічний розрахунок.....	12
1.4 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень	14
1.5 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва	15
1.6 Опис рішень щодо оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	15
1.7 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень, у яких постійно перебувають люди	19
1.8 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та інших впливів	20
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	21
2.1 Металевий каркас будівлі, розрахунок поперечної рами	21
2.1.1 Вибір розрахункової схеми рами.....	21
2.1.2 Сума навантажень на раму.....	22
2.1.3 Визначення розрахункових комбінацій зусиль.....	26
2.1.4 Розрахунок балки перекриття	29

2.1.5 Розрахунок центральної колони	30
2.1.6 Розрахунок анкерних болтів кріплення колони	33
2.2 Фундаменти (варіантне проєктування)	34
2.2.1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика	35
2.2.2 Проєктування стовпчастого фундаменту	37
2.2.3 Визначення глибини закладення фундаменту	38
2.2.4 Визначення навантажень, що діють на фундамент і основу	39
2.2.5 Визначення розмірів основи фундаменту	41
2.2.6 Визначення розрахункового опору ґрунту фундаменту	42
2.2.7 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями	43
2.2.8 Визначення осідання основи методом пошарового підсумовування	45
2.2.9 Проєктування стовпчастого фундаменту	48
2.2.10 Проєктування пальового фундаменту	52
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ ТА ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	63
4.1 Заходи з охорони праці та техніки безпеки	63
4.2 Заходи щодо охорони навколишнього середовища та раціонального використання природних ресурсів	64
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	65
БІБЛІОГРАФІЯ	68

ВСТУП

Виготовлення дерев'яних конструкцій для малоповерхового цивільного будівництва потребує організованої виробничої бази, що забезпечує підготовку, остаточну обробку та комплектування пиломатеріалів і конструктивних елементів. Для таких підприємств принципове значення мають не лише технологічне оснащення та послідовність виробничих операцій, а й раціональне планування приміщень, надійність несучих конструкцій, забезпечення нормативного мікроклімату, пожежної безпеки та охорони праці.

Актуальність роботи пов'язана з необхідністю проєктування сучасної виробничої будівлі, призначеної для виготовлення дерев'яних конструкцій, які можуть застосовуватися у малоповерховому житловому та цивільному будівництві. Умови експлуатації такого об'єкта вимагають створення достатнього за площею та висотою виробничого простору, розміщення технологічного обладнання, допоміжних і адміністративно-побутових приміщень, а також забезпечення надійної роботи каркаса за дії постійних, снігових і вітрових навантажень.

Об'єктом проєктування є цех з виробництва дерев'яних конструкцій для малоповерхового цивільного будівництва, розташований у с. Долина Івано-Франківської області. Будівництво передбачається як нове. Під час формування проєктних рішень враховано природно-кліматичні умови району, сейсмічність території, розрахункові температури зовнішнього повітря, тривалість опалювального періоду та вплив вітрових навантажень.

Будівля цеху призначена для остаточної обробки сухих пиломатеріалів і виробництва дерев'яних конструкцій. Основним функціональним ядром об'єкта є виробниче приміщення, у межах якого передбачається розміщення технологічного обладнання та виконання виробничих операцій. До складу будівлі також входять електрощитова, компресорна, санітарно-побутові приміщення, сходові клітки,

кабінет начальника цеху, приміщення майстра зміни й майстра-технолога, кімната електрика, гардероб та кімната відпочинку персоналу.

Прийнята об'ємно-планувальна структура забезпечує функціональний зв'язок між виробничою та адміністративно-побутовою частинами будівлі. Розміщення допоміжних приміщень у межах цеху дозволяє скоротити внутрішні переміщення працівників, створити належні санітарно-гігієнічні умови та забезпечити контроль за виконанням технологічних процесів. Робочі місця організовано з урахуванням природного освітлення через віконні прорізи та вітражні конструкції, а за потреби передбачається застосування штучного освітлення.

Конструктивна схема будівлі прийнята каркасною зі сталевими несучими елементами. Основу просторової системи становлять поперечні двосхилі рами, утворені сталевими колонами та ригелями. Поздовжню жорсткість каркаса забезпечують вертикальні зв'язки по колонах, а стійкість покриття — горизонтальні зв'язки та жорстка робота рам. Така конструктивна схема дає змогу створити вільний виробничий простір, зручний для розташування обладнання, переміщення матеріалів і виконання технологічних операцій.

Зовнішні стіни цеху передбачено із тришарових стінових сендвіч-панелей з мінераловатним утеплювачем. Покриття також виконується із покрівельних сендвіч-панелей, що забезпечують необхідні теплозахисні характеристики та захист внутрішніх приміщень від атмосферних впливів. Для вбудованих адміністративно-побутових приміщень застосовуються цегляні стіни, перегородки з гіпсокартонних систем і монолітні перекриття по профільованому настилу.

Особливе місце у роботі займає розрахунково-конструктивне обґрунтування металевих каркасів будівлі. Для поперечної рами виконано збір постійних навантажень від власної ваги несучих і огорожувальних конструкцій, а також тимчасових снігових і вітрових навантажень. За результатами розрахунку виконано перевірку балки перекриття, центральної колони та анкерних болтів її кріплення.

Метою кваліфікаційної роботи є розроблення архітектурно-будівельних, конструктивних і фундаментних рішень цеху з виробництва дерев'яних конструкцій для малоповерхового цивільного будівництва з урахуванням технологічного призначення об'єкта, природно-кліматичних умов району будівництва, вимог енергоефективності, пожежної безпеки, надійності сталевих каркасів та безпечної експлуатації будівлі.

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

1. Проаналізовано вихідні дані для проєктування, функціональне призначення об'єкта та природно-кліматичні умови району будівництва.
2. Обґрунтовано об'ємно-планувальне рішення виробничого цеху, визначено склад основних, допоміжних, технічних і адміністративно-побутових приміщень.
3. Розглянуто архітектурно-художнє вирішення фасадів, внутрішнє оздоблення приміщень, рішення підлог, світлопрозорих конструкцій та покриття.
4. Виконано теплотехнічну оцінку зовнішніх стін, покриття, віконних і дверних заповнень із визначенням відповідності огорожувальних конструкцій вимогам теплозахисту.
5. Передбачено заходи щодо природного освітлення приміщень, захисту від шуму, вібрації, пилу та інших виробничих впливів.
6. Прийнято каркасну конструктивну схему будівлі зі сталевими колонами, ригелями, покрівельними прогонами, системою вертикальних і горизонтальних зв'язків.
7. Виконано збір навантажень на поперечну раму, включно з постійними навантаженнями від несучих і огорожувальних конструкцій, сніговими та вітровими впливами.
8. Проведено статичний розрахунок поперечної рами та визначено розрахункові комбінації внутрішніх зусиль.

9. Виконано перевірку міцності, жорсткості та стійкості балки перекриття, центральної колони та елементів її кріплення.

10. Розглянуто інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та виконано варіантне проектування стовпчастого і пальового фундаментів.

11. Опрацьовано заходи з охорони праці, техніки безпеки, пожежної безпеки, захисту довкілля та раціонального використання природних ресурсів.

Вихідними даними для проектування є функціональне призначення об'єкта як цеху з виробництва дерев'яних конструкцій, розміщення будівлі в с. Долина Івано-Франківської області, одноповерхова виробнича структура з вбудованими адміністративно-побутовими приміщеннями, сталева каркасна система, сендвіч-панелі стін і покриття, монолітні перекриття вбудованих приміщень, а також необхідність вибору раціонального фундаментного рішення.

Методи виконання роботи включають аналіз функціональних, архітектурних і конструктивних вимог до виробничої будівлі, теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій, визначення розрахункових навантажень, моделювання поперечної рами в програмному комплексі SCAD Office, перевірку сталевих елементів за граничними станами та проектування фундаментів різних типів.

Практичне значення роботи полягає у розробленні технічно обґрунтованого проектного рішення цеху, яке забезпечує необхідні умови для виробництва дерев'яних конструкцій, функціональне розміщення виробничих і побутових приміщень, надійну роботу металевого каркаса, належний рівень теплозахисту та безпечну експлуатацію об'єкта.

Ключові слова: ЦЕХ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ, СТАЛЕВИЙ КАРКАС, СЕНДВІЧ-ПАНЕЛІ, ПОПЕРЕЧНА РАМА, ПАЛЬОВИЙ ФУНДАМЕНТ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Вихідні дані для проєктування

Об'єкт будівництва — цех з виробництва дерев'яних конструкцій для малоповерхового цивільного будівництва за адресою: с. Долина, Івано-Франківська обл.

Вид будівництва — нове будівництво.

Місце будівництва — с. Долина, Івано-Франківська обл.

Сейсмічність — 6 балів.

Розрахункова температура повітря найхолоднішої п'ятиденки з імовірністю 0,92: -40°C .

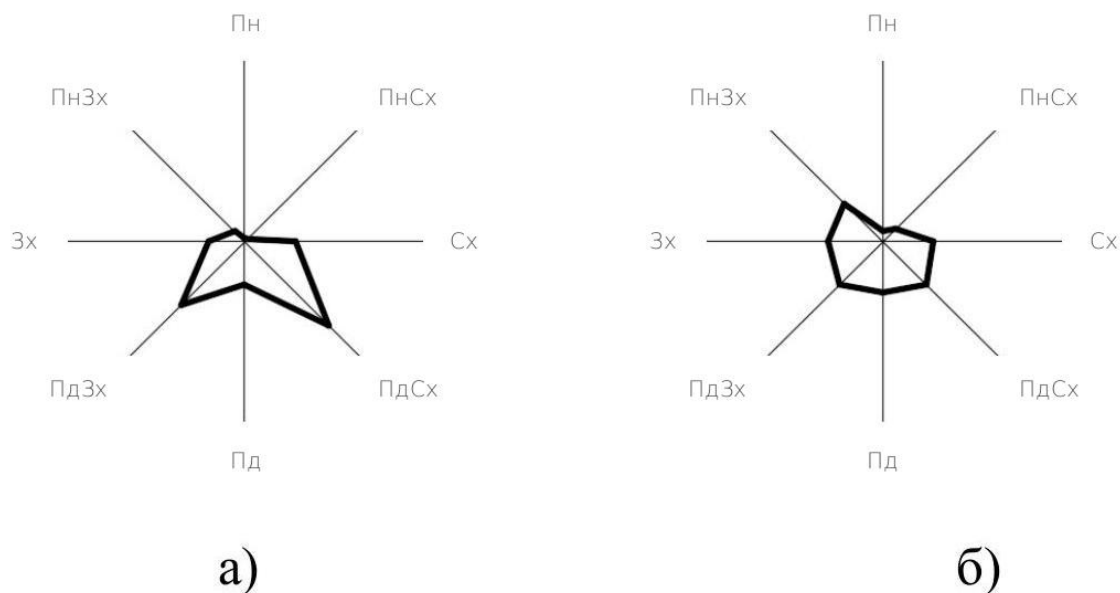
Температура опалювального періоду $t_{ht} = -9,6^{\circ}\text{C}$. Тривалість опалювального періоду $z_{ht} = 245$. Повторюваність напрямків вітру наведена в таблицях 1.1, 1.2.

Таблиця 1.1 - Повторюваність напрямків вітру для січня

Румби	Пн	ПнСх	ПнЗх	ПдСх	Пд	ПдЗх	Зх	ПнЗх
Повторюваність, %	1	1	14	33	12	25	10	4

Таблиця 1.2 - Повторюваність напрямків вітру для липня

Румби	Пн	ПнСх	ПнЗх	ПдСх	Пд	ПдЗх	Зх	ПнЗх
Повторюваність, %	3	5	14	17	14	17	15	15



а) для січня; б) для липня.

Рисунок 1.1 - Вітрові рози

1.2 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації

Об'ємно-планувальні рішення прийняті виходячи з вимог технологічного процесу. Будівельні розміри в плані, висота основних і допоміжних приміщень встановлені відповідно до вимог чинних нормативних документів.

Цех остаточної обробки сухих пиломатеріалів включає в себе:

На відмітці 0,000:

1. Цех;
2. Електрощитова;
3. Санвузол;
4. Компресорна;
5. Сходові клітки.

На відмітці +4,200:

6. Сходові клітка;
7. Коридор;
8. Кабінет начальника цеху;
9. Кабінет майстра зміни та майстра-технолога;
10. Приміщення електрика;
11. Гардероб верхнього одягу;
12. Кімната відпочинку.

Таблиця 1.3- ТЕП

Назва	Площа	Одиниці
Загальна площа цеху	3456,29	м ²
Площа забудови	4226,47	м ²
Обсяг будівництва	44983,32	м ³

Характеристики будівлі: вопролітна одноповерхова будівля

Будівля опалюється.

Фундаменти — залізобетонні пальові.

Зовнішні стіни — тришарові, стінові сендвіч-панелі виробництва компанії із заповненням з мінераловатного утеплювача товщиною 120 мм.

Внутрішні стіни вбудованого адміністративно-побутового корпусу із звичайної цегли 1 НФ/100/20/50, товщиною 250 мм.

Цегляні перегородки товщиною 120 мм і висотою понад 3 м армувати сіткою 4С(3ВР1 — 40/3ВР1 — 40)100 через кожні 5 рядів кладки.

Монтаж перегородок із ГКЛВ «Knauff» марки С112.

Перекриття вбудованих приміщень — монолітна плита товщиною 120 мм на незнімній опалубці з профнастилу Н75

Покриття вбудованих приміщень — монолітна плита товщиною 120 мм на незнімній опалубці з профнастилу Н75.

Покриття будівлі — тришарові покрівельні сендвіч-панелі виробництва із заповненням з мінераловатного утеплювача товщиною 150 мм.

1.3 Теплотехнічний розрахунок

Вологісний режим приміщень приймається як нормальний. Розрахункові коефіцієнти теплопровідності матеріалів приймаються для умов експлуатації Б.

Конструкція зовнішньої стіни наведена на рисунку 1.2.

