

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 торгового центру

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

192 “Будівництво та цивільна інженерія”

(шифр і назва спеціальності)

Студент

_____ Кузьмич І. В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник

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

Нормоконтроль

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

Завідувач кафедри

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

Рецензент

_____ Качка О. І.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В.П.
(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 Кузьмичу Ігору Васильовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект торгового центру

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 - торговий центр у м. Чернігів, чотириповерхова адміністративно-торговельна будівля з підземним паркінгом.

Вихідні умови - рамно-зв'язкова схема; три прольоти по 9 м, крок колон 6 м; металевий і монолітний залізобетонний каркаси; сендвіч-панелі, монолітні перекриття, пальові та неглибокі фундаменти.

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

Розробити об'ємно-планувальні та технологічні рішення торгового центру з підземним паркінгом.

Обґрунтувати функціональне зонування, входи, вантажне обслуговування та вертикальні зв'язки.

Прийняти рамно-зв'язкову схему, рішення перекриттів, покриття, огорожень і світлопрозорих конструкцій.

Виконати теплотехнічні розрахунки стін, покриття та світлопрозорих конструкцій.

Розрахувати металевий і монолітний залізобетонний каркаси з підбором основних елементів.

Запроектувати та порівняти фундаменти; розробити розділ «Безпека життєдіяльності, Основи охорони праці».

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)

Кузьмич І.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Коваль І.В.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	10
1.1 Вихідні дані для проектування	10
1.1.1 Характеристика об'єкта будівництва	10
1.1.2 Характеристика місця будівництва	10
1.2 Об'ємно-планувальні рішення.....	10
1.2.1 Основні технологічні рішення	10
1.2.2 Характеристика будівлі	11
1.3 Конструктивні рішення	12
1.3.1 Характеристика несучих конструкцій.....	12
1.3.2 Будівельні конструкції.....	12
1.3.3 Характеристика огорожувальних конструкцій	13
1.3.3.1 Теплотехнічний розрахунок стіни.....	13
1.3.3.2 Теплотехнічний розрахунок покриття	15
1.3.3.3 Теплотехнічний розрахунок світлопрозорих конструкцій	16
1.4 Оздоблення приміщень, отвори, підлоги.....	20
1.4.1 Оздоблення приміщень.....	20
1.5 Техніко-економічні показники будівлі	22
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	23
2.1 Розрахунок і конструювання металевого каркасу	23
2.1.1 Компонування конструктивної схеми каркасу	23
2.1.2 Компонування поперечної рами	24
2.1.3 Система зв'язків	24

2.1.4 Компонування поперечної рами каркаса	25
2.1.5 Розрахунок поперечної рами.....	25
2.1.5.1 Вибір розрахункової схеми рами.....	25
2.1.5.2 Сума навантажень на раму	26
2.1.5.3 Статичний розрахунок рами	32
2.1.6 Розрахунок другорядної балки перекриття	37
2.1.7 Розрахунок і конструювання основи колони	39
2.2 Розрахунок і конструювання залізобетонного монолітного каркаса	44
2.2.1 Компонування конструктивної схеми каркаса.....	44
2.2.2 Компонування поперечної рами	44
2.2.3 Система зв'язків	45
2.2.4 Компонування поперечної рами каркаса	45
2.2.5 Розрахунок поперечної рами каркаса.....	46
2.2.5.1 Вибір розрахункової схеми рами.....	46
2.2.5.2 Сума навантажень на раму	47
2.2.5.3 Статичний розрахунок рами	50
РОЗДІЛ 3 ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ.....	52
4.1 Вихідні дані.....	52
3.2 Проектування забивних паль	53
3.2.1 Визначення несучої здатності забивної палі	54
3.2.2 Розміщення паль у фундаменті.....	54
3.2.3 Армування ростверку.....	55
3.2.4 Підбір пальового обладнання та розрахунок відмови.....	56
3.3 Проектування фундаментів неглибокого закладення	57
3.3.1 Вибір глибини закладення фундаменту.....	57