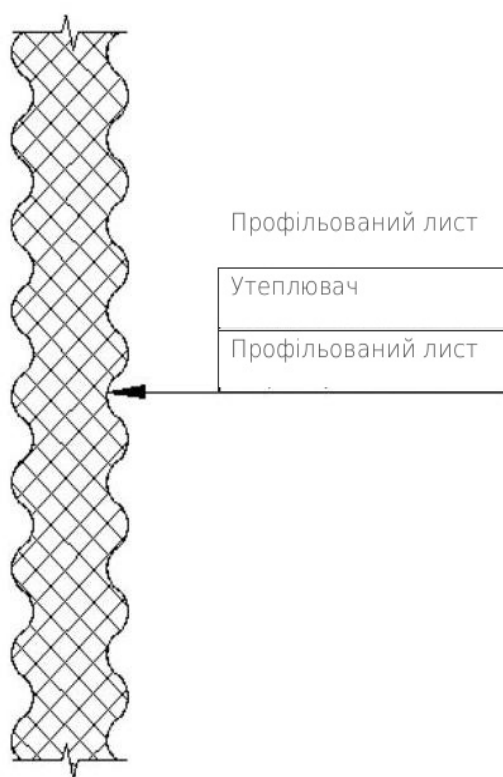


Рисунок 1.2 - Конструкція стіни

Обчислюємо градусо-доби опалювального періоду виходячи з умов енергозбереження за формулою

$$D_d = (t_{\text{int}} - t_{ht}) \cdot z_{ht} \quad (1.1)$$

$\text{дет}_{ht} = -9,6^\circ\text{C}$ згідно з [4];

$$z_{ht} = 145 \text{ діб згідно з [4],}$$

$$t_{\text{int}} = +19^{\circ}\text{C}$$

$$D_d = (19 - (-9,6)) \cdot 245 = 7007 \text{ град} - \text{діб}$$

Необхідний опір теплопередачі конструкції стіни розраховується за формулою

$$R_{req} = a \cdot D_d + b \quad (1.2)$$

$$a = 0,0002 \text{ згідно з [15];}$$

$$D_d = 7007 \text{ град} - \text{діб}$$

$$b = 1 \text{ для огорожувальних конструкцій}$$

$$R_{req} = 0,0002 \cdot 7007 + 1,0 = 2,4 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$$

Підбираємо тришарові стінові сендвіч-панелі з $R \geq 2,4 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$. Вибрано стінові сендвіч-панелі $t = 120 \text{ мм}$ з теплоізоляцією з мінеральної вати з наведеним опором теплопередачі $R = 2,92 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$.

Конструкція покриття — покрівельні сендвіч-панелі. Оскільки величина D_d відрізняється від табличного значення, нормоване значення опору теплопередачі покрівельних конструкцій слід визначати за формулою (1.3):

$$R_{req} = a \cdot D_d + b \quad (1.3)$$

де

$$a = 0,0002 \text{ згідно з [2];}$$

$$D_d = 7007 \text{ град} - \text{діб}$$

$$b = 1 \text{ для покрівлі}$$

$$R_{req} = 0,00025 \cdot 7007 + 1,5 = 3,25 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$$

Підбираємо тришарові покрівельні сендвіч-панелі з $R \geq 3,25 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$. Приймаються покрівельні сендвіч-панелі $t = 150 \text{ мм}$ з теплоізоляцією з мінеральної вати та наведеним опором теплопередачі $R = 3,61 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$.

Опір теплопередачі віконних та дверних прорізів визначається за формулою (1.4)

$$R_{req} = a \cdot D_d + b \quad (1.4)$$

$D_d = 7007$ град — діб

$b = 0,2$ для прорізів.

$$R_{req} = 0,000025 \cdot 7007 + 0,2 = 0,38 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$$

$a = 0,000025$ згідно з [2];

Для заповнення світлових прорізів передбачається двокамерний склопакет в одинарній ПВХ-рамці зі звичайного скла з відстанню між стеклами 8 мм 4М1 — 8 — 4М1 — 8 — М1 ($R_{req} = 0,49 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$).

1.4 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень

На формування зовнішнього вигляду проєктованої будівлі вплинули навколишнє середовище, розмір і форма ділянки, виділеної під забудову, а також норми пожежної безпеки.

Ступінь вогнестійкості — II.

Металевий каркас будівлі складається з поперечних двосхилих рам по літерних осях прольотом 12 м. Крок рам прийнято 6 м. Мінімальна відмітка низу ригелів 8,0 м.

Стійкість каркаса в поздовжньому напрямку забезпечується вертикальними зв'язками по колонах, у поперечному — жорсткими вузлами рам.

Стійкість покрівлі забезпечується горизонтальними зв'язками покрівлі та жорсткими рамами каркаса.

Елементи несучих конструкцій, що не беруть участі у забезпеченні загальної стійкості та геометричної незмінності будівлі, — фахверки та другорядні елементи.

1.5 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

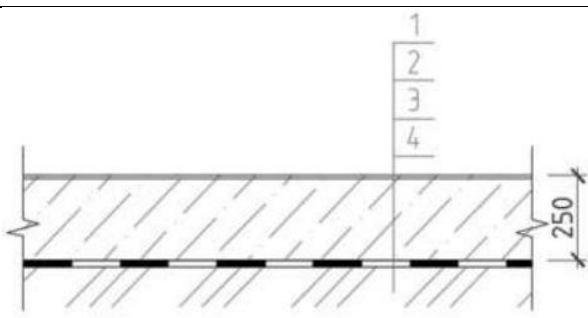
Будівля цеху остаточної обробки сухих пиломатеріалів виконана у стилі функціоналізму, використано прямокутні форми у поєднанні зі скатною покрівлею. Кольорове рішення фасадів гармонійно поєднується з колірним оформленням лісопильного виробництва.

1.6 Опис рішень щодо оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

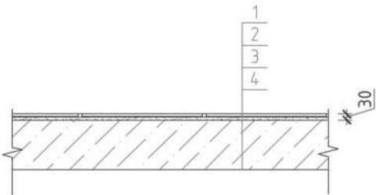
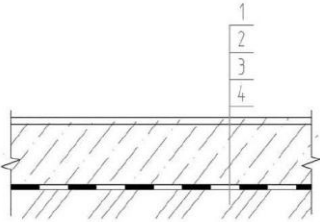
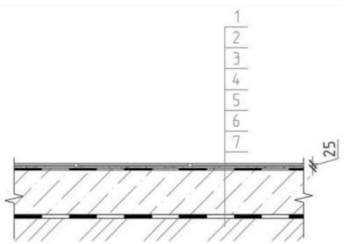
Конструкція підлог обрана відповідно до функціонального призначення приміщень.

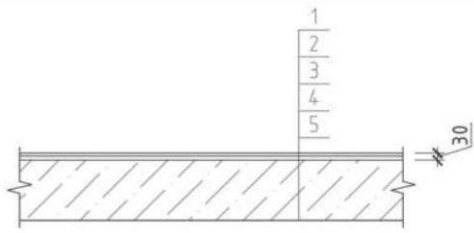
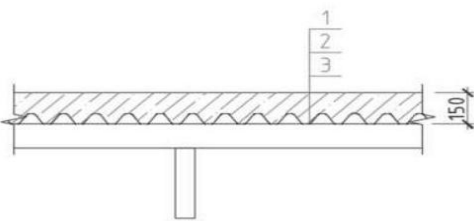
Експлікація підлог наведена в таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 - Експлікація підлог

Найменування або номер приміщення за проєктом	Тип підлоги	Схема підлоги або номер вузла за проєктом	Елементи підлоги та їхня товщина	Площа підлоги, м ²
1.1, 1.2, 1.3, 1.6, 1.14	1		Покриття підлоги — топпінг; Основа — монолітна залізобетонна плита 250 мм; Геомембрана Ущільнений ґрунт основи пошарово до $K = 0.94$	2160

Продовження таблиці 1.3

Найменування або номер приміщення за проєктом	Тип підлоги	Схема підлоги або номер вузла за проєктом	Елементи підлоги та їхня товщина	Площа підлоги, м ² підлоги, м ²
2.1, 2.2	2		Неполірована керамогранітна плитка 8 мм; Цементно- клейова суміш 5 мм; Вирівнювальна цементно- піщана стяжка 17 мм; Монолітна залізобетонна плита	53,19
1,5, 1,9, 1,10, 1,11	3		Покриття підлоги — полімерна композиція; Основа — монолітна залізобетонна плита 250 мм; Геомембрана; Ущільнений грунт основи	114,97
1.7, 1.8, 1.12	4		Неполірована керамогранітна плитка 8 мм; Цементно- клейова суміш 5 мм; Цементно- піщана стяжка 12 мм; Гідроізоляційна мастика «Акватрон 6»; Основа — монолітна	14,82

			залізобетонна плита 250 мм; Геомембрана; Ущільнений грунт основи	
2.3, 2.4, 2.5, 2.6	5		Комерційний лінолеум 2 мм; Клей на дисперсній основі; Грунтовка; Вирівнювальна стяжка 3 цементно- піщаного розчину — 30мм ; Залізобетонна плита	71,94
1.4, 1.13	6		Покриття підлоги — полімерне просочення; Основа — монолітна залізобетонна плита товщиною 150 мм на металопрофілі Н57-7500,8; Несуча металева конструкція підлоги	119,01

Матеріали, що використовуються для внутрішнього оздоблення, відповідно до їхнього функціонального призначення, повинні мати сертифікати, гігієнічні висновки та дозволів застосування в будівлях промислового призначення.

Звіт про оздоблення приміщень наведено в таблиці 1.4

Таблиця 1.4 - Перелік оздоблення приміщень

Найменування або номер приміщення	Стеля		Стіни або перегородки		При мітка
	Вид оздоблення	Пло ща	Вид оздоблення	Плош а	
Приміщення КІПіА	Затирка (Atlas) — акрилова універсальна грунтовка. Латексна фарба	65,66	Штукатурка. Вирівнювальний шар. Грунтовка. Затирка. Фарбування латексною фарбою	118,12	
Санвузол	Затирка. Акрилова універсальна грунтовка. Латексна фарба	6,22	за ГКЛВ Затирка Акрилова універсальна грунтовка. Латексна фарба	85,8	
Компресорна	Затирка. Акрилова універсальна грунтовка. Латексна фарба	18,71	за ГКЛВ Затирка Акрилова універсальна грунтовка. Латексна фарба	53,78	
Електрик	Затирка. Акрилова універсальна грунтовка. Латексна фарба ВД-КЧ	55,0	за ГКЛВ Затирка Акрилова універсальна грунтовка Латексна фарба ВДКЧ	55,0	
Начальник цеху	Затирка — акрилова універсальна грунтовка. Латексна фарба ВД-КЧ	16,8	за ГКЛВ Затирка. Акрилова універсальна грунтовка. Латексна фарба	45,9	
Приміщення майстра зміни. Майстра- технолога	Затирка Акрилова універсальна грунтовка. Латексна фарба ВД-КЧ	16,44	за ГКЛВ Затирка Акрилова універсальна грунтовка. Латексна фарба	44,8	
Кімната відпочинку	Затирка— акрилова універсальна грунтовка. Латексна фарба	23,09	за ГКЛВ Затирка Акрилова універсальна грунтовка Латексна фарба	52.1	

1.7 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень, у яких постійно перебувають люди

Природне та штучне освітлення відповідає вимогам норм. Для виробничих та адміністративних приміщень максимально використовується природне освітлення через вітражі та вікна згідно з таблицею 1.5.

Таблиця 1.5 - Специфікація елементів заповнення прорізів

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл ь.	Маса, од., кг	Примітк а
ВК-1	Індивідуальне виготовлення	ОП В2 1140-2000 (4М1-8-4М1-8-4М1)	4		
ВК-2		ОП В2 1140-1590 (4М1-8-4М1-8-4М1)	3		
ВК-2*		ОП В2 1140-1590 (4М1-8-4М1-8-4М1)	1		
ВК-3		ОП В2 2340-505 (4М1-8-4М1-8-4М1)	1		В-1
ВК-3*		ОП В2 845-1000 (4М1-8-4М1-8-4М1)	1		
ВК-4		ОП В2 2340-5930 (4М1-8-4М1-8-4М1)	1		
ВК-5		ОП В2 2340-4930 (4М1-16Ar-K4)	24		
ВК-6		ОП В2 2340-955 (4М1-8-4М1-8-4М1)	1		
ВК-7		ОП В2 2340-5790 (4М1-8-4М1-8-4М1)	1		В-2
ВК-8		ОП В2 1140-5965 (4М1-8-4М1-8-4М1)	1		

Робочі місця розташовуються на відстані не більше 6 метрів від світлових прорізів. Під час роботи в умовах недостатнього природного освітлення необхідно облаштувати додаткове штучне освітлення. Джерела штучного освітлення повинні забезпечувати достатнє та рівномірне освітлення всіх приміщень.

1.8 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та інших впливів

Будівля оснащується технологічним обладнанням, виготовленим відповідно до вимог санітарних та гігієнічних норм, тому рівні шуму, вібрації та електромагнітного випромінювання не перевищують допустимих. Працівники, які обслуговують обладнання, в обов'язковому порядку забезпечуються засобами захисту органів слуху та зору.

Протипожежні заходи на стадії проєктування виконуються під час розробки конструктивних, об'ємно-планувальних рішень будівлі, її інженерних систем, а також засобів, що забезпечують гасіння пожежі. Усі проєктні заходи спрямовані на те, щоб не допустити виникнення пожежі, а в разі її виникнення швидко локалізувати та ліквідувати.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Металевий каркас будівлі, розрахунок поперечної рами

Розрахунок поперечної рами проводиться для визначення внутрішніх зусиль у рамі (N, M, Q). Для цього необхідно:

- прийняти розрахункову схему рами;
- зібрати навантаження, що діють на раму;
- виявити не вигідні комбінації розрахункових зусиль в елементах.

2.1.1 Вибір розрахункової схеми рами

Для розрахунку поперечної рами її конструктивну схему приводять до розрахункової (рисунок 2.1). У розрахунковій схемі встановлюються довжини всіх елементів рами та окремих її ділянок з різними перерізами, а також згинальні та осьові жорсткості цих елементів і ділянок. При цьому дотримуються такі правила:

- за осі стрижнів, що замінюють колони, умовно приймаються лінії центрів ваги перерізів колон, але оскільки їхнє положення заздалегідь невідоме, то осі стрижнів спрямовуються за геометричними осями перерізів колон.
- за геометричну вісь ригеля при шарнірному з'єднанні ригеля з колоною приймається лінія, що з'єднує центри ваги опорних шарнірів. Лінії, що мають ухил менше $1:10$, приймаються горизонтальними.

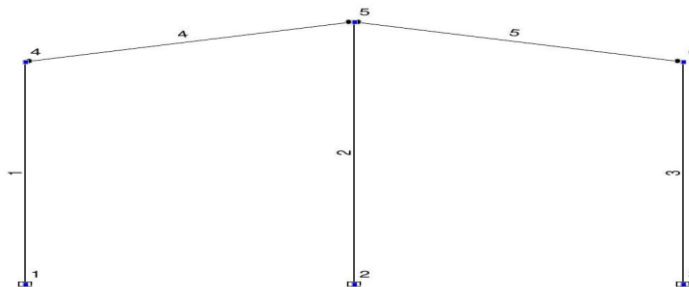


Рисунок 2.1 - Розрахункова схема поперечної рами будівлі

2.1.2 Сума навантажень на раму

Поперечна рама розраховується на:

- постійні навантаження від ваги несучих та огорожувальних конструкцій будівлі;
- тимчасові навантаження: снігове, вітрове.

Постійні навантаження на раму визначаються вагою металокаркаса та огорожувальних конструкцій (сендвіч-панелей).

Власна вага колон і балок задається в ПК SCAD.

Таблиця 2.1 - Навантаження на балку від ваги конструкції покрівлі

Склад покрівлі та конструкції покриття	Нормативне навантаження, кг/м	γ_{fi}	Розрахункове навантаження, кг/м
Покрівля			
- покрівельна сендвіч-панель « $t = 150$ » мм	160,2	1,05	168,21
- прогони, швелер №22П	63	1,05	66,15
Разом	$q = \frac{223,2}{\cos \alpha} = 225,4$		$q = \frac{234,36}{\cos \alpha} = 236,7$
α - кут нахилу покрівлі до горизонту			

Навантаження від стіни G_{ns} визначається за формулою (2.1)

$$G_{ns} = l * m * b \quad (2.1)$$

де h — висота стіни;

m — маса одного квадратного метра стінової сендвіч-панелі; b — середня ширина ділянки стіни на одну колону. Приймаємо $h = 11$ м, $m = 22,7$ кг, $b = 6$ м .

Підставивши значення у формулу (2.1), отримуємо:

$$G_{ns} = 11 \cdot 22,7 \cdot 6 = 1498,2 \text{ кг}$$

Момент сил від навантаження на стіну M_{q1} визначається за формулою (2.2)

$$M_{q1} = G_{ns} \cdot l_1 \quad (2.2)$$

де G_{ns} — навантаження від стіни;

l_1 - ексцентриситет прикладання G_{ns} відносно розрахункової осі рами.

за виконаними раніше розрахунками $G_{ns} = 1498,2$ кг,

$$l_1 = \frac{338}{2} + \frac{120}{2} + 10 = 239 \text{ мм.}$$

Підставивши значення у формулу (2.2), отримуємо:

$$M_{q1} = 1498,2 \cdot 0,239 = 358,07 \text{ кг} \cdot \text{м},$$

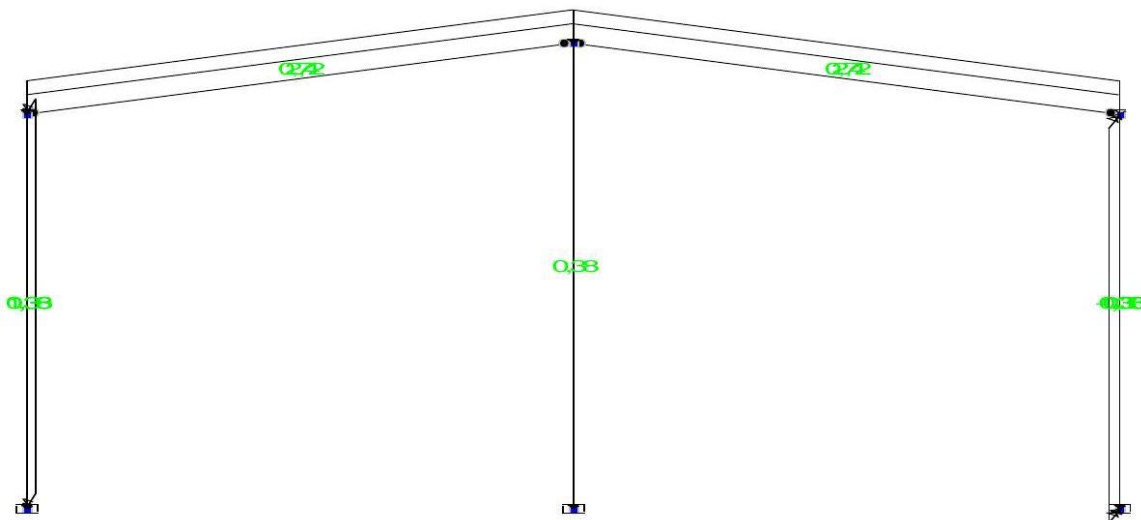


Рисунок 2.2 - Постійні навантаження від власної ваги конструкцій

Тимчасові навантаження складаються зі снігового та вітрового навантажень.

Снігове навантаження

Розрахункове значення ваги снігового покриву для району будівництва відповідно $S_g = 120 \text{ кг/м}^2$.

Розрахункове снігове навантаження на ригель:

$$p = 320 \cdot 6 = \frac{1920 \text{ кг}}{\text{м}}$$

Нормативне значення снігового навантаження на покриття для ухилу 9^0 :

$$S_0 = 0,7 \cdot ce \cdot cr \cdot \mu \cdot S_g = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 320 = \frac{224 \text{ кг}}{\text{м}^2}$$

Нормативне снігове навантаження на ригель:

$$p^n = 224 \cdot 6 = 1344 \text{ кг /м}$$

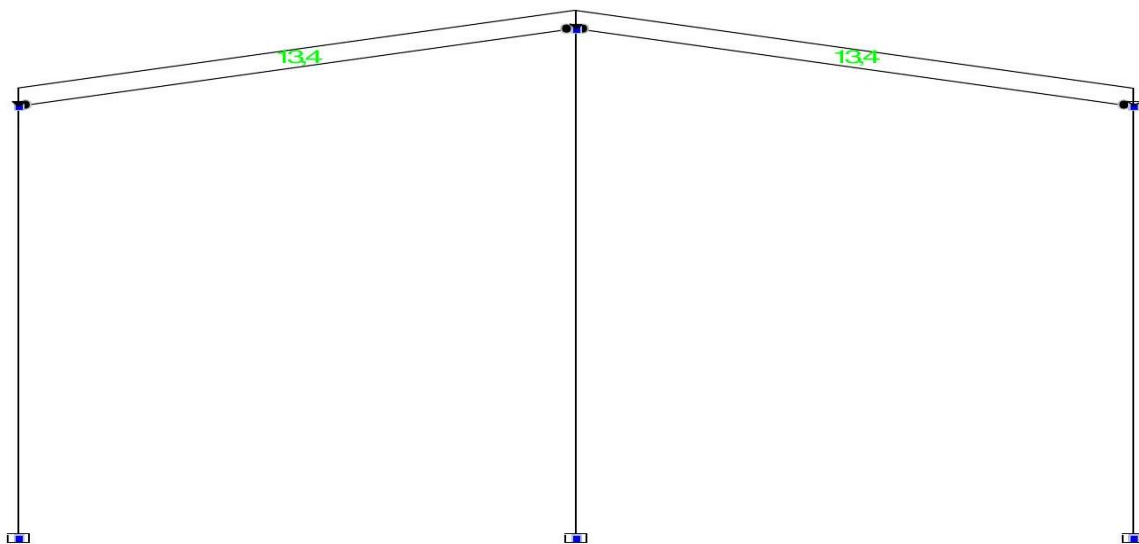


Рисунок 2.3 - Тимчасове снігове навантаження

Нормативне значення вітрового навантаження визначається як сума середньої та пульсаційної складових:

$$w = w_m + w_p \quad (2.3)$$

Нормативне значення середньої складової визначається за формулою:

$$w_m = w_0 k(z_6) c, \quad (2.4)$$

де w_0 — нормативне значення вітрового тиску, $w_0 = 30 \text{ кг/м}^2$,

$k(z_6)$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти z_6 , $k(z_6) = 0,67$,

c — аеродинамічний коефіцієнт, $c = 0,8$ з навітряного боку, $c = -0,5$ для підвітряного боку.

Нормативне значення середньої складової для навітряного боку:

$$w_m^H = w_0 k(z_6) c = 30 \cdot 0,67 \cdot 0,8 = 16,08 \text{ кг/м}^2$$

Нормативне значення середньої складової для підвітряного боку:

$$w_m^n = w_0 k(z_\theta) c = 30 \cdot 0,67 \cdot (-0,5) = -10,05 \text{ кг/м}^2$$

Для одноповерхових виробничих будівель висотою до 36 м за відношення висоти до прольоту менше 1,5, що розміщуються в місцевостях типу А і В, пульсаційна складова вітрового навантаження визначається за формулою:

$$w_p = w_m \zeta(z_b) v \quad (2.5)$$

де $\zeta(z_b)$ — коефіцієнт пульсації тиску вітру, щ, $\zeta(z_b) = 0,753$;

v - коефіцієнт просторової кореляції пульсацій тиску вітру, $v = 0,839$.

Нормативне значення пульсаційної складової для навітряного боку:

$$w_p^H = w_m \zeta(z_b) v = 16,08 \cdot 0,753 \cdot 0,839 = 10,15 \text{ кг/м}^2$$

Нормативне значення пульсаційної складової для підвітряного боку:

$$w_p^n = w_m \zeta(z_b) v = -10,05 \cdot 0,753 \cdot 0,839 = -6,35 \text{ кг/м}^2$$

Нормативне значення вітрового навантаження:

— для навітряного боку:

$$w = (w_m + w_p) B = (16,08 + 10,15) \cdot 6 = 157,38 \text{ кг/м};$$

— для підвітряного боку:

$$w = (w_m + w_p) B = [(-10,05) + (-6,35)] \cdot 6 = 98,4 \text{ кг/м}$$

Розрахункове значення вітрового навантаження:

— для навітряного боку:

$$w^p = w \cdot \gamma_f = 157,38 \cdot 1,4 = 220,33 \text{ кг/м};$$

— для підвітряного боку:

$$w^p = w \cdot \gamma_f = 98,4 \cdot 1,4 = 137,76 \text{ кг/м}$$

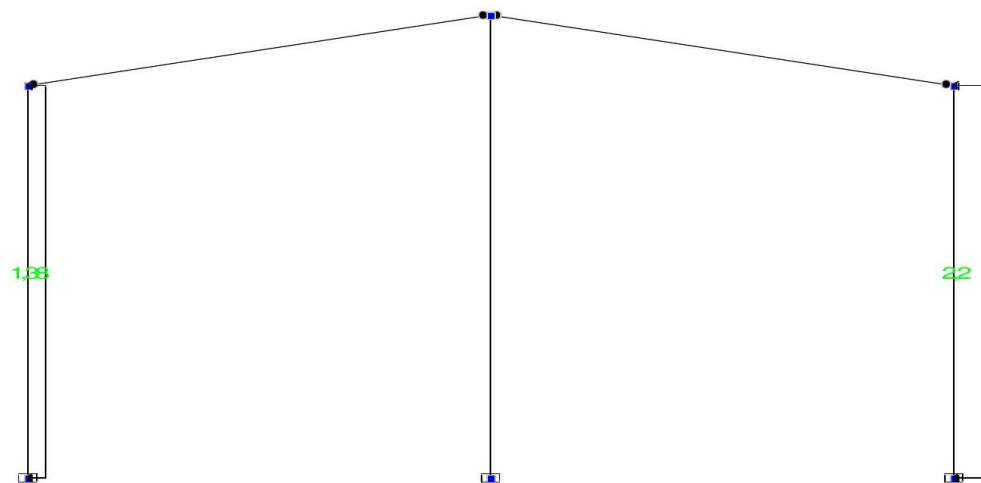


Рисунок 2.4 - Тимчасове вітрове навантаження

2.1.3 Визначення розрахункових комбінацій зусиль

Розрахунки елементів каркаса будівлі виконуються в програмі SCAD Office з урахуванням найбільш несприятливих комбінацій навантажень та відповідних їм зусиль. Ці комбінації встановлюються на підставі результатів аналізу можливих варіантів одночасної дії різних навантажень.

Розрахунком передбачено два види основних комбінацій:

- основна комбінація з одним короткочасним навантаженням (одночасно враховує всі постійні та одне короткочасне навантаження з коефіцієнтом комбінацій $\psi = 1$).
- основна комбінація з двома короткочасними навантаженнями (коефіцієнт комбінацій для короткочасних навантажень $\psi_1 = 1, \psi_2 = 0,9$).

Результат розрахунку в програмі SCAD наведено в таблиці 2.2. Максимальні значення зусиль у не вигідних комбінаціях наведено в таблиці 2.3.

Епюри моментів сил в елементах при різних комбінаціях навантажень показані на рисунках 2.5 – 2.7 .

Одиниці вимірювання зусиль: кН. Одиниці вимірювання моментів:кН* м

Таблиця 2.2 - Зусилля та напруження в елементах

елемент/ переріз	1-1	1-2	1-3	2-1	2-2	2-3	3-1	3-2	3-3	4-1	4-2	4-3	5-1	5-2	5-3
вузол 1	1	1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	4	5	5	5
вузол 2	4	4	4	5	5	5	6	6	6	5	5	5	6	6	6
"(L1)*1+(L2)*1"															
N	-119,5	-109,9	-100,4	-205,9	-203,5	-201,0	-119,5	-109,9	-100,4	-161	0,323	16,83	16,83	0,323	-16,1
M	-0,121	-0,0607	0	0	0	0	0,121	-0,0607	0	0	301,3	0	0	301,3	0
Q	-0,318	-0,318	-0,318	0	0	0	0,318	0,318	0,31	99,09	0	-99,0	99,09	0	-99,09
"(L1)*1+(L3)*1"															
N	-38,05	-28,47	-18,89	-42,41	-39,93	-37,45	-38,62	-29,04	-19,46	-2,757	0,359	3,475	-0,0053	-3,121	-6,237
M	-83,22	-20,73	0	-44,62	-22,31	0	-95,60	-14,52	0	0	56,86	0	0	56,86	0
Q	14,82	7,235	-0,35	3,433	3,433	3,433	21,12	9,021	-3,0	18,69	0	-18,6	18,69	0	-18,6
"(L1)*1+(L2)*1+(L3)*0,9"															
N	-119,5	-109,9	-100,4	-205,483	-203,0	-200,525	-120,076	-110,498	-100,92	-16,169	0,34694	16,8629	13,7306	-2,7854	-19,3014
M	-75,0	-18,7	0	-40,1664	-20,08	0	-85,9374	-13,0212	0	0	301,389	0	0	301,389	0
Q	13,319	6,4	-0,342	3,089	3,089	3,08972	19,0325	8,14249	-2,7475	99,0961	0	-99,0961	99,0961	0	-99,0961

Таблиця 2.3 - Розрахункові максимальні зусилля при комбінаціях навантажень

Ім'я	max+				max-			
	Величина	Елемент	Переріз	Навантаження	Величина	Елемент	Перетин	Навантаження
N	16,8629	4	3	3	-205,99	2 центральна колона	1	3
M	301,389	4 балка	2	3	-95,602	3-х-колонна	1	1
Q	99.0961	4	1	3	-99.096	4	3	3