3.3.2 Визначення попередніх розмірів підшви фундаменту	58
3.3.3 Приведення навантажень до п'яти фундаменту	60
3.3.4 Визначення тиску під підшвою фундаменту.....	60
3.3.5 Розрахунок осідання фундаменту.....	61
3.3.6 Конструювання та розрахунок стовпчастого фундаменту	63
3.4 Порівняння варіантів влаштування фундаментів	64
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ ТА ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	65
4.1 Заходи з охорони праці та техніки безпеки	65
4.2 Заходи щодо охорони навколишнього середовища та раціонального використання природних ресурсів	66
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	67
БІБЛІОГРАФІЯ.....	69

ВСТУП

Торгові центри належать до громадських будівель із багатофункціональною структурою, у межах якої поєднуються приміщення для торгівлі, виставкової діяльності, роботи персоналу, обслуговування відвідувачів, зберігання товарів та експлуатації інженерного обладнання. Проектування таких об'єктів потребує узгодження функціональної схеми, архітектурно-планувальних рішень, конструктивної системи, транспортного обслуговування та вимог безпечної експлуатації.

Актуальність кваліфікаційної роботи полягає у розробленні проєкту торгового центру, що забезпечує раціональне використання міської території, належні умови для відвідувачів і персоналу, безпечну організацію руху людей та транспорту, а також можливість розміщення автомобілів у підземному паркінгу. Для таких будівель важливими є чітке функціональне зонування, розділення потоків відвідувачів, працівників і вантажного транспорту, забезпечення природного освітлення, енергоефективності огорожувальних конструкцій та просторової жорсткості несучого каркаса.

Об'єктом проєктування є торговий центр у місті Чернігів, запроєктований як окремо розташована чотириповерхова адміністративно-торговельна будівля з підземним одnorівневим паркінгом. На першому поверсі передбачено торгово-виставкові приміщення, службові зони та гардероб персоналу. На другому, третьому і четвертому поверхах розміщуються офісні приміщення, конференц-зали, їдальня та санітарно-побутові приміщення. Підземний рівень використовується для стоянки автомобілів, в'їзд до якої організовано через криту рампу.

Архітектурно-планувальне рішення будівлі сформовано з урахуванням функціонального призначення окремих поверхів і необхідності автономної роботи торгової та офісної частин. Для відвідувачів і працівників передбачено окремі входи, а для вантажного транспорту — ворота та зону розвантаження, розміщену поза основними маршрутами руху людей. Таке рішення дає можливість

забезпечити зручне користування будівлею, не допускаючи перехрещення потоків товарів, персоналу та відвідувачів.

Будівля має рамно-зв'язкову конструктивну схему. Просторова жорсткість забезпечується спільною роботою поперечних рам, жорстких вузлів з'єднання колон із фундаментами та ригелів із колонами, а також системою вертикальних і горизонтальних зв'язків. Для зовнішніх огорожувальних конструкцій передбачено тришарові сендвіч-панелі з мінераловатним утеплювачем, а для покриття — утеплені панелі по металевих конструкціях. У роботі також розглянуто природне освітлення приміщень, склад віконних і вітражних конструкцій, рішення підлог, внутрішнього оздоблення та техніко-економічні показники будівлі.

Особливістю конструктивного розділу є варіантне опрацювання двох можливих несучих систем: металевого каркаса та монолітного залізобетонного каркаса. Для прийнятих схем виконано компонування рам, систем зв'язків, збір навантажень, статичний розрахунок і підбір основних несучих елементів. У межах проєктування фундаментів розглянуто палі та фундаменти неглибокого закладення з подальшим порівнянням варіантів за конструктивними й техніко-економічними показниками.

Метою кваліфікаційної роботи є розроблення архітектурно-будівельних, розрахунково-конструктивних і фундаментних рішень торгового центру з урахуванням функціонального призначення будівлі, умов будівельного майданчика, вимог енергоефективності, надійності несучих конструкцій, пожежної безпеки та охорони праці.

Для досягнення поставленої мети у роботі вирішено такі завдання:

1. Проаналізовано природно-кліматичні, снігові, вітрові, сейсмічні та експлуатаційні умови району будівництва.
2. Розроблено об'ємно-планувальні рішення торгового центру з підземним паркінгом, визначено склад торгових, виставкових, офісних, конференц-, побутових і технічних приміщень.