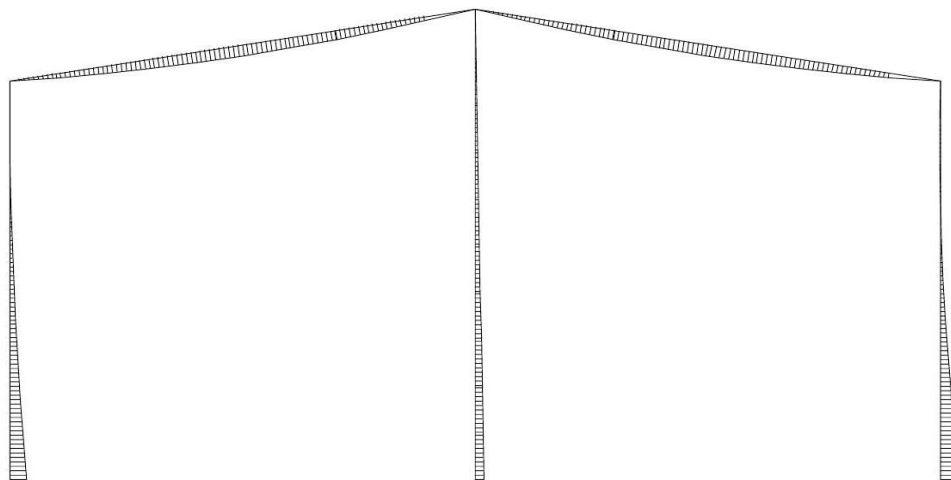


Рисунок 2.5 - Епюри М при поєднанні «(L1)*1+(L2)*1»

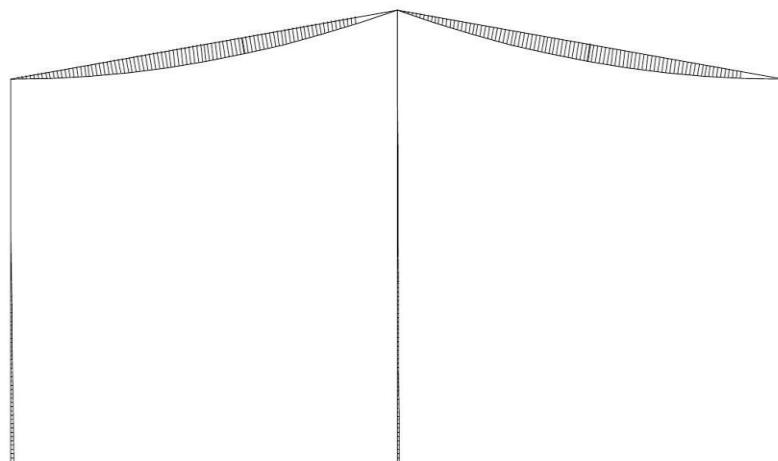


Рисунок 2.6 - Епюри М при комбінації

2.1.4 Розрахунок балки перекриття

Для розрахунку береться балка перекриття — двотавр №50Б1. Її геометричні характеристики:

$$W_{xn} = 1511 \text{ см}^3; I_x = 37160 \text{ см}^4; S = 860,4 \text{ см}^3; h = 49,2 \text{ см}; b_f = 20 \text{ см}; t_f = 1,2 \text{ см};$$

$$t_w = 0,88 \text{ см}; m_{\text{бн}} = \frac{73 \text{ кг}}{\text{м}}$$

Розрахунок на міцність балки перекриття виконується за формулою:

$$\frac{M_{\max}}{W R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (2.6)$$

Де

$M_{\max} = 301,4$ максимальне значення моменту з таблиці 2.3

W — момент опору перерізу балки;

R_y — розрахунковий опір сталі балки.

Підставляючи значення у формулу (2.3), отримуємо:

$$\frac{301,4}{1511 \cdot 10^{-6} \cdot 320 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,624 < 1$$

Міцність балки забезпечена.

Перевірка жорсткості балки виконується за формулою (2.7):

$$f_{\max} \leq [f_u] \quad (2.7)$$

Підставляючи значення у формулу (2.4), отримуємо:

$$f_{\max} = 23,14 \text{ мм} = 0,023 \text{ м} < [f_u] = \frac{l}{225} = \frac{12}{225} = 0,053 \text{ м}$$

Жорсткість балки забезпечена.

Стійкість балки «з площини» забезпечується встановленням ребер жорсткості товщиною 12 мм з кроком 2000 мм, до яких кріпляться прогони.

2.1.5 Розрахунок центральної колони

Центральна колона — двотавр № 35Ш1.

Розрахункове навантаження на колону:

$$N_k = 206 \text{ кН}$$

Геометричні характеристики колони:

$$l_x = l_y = H + h_{\text{загл.}} = 12875 + 170 = 13045 \text{ мм}$$

Розрахункові довжини колони:

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l = 0,7 \cdot 13045 = 9131,5 \text{ мм}$$

$$l_{ef,y} = \mu_y \cdot l = 0,7 \cdot 13045 = 9131,5 \text{ мм}$$

Геометричні характеристики стрижня колони:

$$A = 95,67 \text{ см}^2; i_x = 14,38 \text{ см}; i_y = 5,84 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{913,15}{14,38} = 63,6; \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{913,15}{5,84} = 156,4$$

$$\overline{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 156,4 \sqrt{\frac{320 \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^8}} = 6,2$$

Перевірка стійкості для обраного стрижня колони:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{206}{0,198 \cdot 95,67 \cdot 320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,335 < 1 - \text{умовне виконується.}$$

де φ — коефіцієнт стійкості при центральному стисненні, $\varphi = 0,198$ при

$$\overline{\lambda}_y = 6,2$$

Перевірка місцевої стійкості елементів стрижня з прокатного профілю не потрібна.

Перевірка необхідності зміцнення стінки колони поперечними ребрами жорсткості; вони необхідні, якщо $\overline{\lambda}_w \geq 2,3$, де $\overline{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{E/R_y}$, тут h_{ef} — розрахункова висота стінки; для прокатного двотавра $h_{ef} = h - 2(2t_f)$.

Для стрижня колони $h_{ef} = 338 - 2 \cdot (2 \cdot 12,5) = 288 \text{ мм}$

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{E/R_y} = \frac{288}{9,5} \sqrt{320/2,06 \cdot 10^5} = 1,2$$

Умова встановлення поперечних ребер жорсткості не виконується, але оскільки габарити колони дозволяють транспортувати її до місця монтажу цілою, відповідно колона розглядається як відправний елемент, то згідно з п. 7.3.3 СП 16.13330.2011 необхідно зміцнити її стінку не менше ніж двома поперечними ребрами жорсткості.

Розміри поперечних ребер жорсткості:

$$b_r \geq h_w/30 + 40 \text{ мм} = 313/30 + 40 = 50,4 \text{ мм}$$

$$t_r \geq 2b_r \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 50,4 \sqrt{320/(2,06 \cdot 10^5)} = 3,97 \text{ мм}$$

Приймаємо $b_r = 90 \text{ мм}$; $t_r = 6 \text{ мм}$.

Поперечні ребра приварюються до колони суцільним двостороннім швом з катетом $k_f = 5 \text{ мм}$.

Основа колони приймається без траверс. Сталь для опорної плити основи колони приймається С345. Матеріал фундаменту — бетон класу міцності В15 з розрахунковим опором $R_b = 8,5 \text{ МПа}$.

Необхідна площа опорної плити: (з умови міцності бетону при місцевому зминанні) визначається за формулою (2.5)

$$A_{req} = N/R_{b,loc} \quad (2.8)$$

де $R_{b,loc} = \psi_b R_b$ — розрахунковий опір бетону зминання. Тут $\psi_b = \sqrt[3]{A_f/A_{pl}}$ — коефіцієнт збільшення R_b , що залежить від відношення площі верхнього обрізу фундаменту A_f до площі опорної плити і приймається не більше 1,5.

$$\text{при } \psi_b = 1,5 \quad R_{b,loc} = 1,5 \cdot 8,5 = 12,75 \text{ МПа.}$$

Підставивши значення у формулу (2.5), отримуємо необхідну площу плити:

$$A_{req} = \frac{206,0}{12,75 \cdot 10^{-1}} = 162 \text{ см}^2$$

Розміри опорної плити в плані прийняті 400×550 мм ($A_{pl} = 2200 \text{ см}^2$).

Фактичне стискаюче напруження під опорною плитою (реактивний опір фундаменту):

$$\sigma_f = \frac{N}{A_{pl}} = \frac{206}{2200} = 0,094 \text{ кН/см}^2 = 0,94 \text{ МПа} < R_b = 8,5 \text{ МПа}$$

Товщина опорної плити визначається на основі її роботи на вигин як пластини, що спирається з трьох боків. Навантаженням є реактивний опір фундаменту (σ_f).

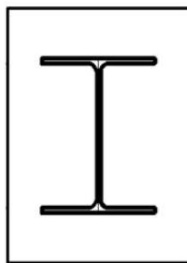


Рисунок 2.8 - Опорна плита основи

Необхідна товщина опорної плити:

$$t_{pl} = \sqrt{6M_{\max} / (R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 70,56 / 32 \cdot 1,2} = 3,32 \text{ см.}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{288}{200} = 1,44, \text{ тоді } \alpha = 0,126$$

$$M = \alpha \sigma_f a^2 = 0,126 \cdot 1,4 \cdot 20^2 = 70,56 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Товщину опорної плити приймають у межах від 20 до 40 мм.

Прийнята товщина плити — 34 мм.

Плита приварюється до колони суцільним двостороннім швом з катетом $k_f = 8 \text{ мм}$.

2.1.6 Розрахунок анкерних болтів кріплення колони

Для розрахунку анкерних болтів приймається комбінація навантажень, що дає найбільший момент при мінімальній діючій силі.

Комбінації зусиль для розрахунку анкерних болтів у перерізі 2 – 1 :

$M = 44,6 \text{ кНм}$, $N = 42,4 \text{ кН}$, відстань від осі колони до краю основи $u = 550/2 = 275 \text{ мм}$; відстань від осі колони до осі болтів $h_0 = 275 - 70 = 205 \text{ мм}$; Необхідна площа перерізу анкерних болтів визначається за формулою (2.6)

$$A_{bn} = z/R_{ba} \quad (2.9)$$

де:

z — сумарне зусилля в анкерних болтах, що припадає на одну сторону колони: $z = (M - N \cdot y)/h_0 = (44,6 - 42,4 \cdot 0,275)/0,205 = 160,7 \text{ кН}$

$R_{ba} = 180 \text{ МПа}$ — розрахунковий опір розтягуванню для болтів зі сталі 09Г2С діаметром 36 – 56 мм

Отримані значення підставляються у формулу (2.6)

$$A_{bn} = \frac{160,7}{180} = 8,9 \text{ см}^2$$

Для кожної сторони колони передбачається встановлення двох анкерних болтів $\varnothing 36$ довжиною анкерування 720 мм згідно з рисунком 2.9.

$$A_{bn} = 2 \cdot 8,9 = 17,8 \text{ см}^2$$

Загальна кількість анкерних болтів центральної колони — $4 \times \varnothing 36$.

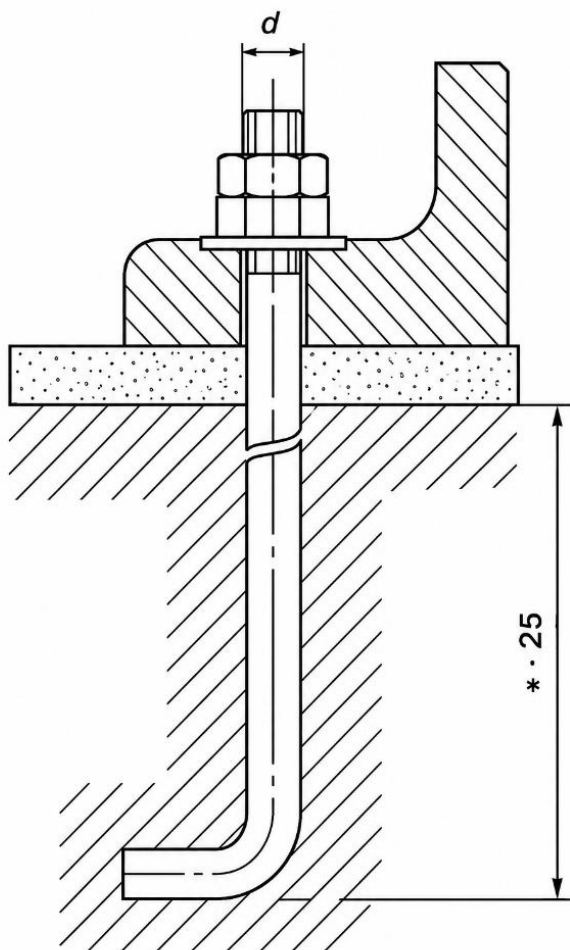


Рисунок 2.9 - Встановлення анкерних болтів

Згідно з [28]: відстань між осями болтів приймається $276 \text{ мм} > 6 d = 216 \text{ мм}$, відстань до краю фундаменту необхідно витримати $> 4 d = 144 \text{ мм}$.

2.2 Фундаменти (варіантне проєктування)

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

Основа, фундамент і наземна конструкція нерозривно пов'язані, безпосередньо впливають одна на одну і повинні розглядатися 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 стисливих ґрунтів, а також сприйманим тиском.

2.2.1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Проектування починається з ознайомлення з ґрунтовими умовами та розрахунку показників. Інженерно-геологічний розріз ґрунтів на будівельному майданчику виконано на основі вишукувань.

Фізичні характеристики ґрунту, які не визначені під час вишукувань, обчислюються за формулами:

щільність сухого ґрунту:

$$\rho_d = \rho_s / (1 + e) \quad (2.10)$$

щільність ґрунту:

$$\rho = \rho_d (1 + w) \quad (2.11)$$

ступінь водонасичення:

$$S_r = w \rho_s / e \rho_w \quad (2.12)$$

Де, ρ_s — щільність частинок ґрунту, значення якої для піщаних та крупноуламкових ґрунтів приймають рівним $2,66 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$, для пилувато-глинистих ґрунтів — рівним $2,7 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$;

ρ_w - щільність води (дорівнює $1 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$). Нижче рівня ґрунтових вод ґрунт вважається насиченим водою, тобто коефіцієнт водонасичення ґрунту $S_r = 1$.

e — коефіцієнт пористості.

$$r_d = r / (1 + w) \quad (2.13)$$

$$e = (r_s - r_d) / r_d \quad (2.14)$$

Для ґрунтів, що знаходяться вище рівня підземних вод, а також для водонепроникних ґрунтів (мул, суглинок, глина), розташованих під водою, питома вага розраховується за формулою:

$$\gamma = \rho \cdot g \quad (2.15)$$

де g — прискорення вільного падіння.