3. Обґрунтовано функціональне зонування будівлі, організацію входів, вантажного обслуговування, підземного паркування та вертикальних зв'язків між поверхами.

4. Прийнято конструктивну систему будівлі, визначено принципи просторової роботи рамного каркаса, системи зв'язків, перекриттів, покриття, зовнішніх огорожень і фундаментів.

5. Виконано теплотехнічні розрахунки зовнішніх стін, покриття та світлопрозорих конструкцій для забезпечення нормативних показників теплозахисту.

6. Розроблено рішення внутрішнього оздоблення, заповнення дверних і віконних прорізів, підлог та інших елементів інтер'єру відповідно до функціонального призначення приміщень.

7. Виконано компонування та розрахунок металевого каркаса, включно з визначенням навантажень на поперечну раму, другорядні балки, колони й вузли їх опираючі.

8. Розглянуто варіант монолітного залізобетонного каркаса, виконано компонування його поперечної рами, системи зв'язків і статичний розрахунок основних елементів.

9. Виконано проектування фундаментів на забивних палях і фундаментів неглибокого закладення, визначено їх несучу здатність, геометричні параметри, армування та осідання основи.

10. Проведено порівняння фундаментних рішень із визначенням доцільного варіанта для умов проєктованого об'єкта.

11. Розглянуто заходи з охорони праці, техніки безпеки, захисту довкілля та раціонального використання природних ресурсів під час будівництва й експлуатації торгового центру.

Вихідними даними для проєктування є функціональне призначення об'єкта як торгового центру, його розташування в м. Чернігів, чотириповерхова структура будівлі з підземним паркінгом, рамно-зв'язкова конструктивна схема, три прольоти по 9 м, застосування металевого та монолітного залізобетонного

каркасів у варіантному опрацюванні, сендвіч-панелей, монолітних перекриттів, світлопрозорих конструкцій і фундаментів різних типів.

Методи виконання роботи включають аналіз функціональних, архітектурних і конструктивних вимог, теплотехнічні розрахунки огорожувальних конструкцій, визначення навантажень, статичний розрахунок рамних систем, підбір перерізів металевих і залізобетонних елементів, розрахунок основ і фундаментів, а також порівняння конструктивних варіантів.

Практичне значення роботи полягає у розробленні комплексного проєктного рішення торгового центру, яке поєднує торгово-виставкову, офісну та паркувальну функції. Прийняті рішення спрямовані на забезпечення зручності користування будівлею, надійності несучого каркаса, енергоефективності зовнішніх огорожень, обґрунтованого вибору фундаментів і безпечних умов експлуатації.

Ключові слова: ТОРГОВИЙ ЦЕНТР, ПІДЗЕМНИЙ ПАРКІНГ, РАМНИЙ КАРКАС, СЕНДВІЧ-ПАНЕЛІ, ФУНДАМЕНТИ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Вихідні дані для проектування

1.1.1 Характеристика об'єкта будівництва

Об'єкт будівництва - чотириповерхова адміністративно-торговельна будівля з підземним паркінгом.

Вид будівництва — нове. Будівля окремо стояча.

1.1.2 Характеристика місця будівництва

Будівельно-кліматичний район II [3].

Зона вологості — суха.

Розрахункове снігове навантаження для III району—1,8 кПа [2].

Нормативне вітрове навантаження для III району —0,38 кПа [2].

Сейсмічність району - 6 балів [7].

Переважаючий напрямок вітру - ПдЗх [3].

Температура найхолоднішої п'ятиденки з забезпеченістю 0,9237⁰С [3].

Абсолютна мінімальна температура повітря—28⁰С [3].

Середня температура опалювального періоду—6,7⁰С [3].

Тривалість опалювального періоду становить 183 дні [3].

Середньомісячна вологість повітря найхолоднішого місяця — 78 % [3].

Нормативна глибина промерзання ——1,5 м.

1.2 Об'ємно-планувальні рішення

1.2.1 Основні технологічні рішення

Ділянка для розміщення адміністративно-торговельної будівлі розташована в м. Чернігів.

Об'єкт являє собою чотириповерхову будівлю з підземною однарусною парковкою, з розміщенням на 1-му поверсі торгово-виставкових приміщень, на 2,3,4 -х поверхах - офісних приміщень.