У тих випадках, коли водопроникний ґрунт розташований нижче горизонту підземних вод, питома вага визначається з урахуванням зважувальної дії води γ_{sb} за формулою:

$$\lambda_{sb} = \frac{g(\rho_s - 1)}{(1 + e)} \quad (2.16)$$

Результати розрахунків за формулами (2.10) – (2.16) наведено в таблиці 2.4.

Розрахунковий опір ґрунту R_o для попереднього визначення розмірів підосви.

Таблиця 2.4 - Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Повне найменування ґрунту	h, м	W, д.о.	e, д.о.	Щільність, т/м³			$\gamma(\gamma_{sb})$, кН/м³	JL, д.о.	Sr, д.о.	Розрахункові характеристики			R0, кПа
				ρ	ps	ρ_d				φ , град	СП, кПа	Е, МПа	
Сипучий ґрунт	1,0												
Пилкоподібний пісок, середньої щільності, середнього ступеня водонасичення	6,0	0,15	0,73	1,78	2,66	1,54	17,3		0,55	29	21	21	150
Пластичний супісок, що не осідає	0,5	0,2	0,68	1,9	2,69	1,6	19	0,6	0,79	27	18,7	16	200
Гравійний пісок середньої щільності, насичений водою	0,6	0,14	0,53	1,98	2,66	1,74	10,8		1	39	1	39	400
Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	9,2	0,19	0,62	1,95	2,66	1,64	10		1	33	12	31	400

2.2.2 Проектування стовпчастого фундаменту

Проектування виконується в такій послідовності:

1. Проводиться оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика;
2. Визначається глибина закладення фундаменту;
3. Визначаються попередні розміри підшви фундаменту та його вага;
4. Наводяться навантаження на підшву фундаменту;
5. Встановлюється розрахунковий опір ґрунту основи;
6. Перевіряється дотримання умов розрахунку щодо деформацій та проводиться коригування розмірів основи фундаменту;
7. Проводиться перевірка тиску на покрівлю слабого шару;

8. Методом пошарового підсумовування визначається середнє осідання основи фундаменту;

9. Виконується проєктування фундаменту, розрахунок його залізобетонної конструкції; 10. Визначаються обсяги робіт та вартість стовпчастого фундаменту;

11. Складаються креслення та розрахунково-пояснювальна записка.

2.2.3 Визначення глибини закладення фундаменту

Глибина закладення фундаменту приймається як найбільша з наступних трьох умов: конструктивної; промерзання в здимальних ґрунтах; заглиблення підосви фундаменту в шар ґрунту з кращими будівельними властивостями (міцніший і менш деформаційний).

Конструктивна глибина закладення залежить від забезпечення глибини закладення для фундаментів під колони, найменшої товщини плити фундаменту, наявності підвалу, прокладок інженерних мереж, а також навантаження.

У здимальних ґрунтах глибина закладення фундаменту повинна бути більшою за розрахункову глибину промерзання, щоб виключити вплив нормальних сил пучення ґрунту на підосву фундаменту.

Розрахункова глибина промерзання ґрунту визначається за формулою:

$$d_f = \kappa_n \cdot d_{fn} \quad (2.17)$$

де κ_n — коефіцієнт впливу теплового режиму споруди, який для зовнішніх стін опалюваних промислових будівель із підлогою на ґрунті становить 0,7;

d_{fn} — нормативна глибина промерзання суглинків і глин. Підставивши значення у формулу (2.14), отримуємо:

$$d_f = \kappa_n \cdot d_{fn} = 0,7 \cdot 2,6 = 1,82 \text{ м}$$

Фундамент повинен залягати нижче рівня промерзання ґрунту. При цьому необхідно передбачити, щоб відстань від підшови фундаменту до підшови ґрунту, в якому він залягає, була не менше 0,5 м, а заглиблення підшови фундаменту в покрив нижчого ґрунту — не менше ніж на 0,3 м.

Доцільно розміщувати підшову стовпчастого фундаменту вище рівня ґрунтових вод не менше ніж на 0,5 м, оскільки роботи у водонасичених ґрунтах неможливі без організації водовідведення (зниження рівня води) та облаштування огороження котловану.

За результатами інженерних вишукувань видно, що ґрунт, який добре підходить як основа фундаменту (гравійний пісок), розташований на глибині 7,5 м. Оскільки заглиблення стовпчастого фундаменту до такої відмітки неможливе, приймається глибина закладення фундаменту 2250 мм (кратно 150 мм), висота фундаменту 2100 мм (кратно 300 мм). Відстань від підшови до рівня ґрунтових вод перевищує 0,5 м, оскільки ґрунтові води виявлені на відмітці — 7,5 м. Рівень підшови фундаменту розташований нижче рівня промерзання ґрунту з урахуванням впливу опалювальної будівлі $2,25\text{ м} > 1,82\text{ м}$.

Для захисту фундаменту від промерзання передбачено утеплення його вертикальної частини, а також влаштування утепленої відмостки шириною 1,5 м.

2.2.4 Визначення навантажень, що діють на фундамент і основу

Навантаження, що діють на обріз фундаменту на відмітці — 0,150 м, приймаються відповідно до розрахункових навантажень на основи колон із розділу «Металеві конструкції». Навантаження від ваги стіни (сендвіч-панелей) враховано в навантаженні на основу колони:

Для крайньої колони:

$$N_{\max} = 119,5\text{ кН}, M_{\text{відпов.}} = -0,1\text{ кН}^*, M, Q_{\text{відпов.}} = -0,3\text{ кН}$$

$$M_{\max} = 95,6\text{ кН}^*, M, N_{\text{відпов.}} = 38,6\text{ кН}, Q_{\text{відпов.}} = 21,1\text{ кН}$$

Для центральної колони:

$$N_{\max} = 206 \text{ кН}, M_{\text{відпов.}} = 0, Q_{\text{відпов.}} = 0$$

$$M_{\max} = 44,6, N_{\text{відпов.}} = 42,4 \text{ кН}, Q_{\text{відпов.}} = 3,4$$

Значення навантажень наводяться для розрахунку за першою групою граничних станів. При розрахунку за другою групою граничних станів значення N, M, Q необхідно поділити на коефіцієнт надійності за навантаженням 1,15, а величину $N_{\text{ст}}$ — на коефіцієнт 1,1.

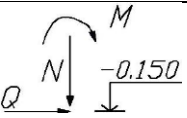
Для розрахунку основи за деформаціями всі навантаження приводяться до підшви фундаменту. До вертикального навантаження додається вага фундаменту G , а до моментів, що діють на обрізі фундаменту, — моменти, що виникають від $N_{\text{ст}}$ та Q , з плечем, що відповідно дорівнює a , м та $(d-0,15)$, м.

Попередня вага фундаменту: розмір підшви $2,1 \times 1,2$ м, товщина підшви $0,6$ м та переріз стовпа $0,9 \times 0,6$ м становитиме:

$$G = (0,6 * 2,1 * 1,2 + (2,1 - 0,6) * 0,9 * 0,6) * 2,7 * 10 = 56,8 \text{ кН}$$

Результати розрахунків наведено в таблиці 2.5 і таблиці 2.6

Таблиця 2.5 - Навантаження від крайньої колони

Розрахунков а схема	Вид розрахунку	Комбінаці я	N , кН	M , кН · м	Q , кН
	Для розрахунку тіла фундамент у за I граничним станом	I	$N_{\max} = 119,5$	$M_{\text{відпов.}} = 0$	$Q_{\text{відпов.}} = 0$
		II	$N_{\text{відпов.}} = 38,6$	$-M_{\max} = 95,6$	$-Q_{\text{відпов.}} = -21,1$
	Для розрахунку основи за II граничним станом	I	$N_{\max}/1,15 + G = 160,7$	$M_{\text{відпов.}}/1,15 + Q(d-0,15)/1,15 = 0$	$Q/1,15 = 0$
		II	$N_{\text{відпов.}}/1,15 + G = 90,3$	$-M_{\max}/1,15 - Q(d-0,15)/1,15 = 121,6$	$-Q/1,15 = -18,3$

Таблиця 2.6 - Навантаження від центральної колони

Розрахункова схема	Вид розрахунку	Комбінація	N, кН	M, кН · м	Q, кН
М	Для розрахунку тіла І фундаменту за І граничним станом		$N_{\max} = 206$	$M_{\text{соот.}} = 0$	$Q_{\text{відпов.}} = -0$
		II	$N_{\text{відпов.}} = 42,4$	$-M_{\max} = 44,6$	$-Q_{\text{відпов.}} = 3,4$
М'	Для розрахунку І основи за II граничним станом		$N_{\max} / 1,15 + G = 235,9$	0	0
		III	$N_{\text{відпов.}} / 1,15 + G = 93,7$	$-M_{\max} / 1,15 - Q(d - 0,15) / 1,15 = 44,9$	$-Q / 1,15 = -3$

2.2.5 Визначення розмірів основи фундаменту

Площа основи визначається за формулою (2.18)

$$A = N_{\text{ОП}} / (R_o - \gamma_{\text{mt}} \cdot d) \quad (2.18)$$

де $N_{\text{ОП}}$ — максимальна сума нормативних вертикальних навантажень, що діють на обрізі фундаменту, кН;

R_o - розрахунковий опір ґрунту, кПа;

γ_{mt} — середнє значення питомої ваги ґрунту та бетону, що дорівнює 20 кН/м^3 .

Значення, знайдені раніше з таблиці 2.5, підставляються у формулу (2.15). Для крайньої колони:

$$A_k = 119,5 / (150 - 20 \cdot 2,25) = 1,14 \text{ м}^2$$

Значення, знайдені раніше з Таблиці 2.6, підставляються у формулу (2.15). Для центральної колони:

$$A_u = 206 / (150 - 20 \cdot 2,25) = 1,96 \text{ м}^2.$$

Підошва фундаменту приймається прямокутної форми. Така форма є кращою при впливі на фундамент моментів і горизонтальних сил, при цьому фундамент орієнтується довгою стороною в площині дії найбільшого моменту.

Приймається: $l = 2,1$ м, $b = 1,2$ м.

Площа $A = 2,1 \times 1,2 = 2,52$ м² що більше, ніж $1,96$ м²

Розміри підошви близькі до попередньо прийнятих для розрахунку ваги G .

2.2.6 Визначення розрахункового опору ґрунту фундаменту

Розрахунковий опір ґрунту для будівель без підвалу при $b < 10$ м розраховується за такою формулою:

$$R = ((\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2})/K) \cdot [M_{\gamma} b \gamma_{II} + M_g d \gamma_{II}' + M_c C_{II}], \quad (2.19)$$

де γ_{c1} і γ_{c2} — коефіцієнти умов експлуатації, згідно з таблицею 11 [16]:

$\gamma_{c1} = 1,25$, для одноповерхових промислових будівель $\gamma_{c2} = 1$;

K - коефіцієнт, що дорівнює 1,1, оскільки C і φ визначені за таблицями;

M_{γ} , M_g та M_c — коефіцієнти з табл. 12 [16], що залежать від φ :

$M_{\gamma} = 1,06$, $M_g = 5,25$, $M_c = 7,67$

K_z — коефіцієнт при $b \leq 10$ м, що дорівнює 1;

γ_{II} - розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підошви фундаменту (середньозважене — при шаруватому напластуванні до глибини $z = b$), 17,3;

γ_{II}' , - те саме для ґрунту вище підошви фундаменту, 17,3;

C_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підошвою фундаменту, кПа, 21;

d — глибина закладення фундаменту будівлі без підвалу, 2,25 м.

$$\begin{aligned} R &= ((\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2})/K) \cdot [M_{\gamma} b \gamma_{II} + M_g d \gamma_{II}' + M_c C_{II}] = \\ &= ((1,25 \cdot 1)/1,1) \cdot (1,06 \cdot 1,2 \cdot 17,3 + 5,25 \cdot 2,25 \cdot 17,3 + 7,67 \cdot 21) = 440 \text{ кПа} \end{aligned}$$

Отримане значення розрахункового опору відрізняється від табличного, що дорівнює 150 кПа, більш ніж на 20%, тому проводиться уточнення площі підшви за формулою (10):

$$A_K = N_{OII} / (R - \gamma_{mt} \cdot d) = 123 / (440 - 20 \cdot 2,25) = 0,31 \text{ м}^2.$$

$$A_U = N_{OII} / (R - \gamma_{mt} \cdot d) = 312 / (440 - 20 \cdot 2,25) = 0,79 \text{ м}^2.$$

Оскільки призначати площу основи фундаменту промислової будівлі менше 1 м² нерационально у зв'язку з можливою неоднорідністю ґрунту основи, залишається прийнята раніше площа основи.

2.2.7 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями

Основним розрахунком основ є розрахунок за деформаціями, при цьому розрахункова схема для визначення осідання приймається у вигляді лінійно-деформаційного півпростору, тому тиск на основу не повинен перевищувати розрахункового опору $R = 440$ кПа. Таким чином, можливість даного розрахунку за деформаціями перевіряється за такими умовами:

1. $P_{II} \leq R$;
2. $P_{\max} \leq 1,2R$;
3. $P_{\min} \geq 0$

Розрахунок для крайнього ряду

P_{II} – середній тиск під підшвою фундаменту:

$$P_{II} = N_{II} / A \quad (2.20)$$

$N_{II}' = N_{OII} + G_{fII}$ - найбільше вертикальне навантаження;

Вага фундаменту

$$G_{fII} = bld \cdot \gamma_{mt} \quad (2.21)$$

$$N'_{II} = 160,7 + 1,2 \cdot 2,1 \cdot 2,25 \cdot 20 = 274,1 \text{ кН}$$

$$P_{II} = N'_{II}/A = \frac{274,1}{(1,2 \cdot 2,1)} = 108,8 \text{ кПа} < 440 \text{ кПа} \quad P_{\max} \leq 1,2R$$

$$P_{\max, \min} = N'_{II}/A \pm M'_{II}/W$$

де M'_{II} — розрахункове значення максимального моменту, що діє на підшви фундаменту (друга комбінація);

W — момент опору площі основи фундаменту;

$$W = b \times l^2/6 = 1,8 \cdot 2,7^2/6 = 0,88 \text{ м}^3 \text{ (для прямокутної п'яти).}$$

$N'_{II} = N_{OII} + G_{fII}$ — відповідне найбільшому M вертикальне навантаження;

$$N'_{II} = N_{OII} + G_{fII} = 90,3 + 1,2 \cdot 2,1 \cdot 2,25 \cdot 20 = 202,7 \text{ кН}$$

$$P_{\max} = N'_{II}/A + M'_{II}/W = 203,7/(1,2 \cdot 2,1) + 121,3/0,88 = 218,6 \text{ кПа} < 1,2 \cdot 440 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} = N'_{II}/A - M'_{II}/W = 203,7/(1,2 \cdot 2,1) - 121,3/0,88 = -57 \text{ кПа} < 0.$$

Оскільки для прийнятої конфігурації підшви вийшло, що $P_{\min} < 0$, це означає відрив підшви від основи під дією на фундамент моменту сили, тому необхідно збільшити габаритні розміри підшви фундаменту.

Приймається, що $l = 2,7 \text{ м}$, $b = 1,8 \text{ м}$.

$$A = 2,7 \cdot 1,8 = 4,8 \text{ м}^2 > 1,96 \text{ м}^2$$

Повторний розрахунок основи щодо деформацій

Для крайнього ряду

$$P_{II} < R$$

$$N'_{II} = N_{OII} + G_{fII} = 160,7 + 1,8 \cdot 2,7 \cdot 2,25 \cdot 20 = 378,8 \text{ кН};$$

$$P_{II} = N'_{II}/A = 378,8/(1,8 \cdot 2,7) = 78 \text{ кПа} < 440 \text{ кПа}.$$

$$P_{\max} \leq 1,2R, P_{\min} > 0$$

$$W = b \cdot l^2/6 = 1,8 \cdot 2,7^2/6 = 2,2 \text{ м}^3 \text{ (для прямокутної підшви).}$$

$N'_{II} = N_{OII} + G_{fII}$ - вертикальне навантаження, що відповідає найбільшому M ;

$$N_{II}' = N_{OII} + G_{fII} = 90,3 + 1,8 * 2,7 * 2,25 * 20 = 308,7 \text{ кН};$$

$$P_{\max} = N_{II}' / A + M_{II}' / W = 308,7 / (1,8 * 2,7) + 121,3 / 2,2 = 119 \text{ кПа} < 1,2 * 440 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = N_{II}' / A - M_{II}' / W = 308,7 / (1,8 * 2,7) - 121,3 / 2,2 = 8 \text{ кПа} > 0.$$

Розрахунок для центрального ряду.

$$II < R$$

$$N_{II}' = N_{OII} + G_{fII} = 236 + 1,8 * 2,7 * 2,25 * 20 = 456 \text{ кН};$$

$$P_{II} = N_{II}' / A = 456 / (1,8 * 2,7) = 93,6 \text{ кПа} < 440 \text{ кПа}.$$

$$P_{\max} \leq 1,2R, P_{\min} > 0$$

$$P_{\max, \min} = N_{II}' / A \pm M_{II}' / W,$$

$N_{II}' = N_{OII} + G_{fII}$ - навантаження, що відповідає найбільшому M ;

$$N_{II}' = N_{OII} + G_{fII} = 93,7 + 1,8 * 2,7 * 2,25 * 20 = 312,7 \text{ кН};$$

$$P_{\max} = N_{II}' / A + M_{II}' / W = 312,7 / (1,8 * 2,7) + 93,7 / 2,2 = 106,9 \text{ кПа} < 1,2 * 440 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = N_{II}' / A - M_{II}' / W = 312,7 / (1,8 * 2,7) - 93,7 / 2,2 = 21,7 \text{ кПа} > 0.$$

Умови $P_{\max} \leq 1,2R$ та $P_{\min} \geq 0$ виконуються при обох комбінаціях, приймаються розміри $l = 2,7 \text{ м}$, $b = 1,8 \text{ м}$.

Перевірка тиску на покриття слабого шару

Даний вид розрахунку в проєкті не виконується, оскільки під ґрунтом, який слугує основою для фундаменту мілкого закладення, залягає шар супіску, що не осідає, $h = 0,5 \text{ м}$ з модулем деформації того ж порядку, що й ґрунту основи.

2.2.8 Визначення осідання основи методом пошарового підсумовування

Розрахунок основи за деформаціями полягає у перевірці умови:

$$S < S_u \quad (2.22)$$

де S — очікувана деформація фундаменту (середня осідання), що визначається розрахунком під час проектування фундаменту;

S_u — гранична сукупна деформація основи та споруди, що призначається під час проектування будівлі. Для одноповерхової промислової будівлі значення S_u дорівнює 15 см.

Розрахунок осідання методом пошарового підсумовування виконується в такій послідовності:

1. Контур фундаменту наноситься на бланк, зліва наводиться інженерно-геологічна колонка із зазначенням відміток верхньої поверхні шарів на відмітці 0,000, що збігається з планувальною;

2. Основа поділяється на горизонтальні шари товщиною не більше $0,4 b = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72$ м до глибини не менше $4 b = 7,2$ м ; у разі шаруватих

напластуваннях межі шарів збігаються з верхівкою пластів та горизонтом підземних вод;

3. Заповнюються графи таблиці (h , z тощо);

4. Визначається природний побутовий тиск на межі шарів. Спочатку визначається тиск σ_{zg0} на рівні підосви фундаменту, який дорівнює $\gamma_c \cdot h_c = 17,3 \cdot 2,25 = 39$ кПа (γ — питома вага, h — потужність тих самих шарів відповідно). Потім додається тиск від кожного нижчого шару $\gamma_i \cdot h_i$ за формулою (2.23)

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zg0} + \sum \gamma_i \cdot h_i \quad (2.23)$$

При визначенні напруги $\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i$ нижче горизонту підземних вод значення γ для дренируючих ґрунтів приймається рівним γ_{sb} ;

5. визначається додатковий тиск під подошвою фундаменту:

$$P_0 = P_{II} - \sigma_{zq0} = 93,6 - 38,9 = 54,7 \text{ кПа}, \quad (2.24)$$

P_{II} -середній тиск на фундамент.

За даними $2z/b$ та співвідношенням сторін підошви $\eta = l/b = 1,5$ приймається за табл.14/1/ значення коефіцієнта розсіювання напружень α ; для проміжних значень $2z/b$ та η значення α визначаються інтерполяцією;

за даними σ_{zg} та σ_{zp} будуються епюри напружень у ґрунті від власної ваги (ліворуч від осі z) та напружень від додаткового тиску

$$\sigma_{zp} = \alpha P_o(\text{праворуч } z), \quad (2.25)$$

визначається нижня межа стискуваного шару ВС, до якої враховуються додаткові напруження та осідання, що виникають при цьому, за співвідношенням:

$$0,2\sigma_{zg} = \sigma_{zp} \quad (2.26)$$

к, оскільки в межах стискуваної товщі немає слабких ґрунтів ($E < 10\text{МПа}$);

для кожного з шарів у межах стискуваної товщі визначається середнє додаткове вертикальне напруження в шарі за формулою:

$$(\sigma_{zpcpi} + \sigma_{zpi+1})/2 \quad (2.27)$$

Середнє осідання основи обчислюється за формулою:

$$S_i = s_{zpi} h_i b / E_i, \quad (2.28)$$

де $\beta = 0,8$;

E_i - модуль деформації i -го шару, кПа;

Показники осідання шарів у межах стискуваної товщі підсумовуються, і обчислюється осідання основи S .

Розрахунок показує, що значення осідання $S = 0,36$ см значно менше граничного значення осідання $S_u = 15$ см.

2.2.9 Проектування стовпчастого фундаменту

Стовпчастий фундамент складається з плити та підколонника. Рекомендується використовувати типові розміри верхньої частини фундаменту, які є модульними в плані та за висотою кратними 300 мм. Виходячи з розміру опорної плити основи колони 550×400 мм та дотримання відстаней від осі анкерних болтів до грані підколонника, переріз підколонника приймається 600×900 мм. Відмітка верхнього обрізу фундаменту приймається $-0,150$ м. Поздовжня вісь колони збігається з геометричним центром підошви фундаменту.

Виходячи з розміру підошви фундаменту 1800×2700 мм, кількість сходинок — дві. Вильоти сходинок 300 і 600 мм. Висота сходинок дорівнює 300 мм.

Для монолітного стовпчастого фундаменту використовується бетон класу B15, з маркою морозостійкості F50.

Плитну частину фундаменту необхідно перевірити розрахунком на продавлювання. При цьому сила продавлювання повинна сприйматися бетонним перерізом без встановлення поперечної арматури. Продавлювання плитної частини розглядається від низу підколонника під дією поздовжньої сили N та згинального моменту M .

Перевірка плитної частини на продавлювання підколонником здійснюється за умовою:

$$F < b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt} \quad (2.29)$$

де F — сила продавлювання по одній, найбільш навантаженій грані фундаменту, що визначається за формулою:

$$F = A_0 \cdot p_{\max} \quad (2.30)$$

$$A_0 = 0,5 \cdot b \cdot (l - l_{cf} - 2 \cdot h_{op}) - 0,25 \cdot (b - b_{cf} - 2 \cdot h_{op})^2$$

h_{op} — робоча висота;

$$h_{op} = 0,55 \text{ м};$$

$$A_0 = 0,5 \cdot 1,8 \cdot (2,7 - 0,9 - 2 \cdot 0,55) - 0,25(1,8 - 0,9 - 2 \cdot 0,55)^2 = 0,62$$

$p_{\max}$ — максимальний тиск під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень на рівні верху плитної частини (обрізу верхнього щабля), що дорівнює $p_{\max} = 206 \text{ кН/м}^2$.

Оскільки $b - b_{cf} > 2 \cdot h_{op}$

$$0,9 = 1,8 - 0,9 > 2 \cdot 0,25 = 0,5,$$

$$\text{то } b_m = b_{cf} + h_{op} = 0,9 + 0,55 = 1,45$$

Отримані значення підставляються у формулу (2.27):

$$F = 0,62 \cdot 206 = 127,7 \text{ кН}$$

$R_{bt} = 750 \text{ кПа}$, оскільки клас бетону В15.

$$b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt} = 1,45 \cdot 0,55 \cdot 750 = 598 \text{ кН}$$

$$127,7 < 598$$

Умова (2.26) виконується, тобто продавлювання плитної частини фундаменту підколонника не відбувається.

Фундамент армується наступним чином: плита — сіткою С1 зі стрижнів класу А400 і діаметром не менше 10 мм, оскільки $l < 3 \text{ м}$, з кроком 200 мм; підколонники — просторовим каркасом із сіток С2, розташованих вертикально по боках, перпендикулярно площині моменту (по боках підколонника b_f) зі стрижнів класу А240 та А400.

Підошва фундаменту армується однією сіткою з робочою арматурою у двох напрямках.

Підбір діаметра арматури для сітки С1 здійснюється за результатами розрахунку фундаменту на міцність. Під тиском опору ґрунту фундамент згинається, у перерізах фундаменту виникають моменти, максимальний з яких виникає в перерізі, що проходить через площину сполучення сходинки з підколонником (переріз 1-1).

$$M_{ix} = \left((N \cdot c_{xi}^2) / 2l \right) \cdot \left(1 - 6 \cdot e_{0x} / l - 4 \cdot e_{0x} \cdot C_{xi} / l^2 \right), \quad (2.31)$$

де N — розрахункове (для першого граничного стану) навантаження на основу без урахування ваги фундаменту та ґрунту на його краях;

$$N = 206 \text{ кН.}$$

c_{xi} - виліт сходинок;

e_{0x} - ексцентриситет навантаження при моменті M , приведену до підошви фундаменту:

$$e_{0x} = M_K + Q_K \cdot h - N_{CT} \cdot \alpha \quad (2.32)$$

$$e_{0x} = \frac{(M_K + Q_K \cdot h - N_{CT} \cdot \alpha)}{N} = \frac{95,6 + 21,1 \cdot 2,25 - 0}{206} = 0,69 \text{ м}$$

$$\begin{aligned} M_{ix} &= \left(\frac{(N \cdot c_{xi}^2)}{2l} \right) \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e_{0x}}{l} - 4 \cdot e_{0x} \cdot \frac{c_{xi}}{l^2} \right) \\ &= \left(\frac{(206 \cdot 0,6^2)}{2 \cdot 2,7} \right) \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{0,69}{2,7} - 4 \cdot 0,69 \cdot \frac{0,6}{2,7^2} \right) = 13,7 \text{ кНм} \end{aligned}$$

$$M_{iy} = N \cdot c_{yi}^2 / 2b = 206 \cdot 0,3^2 / (2 \cdot 1,8) = 5,5 \text{ кНм}$$

Максимальним із отриманих моментів є $M_{ix} = 13,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$, отже, за ним слід підбирати арматуру.

Площа робочої арматури дорівнює:

$$A_s = M/(\xi \cdot h_0 \cdot R_s), \quad (2.33)$$

h_0 - робоча висота перерізу, що визначається як відстань від верху перерізу до центру робочої арматури;

$$h_0 = 0,3 - 0,05 = 0,25 \text{ м};$$

R_s - розрахунковий опір арматури, для арматури класу А – 400 періодичного профілю діаметром 10 – 40 мм, що дорівнює 365000 Па;

ξ - коефіцієнт, що залежить від величини α_m :

$$\alpha_m = M/(b \cdot h_0^2 \cdot R_b), \quad (2.34)$$

b — ширина стиснутої зони перерізу 1,8 м ;

R_b - розрахунковий опір бетону стисненню, для бетону марки В15 дорівнює 8,5 МПа.

$$\alpha_m = 13,7/(1,8 \cdot 0,25^2 \cdot 8500) = 0,03;$$

приймається рівним 1;

$$A_s = 13,7 \cdot 10^3/(1 \cdot 25 \cdot 365) = 1,5 \text{ см}^2$$

Виходячи з вимог до мінімального армування підшви фундаменту, призначається арматура для компонування зварної сітки С1: по більшій стороні — 8d10 мм А-400 (крок 200 мм) $A_s = 6,3 \text{ см}^2 > 1,5 \text{ см}^2$, по меншій стороні — 8d10 мм А-400 (крок 300 мм) $A_s = 6,3 \text{ см}^2 > 1,5 \text{ см}^2$, маса арматури 0,62 кг/м, марка сітки 4С $\frac{10 \text{ A400-200}}{10 \text{ A400-300}} 1650 \times 2650$

Крім того, підколонник армується встановленням просторового каркаса зі зварних плоских сіток. Поздовжня робоча арматура сітки С2 класу А400 діаметром 10 мм встановлюється з кроком 200 мм, а поперечна арматура класу А240 діаметром 6 мм з кроком 600 мм призначається конструктивно.

Під фундаментом влаштовується підкладка з бетону В3,5 товщиною 100 мм, з виступом за край плити фундаменту на 150 мм. При цьому товщина захисного шару бетону приймається рівною 35 мм. Ескіз стовпчастого фундаменту наведено на рисунку 2.10.

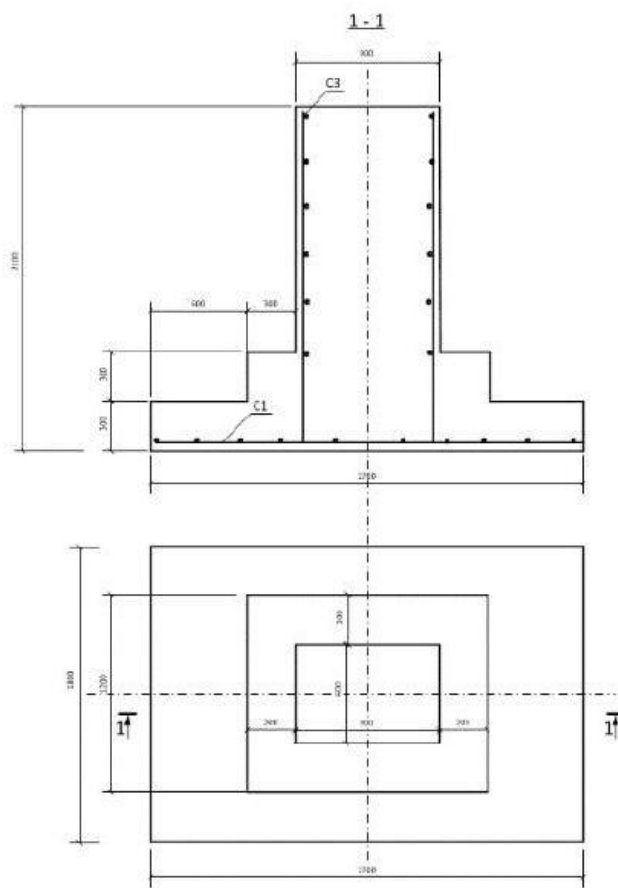


Рисунок 2.10 - Вигляд стовпчастого фундаменту

2.2.10 Проектування пальового фундаменту

Проектування пальового фундаменту здійснюється у такій послідовності:

- визначається тип паль, їхні параметри, глибина закладення ростверку;
- визначається несуча здатність паль;
- визначається їхня кількість у фундаменті;
- виконується ескіз фундаменту залежно від конструктивних особливостей будівлі;

- збираються навантаження з урахуванням ваги ростверку, виявляються їхні найбільш несприятливі комбінації;
- розраховується фундамент та його елементи (палі та ростверк) на міцність;
- виконується перевірочний розрахунок на деформації;
- остаточно проєктується фундамент, оформлюються робочі креслення, обчислюються обсяги робіт, їхня трудомісткість та вартість;
- формулюються вимоги до виконання робіт та технології занурення й виготовлення палей (та їхньої якості).

У цьому розділі проєктуються висячі палі, що спираються на стисливі ґрунти та передають навантаження вістрям і бічною поверхнею. Мінімальне заглиблення нижнього кінця палі в малостисливі ґрунти, а також у крупні піски, піски середньої крупності та пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості $J_L < 0,1$ становить не менше 0,5 м.

Довжина палі встановлюється наступним чином. Відмітка головки палі для визначення її довжини приймається на 0,3 м вище відмітки підшви ростверку з подальшою розбивкою при жорсткому з'єднанні ростверку та палі.

Попередня відмітка вістря палі приймається, виходячи з вимог: прорізання слабкого шару, мінімальна довжина заглиблення в міцніший ґрунт тощо. Таким чином, довжина палі прирівнюється до найближчого розміру сортаменту. Після визначення типової палі коригується відмітка її вістря.

Попередньо довжина палі приймається рівною 4 м (3,7 м + 0,3 м – на зрубвання та закладення арматури)

Для подальшого проєктування береться паля С40.30, з варіантом армування 3 арматурою А 400, класом бетону В 15, витратою бетону 0,37 м³, масою арматури 18 кг, масою палі 930 кг.

За характером роботи в ґрунті, залежно від умов опори нижнього кінця, проєктовані палі слід віднести до висячих, оскільки вони не спираються на малостисливий ґрунт (скельний, крупноуламковий з піщаним заповнювачем тощо), а

їхньою основою слугує пилюватий пісок. Ці палі працюють як за рахунок опору ґрунту по бічній поверхні, так і за рахунок опору ґрунту під нижнім кінцем.

Несуча здатність забивної висячої палі (кН) визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \Sigma \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) \quad (2.35)$$

де γ_c — коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, 1;

R — розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа, [16], 1250 кПа;

A - площа поперечного перерізу палі, м², A = 0,09 м²;

u — периметр поперечного перерізу палі, м, u = 1,2 м ;

f_i - розрахунковий опір і-го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа, [16], 21 кПа;

h_i - товщина і-го шару ґрунту біля бічної поверхні палі, = 3,7 м ;

γ_{cR}, γ_{cf} - коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні, що враховують спосіб заглиблення та приймаються при заглибленні паль марок С, $\gamma_{cR} = 1, \gamma_{cf} = 1$.

Отримані значення підставляються у формулу (2.32)

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 1250 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot 21 \cdot 3,7) = 205,8 \text{ кН}$$

Для визначення кількості паль у фундаменті необхідно призначити допустиме навантаження на один палець. Орієнтовні його значення дорівнюють:

$$F_d / \gamma_K = 205,8 / 1,4 = 147 \text{ кН}$$

де γ_K — коефіцієнт надійності, 1,4.

Допустиме навантаження менше за максимально допустиме (600 кН).

Глибина закладення підосви ростверку залежить від конструктивного рішення підземної частини будівлі та висоти ростверку. З урахуванням необхідності жорсткого закладення арматури паль у ростверк висота ростверку приймається рівною товщині плити з урахуванням запасу на закладення арматури:

$$h = 600 + 300 = 900 \text{ мм:}$$

У ростверк встановлюються закладні анкерні болти довжиною 720 мм.

Глибина закладення ростверку дорівнює: $900 + 150 = 1050$ мм.

При будівництві на здимальних ґрунтах передбачають заходи, що запобігають впливу нормальних зусиль пучення на підшву ростверку. Це досягається влаштуванням під ним повітряного зазору висотою не менше 150 мм, огороженого дошками (горбилями) або азбестоцементними листами.

Кількість паль у фундаменті встановлюється виходячи з умови максимального використання їх несучої здатності:

$$n = N_{0I} / (F_d / \gamma_k - \bar{A} \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}) \quad (2.38)$$

де N_{0I} — максимальна сума розрахункових вертикальних навантажень, що діють на обріз ростверку:

$$N_{0I} = 206 \text{ кН};$$

$\bar{A}$ - площа ростверку, що припадає на одну палю, $0,5 \text{ м}^2$;

γ_{mt} - середня питома вага ростверку та ґрунту на його обрізах, 20 кН/м^3 ; d_p — глибина закладення ростверку, м.

Отримані значення підставляються у формулу (2.33):

$$n = 206 / (147 - 0,5 \cdot 1,05 \cdot 20) = 1,5 \text{ шт};$$

Отримане значення n округлюється до цілого числа в бік збільшення. Кількість паль у куці приймається рівною 2 шт.

Палі в куцах повинні розміщуватися з урахуванням таких вимог:

- центр ваги повинен збігатися (або знаходитися якомога ближче) з точкою прикладання рівнодіючої постійних навантажень;
- відстань між осями забивних паль не менше $3d$ (d — сторона квадратного поперечного перерізу палі);

Проектування починається з розміщення паль та визначення розмірів ростверку в плані.

Виступи ростверків за межі паль становлять не менше 150 мм.

Розміри монолітного ростверку в плані повинні бути кратними 300 мм, а по висоті — 150 мм.

Орієнтовно вага ростверку, кН, визначається за формулою:

$$G_p = b_p l_p d_p \gamma_{mt} \quad (2.39)$$

де b_p та l_p — розміри ростверку в плані, (0,6 × 1,5 м);

d_p - висота ростверку, (0,9 м);

γ_{mt} - середнє значення його питомої ваги та ґрунту (при ступінчастому ростверку—22кН/м³).

Отримані значення підставляються у формулу (2.39):

$$G_p = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 22 = 17,8 \text{ кН.}$$

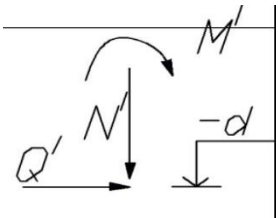
Підбір навантажень здійснюється наступним чином.

Для розрахунку тіла фундаменту навантаження приймаються згідно із завданням.

Для розрахунку основи пальового фундаменту на відмітці підшви ростверку значення навантажень приймаються без ділення на коефіцієнти (розрахунок за несучою здатністю). При цьому значення ваги фундаменту G множать на коефіцієнт 1,1.

Навантаження від найбільш навантаженої центральної колони наведено в таблиці 2.7.

Таблиця 2.7 - Навантаження на ростверк від центральної колони

Розрахункова схема	Вид розрахунку	Комбінація	N, кН	M, кН•м	Q, кН
M -0,150 0	Для розрахунку тіла фундаменту за I граничним станом	I	$N_{\max} = 206$	$M_{\text{відпов.}} = 0$	$Q_{\text{відпов.}} = -0$
		II	$N_{\text{відпов.}} = 42,4$	$-M_{\max} = 44,6$	$-Q_{\text{відпов.}} = 3,4$
	Для розрахунку тіла фундаменту за II граничним станом	I	$N_{\max} / 1,15 + G = 197$	0	0
		II	$N_{\text{відпов.}} / 1,15 + G = 54,7$	$-M_{\max} / 1,15 - Q(d - 0,15) / 1,15 = 40,6$	$-Q / 1,15 = -3$

Розрахунок пальового фундаменту виконують за 1-ою групою граничних станів. При цьому має виконуватися умова:

$$N_{\Pi} < F_d / \gamma_K, \quad (2.40)$$

Де N_{Π} — найбільше розрахункове навантаження, що передається на палю, кН; F_d — несуча здатність палі, кН;

γ_K - коефіцієнт надійності; при визначенні несучої здатності розрахунком він дорівнює 1,4;

Розрахункове навантаження на палю при дії моментів в одній площині визначається за формулою:

$$N_{ci} = N' / n \pm M' \cdot x / \sum x_i^2 \quad (2.41)$$

де N' та M' — відповідно розрахункові зусилля в несприятливих поєднаннях і комбінаціях, при яких розрахункове зусилля в палі найбільше; при визначенні вертикального зусилля до розрахункового навантаження додають вагу паль із коефіцієнтом надійності 1,1;

n — кількість паль у фундаменті, 2;

x - відстань у площині дії моменту від головної осі куца до палі, зусилля в якій визначається;

x_i - відстань від головної осі до кожної зі паль.

Для крайніх паль у куці можливе перевищення F_d/γ_k на 20% .

Навантаження на палі:

I комбінація:

$$N_{пл}^{1,2} = 206/2 - 0 \cdot 0,45 = 103 \text{ кН} < 147 \text{ кН};$$

II комбінація:

$$N_{пл}^{1,2} = 42,4/2 + 44,6 \cdot 0,45 = 41,3 \text{ кН} < 147 \text{ кН}$$

Умова $N_c < F_d/\gamma_k$ дотримується у всіх комбінаціях і при всіх навантаженнях.

Розрахунок осідання пального фундаменту під дією вертикальних навантажень проводиться для заглиблення паль у глинисті ґрунти з показником текучості $JL > 0,5$. Згідно з даними інженерно-геологічних досліджень, ґрунт під палем щільний і розрахунок осідання не потрібен.

Розміри ростверку кратні 300 мм і становлять $b = 600$ мм, $l = 1500$ мм , а відстань від його грані до грані палі не менше 150 мм .

У зв'язку з невеликим розміром ростверку він виконується без ступенів.

З'єднання ростверка з палями зазвичай жорстке, з закладенням випусків арматури паль.

Клас бетону для ростверків за міцністю на стиск попередньо приймається В25, за морозостійкістю — не нижче F50. Армування підшви здійснюється сітками зі стрижнів арматури А400.

Розрахунком на продавлювання плитної частини колоною перевіряється достатність обраної висоти ростверку. Піраміда продавлювання утворюється площинами, проведеними від основи колони під кутом 45^0 до центру робочої арматури плити (на 50мм вище підшви ростверку).

Суть перевірки на продавлювання полягає в тому, щоб сила продавлювання не перевищила міцність на розтягнення по гранях піраміди продавлювання.

Перевірка проводиться за умовою:

$$F < (2 \cdot R_{bt} \cdot h_{op}/\alpha) \cdot [h_{op}/c_1 \cdot (b_c + c_2) + h_{op}/c_2 \cdot (l_c + c_1)], \quad (2.42)$$

де F — розрахункова сила продавлювання, що дорівнює подвоєній сумі зусиль у палях, розташованих з одного найбільш навантаженого боку від осі колони та знаходяться за межами нижньої основи піраміди продавлювання; зусилля в палях визначаються від навантаження, прикладеного до обрізу ростверку (рисунок 2.11);

$$F = 2 \cdot N_{пл3}, \quad (2.43)$$

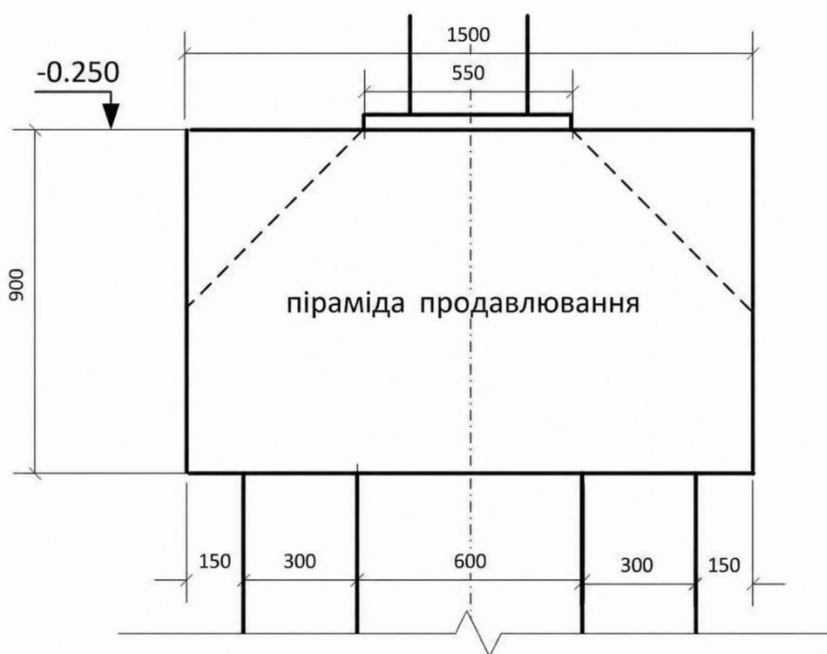


Рисунок 2.11 - Розташування піраміди продавлювання в ростверку

У даному випадку всі палі знаходяться в межах основи піраміди продавлювання, і розрахунок на продавлювання не потрібен. Перевірка на продавлювання ступеня ростверку кутовою палею не проводиться, оскільки паля в плані заходить за обидві грані підколонника.

За необхідності перевірка проводиться за формулою:

$$N_{\text{п}} \leq R_{\text{bt}} \cdot h_{01} \cdot [\beta_1 \cdot (b_{02} + 0,5 \cdot C_{02}) + \beta_2 \cdot (b_{01} + 0,5 \cdot C_{01})], \quad (2.44)$$

де $N_{\text{п}}$ — зусилля в кутовій палі, розраховане на основі розрахункових навантажень, що діють на підшву ростверку;

h_{01} - висота ступенів над палею;

b_{01}, b_{02} - відстані від внутрішніх граней палі до найближчих зовнішніх граней ростверку;

C_{01}, C_{02} - відстані від внутрішніх граней палі до найближчих граней підколонника, але не більше $h_{01} = 0,55$;

β_1, β_2 - безрозмірні коефіцієнти, що приймаються згідно з табл. 21[16] залежно від h_{01}/C_{01} , але не менше 0,6 і не більше 1.

Підбір діаметра арматури для сітки С1 здійснюється в результаті розрахунку фундаменту на міцність. Під тиском опору ґрунту фундамент згинається, у перерізах фундаменту виникають моменти (1-1, 2-2).

Момент у перерізі ростверку визначається за формулою:

$$M = N_{\text{пл}} \cdot x \quad (2.45)$$

$N_{\text{пл}}$ - розрахункове навантаження на палю, 103 кН;

x — відстань від центру кожної палі в межах згинаємої консолі до розглянутого перерізу, м;

$$M_{1-1} = M_{2-2} = 103 \cdot 0,45 = 46 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Площу робочої арматури знаходимо за формулою (2.42):

$$A_s = M / (\xi \cdot h_0 \cdot R_s) \quad (2.46)$$

h_0 - робоча висота перерізу, що визначається як відстань від верху перерізу до центру робочої арматури;

$$h_0 = 0,6 - 0,05 = 0,55 \text{ м};$$

R_s - розрахунковий опір арматури, для арматури класу А-III періодичного профілю діаметром 10 – 40 мм, що дорівнює 365000 кПа;

ξ - коефіцієнт, що залежить від величини α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{(b \cdot h_0^2 \cdot R_b)};$$

b — ширина стиснутої зони перерізу 0,6 м ;

R_b - розрахунковий опір бетону стисненню, для бетону марки В25 він дорівнює 18,5 МПа.

$$\alpha_m = 46 / (0,6 \cdot 0,55^2 \cdot 18500) = 0,01$$

приймаємо $\xi = 1$;

Підставляючи значення у формулу (2.42), отримуємо

$$A_s = 46 / (1 \cdot 0,55 \cdot 365000) = 2,3 \text{ см}^2;$$

З огляду на вимоги [24] щодо сортаменту, для компонування зварної сітки СІ з поздовжньою робочою арматурою приймається арматура -3d12 А-400 з $A_s = 3,39 \text{ см}^2$, маса 0,89 кг/м.

Армування підосви ростверку виконується однією сіткою з робочою арматурою в поздовжньому напрямку з кроком 200 мм згідно з рисунком 2.12.

Марка сітки — 1С $\frac{12-A400}{8-A240}$ 450 × 1450 . Армування підколонника виконується сітками С2 зі стрижнів класу А400 та А240, розташованими вертикально по боках ростверку. Поздовжня робоча арматура класу А 400 діаметром 12 мм сіток С2

встановлюється з кроком 200 мм, а поперечна арматура класу А240 діаметром 8 мм з кроком 600 мм призначається конструктивно, марка сітки 1С $\frac{12-A400}{8-A240} 850 \times 1450$

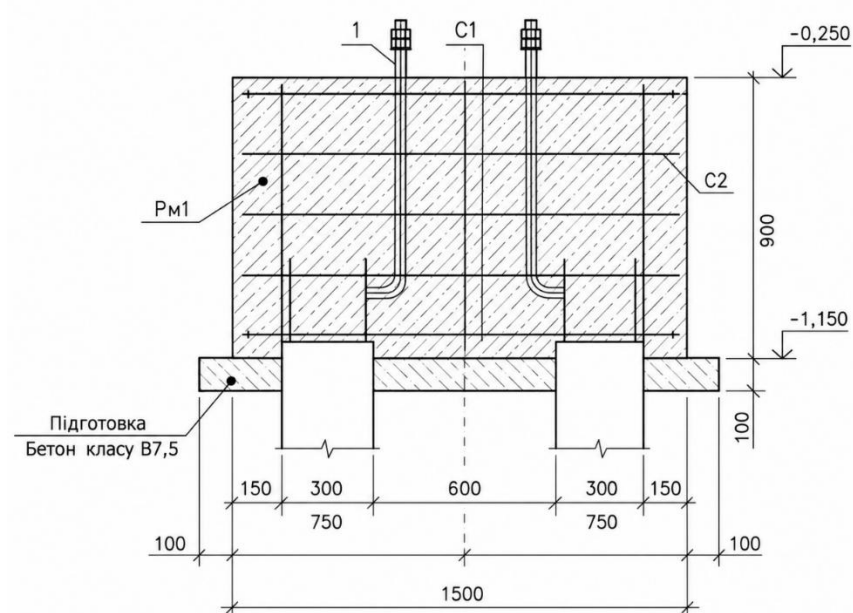


Рисунок 2.12 - Ростверк пальового фундаменту

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ ТА ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Заходи з охорони праці та техніки безпеки

Повинен бути організований постійний контроль працівниками справності обладнання, пристосувань, інструменту, перевірка наявності та цілісності огорож, захисного заземлення та інших засобів захисту до початку робіт і в процесі роботи на робочих місцях згідно з інструкціями з охорони праці;

При виявленні порушень норм і правил охорони праці працівники повинні вжити заходів для їх усунення власними силами, а в разі неможливості цього припинити роботи та поінформувати посадову особу.

У разі виникнення загрози безпеці та здоров'ю працівників відповідальні особи зобов'язані припинити роботи та вжити заходів щодо усунення небезпеки, а за необхідності забезпечити евакуацію людей у безпечне місце.

Відповідно до законодавства на роботах зі шкідливими та (або) небезпечними умовами праці, а також на роботах, пов'язаних із забрудненням, роботодавець зобов'язаний безкоштовно забезпечити видачу сертифікованих засобів індивідуального захисту.

Проїзди, проходи на виробничих територіях, а також проходи до робочих місць і на робочих місцях повинні утримуватися в чистоті та порядку, очищатися від сміття та снігу, не захащуватися матеріалами та конструкціями, що складуються.

Місця проходу людей у межах небезпечних зон повинні мати захисні огорожі. Входи до будівель (споруд), що споруджуються, повинні бути захищені зверху козирком шириною не менше 2 м від стіни будівлі.

У місцях переходу через траншеї, ями, канави повинні бути встановлені перехідні містки шириною не менше 1 м, огорожені з обох боків поручнями висотою не менше 1,1 м, із суцільною обшивкою вниз на висоту 0,15 м та з додатковою огорожувальною планкою на висоті 0,5 м від настилу.

На виробничих територіях, ділянках робіт і робочих місцях працівники повинні бути забезпечені питною водою, якість якої має відповідати санітарним вимогам.

Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби повинні бути освітлені відповідно до вимог державних стандартів. Небезпечні зони, вхід до яких заборонено особам, не пов'язаним з даним видом робіт, огорожуються та позначаються.

Тимчасові адміністративно-господарські та побутові будівлі та споруди розміщені поза небезпечною зоною від роботи монтажного крана.

Туалети розміщені таким чином, що відстань від найвіддаленішого місця поза будівлею не перевищує 200 м. Питні установки розміщені на відстані, що не перевищує 75 м від робочих місць. Позначено місця для куріння та розміщено пожежні пости, обладнані інвентарем для пожежогасіння.

4.2 Заходи щодо охорони навколишнього середовища та раціонального використання природних ресурсів

Передбачити заходи, що забезпечують збір та вивезення будівельного сміття, очищення виробничих та побутових стоків, охорону наявних на майданчику дерев і чагарників, захист ґрунту схилів від розмивання, запобігання загазованості повітря. Передбачається встановлення меж будівельного майданчика, що забезпечує максимальне збереження за межами території будівництва дерев, чагарників, трав'яного покриву.

Унеможлиблюється безладний та неорганізований рух будівельної техніки та автотранспорту. Тимчасові автомобільні дороги та інші під'їзні шляхи облаштовуються з урахуванням вимог щодо запобігання пошкодженню деревно-чагарникової рослинності.

Бетонна суміш та будівельні розчини зберігаються у спеціальних ємностях. Організуються місця, на яких встановлюються ємності для сміття.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Виконана бакалаврська кваліфікаційна робота присвячена проектуванню цеху з виробництва дерев'яних конструкцій для малоповерхового цивільного будівництва. У межах роботи сформовано цілісне архітектурно-будівельне, конструктивне та фундаментне рішення виробничої будівлі, призначеної для остаточної обробки сухих пиломатеріалів, виготовлення конструктивних елементів і забезпечення належних умов праці персоналу.

Проектований об'єкт розташований в с. Долина Івано-Франківської області. Під час прийняття рішень враховано природно-кліматичні та сейсмічні умови району будівництва, вплив снігових і вітрових навантажень, а також необхідність підтримання нормативного мікроклімату у виробничих та адміністративно-побутових приміщеннях.

Планувальна структура цеху відповідає характеру технологічного процесу. Основну частину будівлі займає виробниче приміщення, у якому передбачено розміщення обладнання для обробки пиломатеріалів і виготовлення дерев'яних конструкцій. Допоміжні та адміністративно-побутові приміщення включають електрощитову, компресорну, санітарний вузол, сходову клітку, кабінет начальника цеху, приміщення майстра зміни та майстра-технолога, кімнату електрика, гардероб і кімнату відпочинку персоналу. Таке компонування забезпечує функціональний зв'язок між виробничими операціями, технічним обслуговуванням обладнання та управлінням роботою цеху.

Будівля прийнята одноповерховою з вбудованою адміністративно-побутовою частиною. Загальна площа цеху становить 3456,29 м², площа забудови — 4226,47 м², а будівельний об'єм — 44983,32 м³. Прийняті параметри дають змогу організувати виробничий простір, достатній для розміщення технологічного обладнання, переміщення матеріалів і роботи персоналу.

Архітектурне вирішення будівлі базується на функціональному підході. Фасади сформовано прямокутними об'ємами зі скатним покриттям, а зовнішні огорожувальні конструкції прийнято із тришарових сендвіч-панелей із мінераловатним утеплювачем. Для адміністративно-побутових приміщень передбачено цегляні стіни, перегородки з гіпсокартонних систем і монолітні перекриття по профільованому настилу.

У роботі виконано теплотехнічну оцінку зовнішніх стін, покриття, віконних та дверних заповнень. Застосування утеплених стінових і покрівельних сендвіч-панелей, а також двокамерних склопакетів забезпечує необхідні теплозахисні характеристики будівлі та сприяє зменшенню втрат теплової енергії в опалювальний період.

Особливості виробничого призначення враховано також у рішеннях щодо підлог та внутрішнього оздоблення. У виробничій зоні передбачено міцні покриття, розраховані на механічні навантаження та інтенсивне використання. У санітарно-побутових і адміністративних приміщеннях прийнято матеріали, придатні для регулярного очищення, дотримання гігієнічних вимог і забезпечення комфортних умов перебування працівників.

Несучою системою будівлі є сталевий каркас, сформований поперечними двосхилими рамами, колонами, ригелями, прогонами та системою зв'язків. Поздовжню жорсткість забезпечують вертикальні зв'язки по колонах, а просторову роботу покриття — горизонтальні зв'язки та жорсткі рами. Така схема створює вільний внутрішній простір, необхідний для розміщення виробничого обладнання та організації технологічних процесів.

У розрахунково-конструктивній частині виконано збір постійних, снігових і вітрових навантажень на поперечну раму. Розрахунок проведено у програмному комплексі SCAD Office з урахуванням найбільш несприятливих комбінацій навантажень. За отриманими результатами перевірено роботу балки перекриття, центральної колони та анкерних болтів її кріплення.

Для балки перекриття прийнято двотавровий профіль, міцність і жорсткість якого підтверджено розрахунком. Також виконано перевірку центральної колони за умовами міцності та стійкості. Розрахунок анкерних болтів дав змогу обґрунтувати конструкцію закріплення колони у фундаменті та забезпечити надійне передавання зусиль від сталевго каркаса на фундаментну частину.

У розділі основ і фундаментів розглянуто два варіанти фундаментних рішень: стовпчастий фундамент неглибокого закладення та пальовий фундамент. Для обох варіантів визначено навантаження, глибину закладення, параметри ґрунтової основи, розміри фундаментних елементів і можливі деформації. За результатами техніко-економічного порівняння для проєктування прийнято пальовий фундамент як доцільніший для заданих інженерно-геологічних умов.

У роботі передбачено заходи щодо природного та штучного освітлення, захисту приміщень від шуму, вібрацій і пилу, а також протипожежні рішення. Для працівників, які обслуговують технологічне обладнання, визначено необхідність застосування засобів індивідуального захисту органів слуху та зору. Протипожежні заходи спрямовані на попередження виникнення пожежі, її своєчасне виявлення та локалізацію.

Розділ безпеки життєдіяльності й охорони праці охоплює вимоги до безпечної організації будівельно-монтажних робіт, експлуатації машин та механізмів, утримання робочих місць і застосування засобів індивідуального захисту. Окремо розглянуто заходи щодо охорони довкілля, раціонального використання природних ресурсів і зменшення негативного впливу будівництва на прилеглу територію.

Мету бакалаврської кваліфікаційної роботи досягнуто. Розроблено архітектурно-планувальне та конструктивне рішення цеху, виконано теплотехнічні й статичні розрахунки, перевірено основні елементи сталевго каркаса, обґрунтовано пальове фундаментне рішення та передбачено заходи з охорони праці, пожежної безпеки й захисту навколишнього середовища. Прийняті рішення є взаємопов'язаними та відповідають офіційній темі роботи.

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., Лецишена, 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: Мінрегіонбуд 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.