Для зручності персоналу та відвідувачів будівлі підвальний поверх займає парковка для автомобілів. В'їзд на парковку здійснюється через криту рампу.

На першому поверсі знаходиться виставковий зал для відвідувачів, а також службове приміщення та гардеробна персоналу. Будівля має два незалежні один від одного входи та ворота, призначені для в'їзду вантажних машин. Місце розвантаження товарів розташоване таким чином, щоб не перешкоджати входу в приміщення та вільному пересуванню відвідувачів по залу.

Другий поверх складається з 9 офісних приміщень і двох конференц-залів. Безпосередньо до конференц-залів примикає їдальня, за якою розташовані два санвузли. Третій і четвертий поверхи мають таке ж планування, як і другий.

Прийняті технічні рішення відповідають вимогам екологічних, санітарно-гігієнічних, протипожежних та інших норм і забезпечують безпечну для життя та здоров'я людей експлуатацію об'єкта.

1.2.2 Характеристика будівлі

Ступінь вогнестійкості — II [17].

Будівля має розміри в осях $35,0 \times 28,35$ м. Кількість прольотів - 3, величина прольоту - 9 м, крок колон 6 м.

Поверховість - будівля чотириповерхова, не враховуючи підвальний поверх. Планувальна комірka поверхів $6,0 \text{ м} \times 9,0 \text{ м}$, висота підвального поверху $H_0 = 3,3$ м, висота першого поверху $H_1 = 3,6$ м, другого, третього та четвертого поверхів $-H_{2-4} = 3,3$ м.

Вхідні вузли обладнані тамбурами.

1.3 Конструктивні рішення

1.3.1 Характеристика несучих конструкцій

Конструктивна система будівлі - каркасна.

Конструктивна схема будівлі — рамно-зв'язкова, складається з поперечних рам. Просторова жорсткість будівлі забезпечується жорстким закріпленням колон з фундаментами та жорстким закріпленням ригеля з колоною, а також зв'язками в поздовжньому напрямку.

Прив'язка колон до координаційних осей прийнята центральна. Матеріал несучого каркаса будівлі - сталь.

1.3.2 Будівельні конструкції

Каркас будівлі — металоконструкції.

Фундаменти — стовпчасті.

Колони — залізобетонні перерізом 400 × 400 мм.

Перекрыття — монолітні залізобетонні на металевих балках товщиною 100 мм.

Зовнішні стіни виконані з металевих тришарових панелей типу «Сендвіч» з ефективним мінераловатним утеплювачем (негорючі гідрофобізовані мінераловатні плити на базальтовій основі виробництва, $\delta = 150$ мм).

Внутрішні цегляні перегородки з цегли М75 на розчині М50. Перегородки гіпсокартонні.

Покрівля будівлі спроектована рулонною на набірних сендвіч-панелях на металевих конструкціях.

Вікна - металопластикові склопакети з потрібним склінням індивідуального виготовлення.

Вітражі — металеві, пофарбовані порошковою фарбою в заводських умовах.

Двері - індивідуального виготовлення.

1.3.3 Характеристика огорожувальних конструкцій

1.3.3.1 Теплотехнічний розрахунок стіни

Зовнішні стіни будівлі спроектовані як збірні сендвіч-панелі товщиною 150 мм. Внутрішня обшивка зовнішніх стін виконується з гіпсокартону. Конструкція стіни показана на рисунку 1.1.

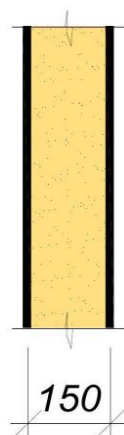


Рисунок 1.1 - Конструкція стіни

Розрахунок виконано згідно з [21]. Опір теплопередачі огорожувальних конструкцій R_0 слід приймати не менше від необхідних значень, R_0^{mp} , визначених виходячи з санітарно-гігієнічних та комфортних умов і умов енергозбереження.

1. Необхідний опір теплопередачі огорожувальних конструкцій, що відповідають умовам енергозбереження, визначається згідно з ГСОП (градусодоби опалювального періоду):

$$\text{ГСОП} = (t_6 - t_{\text{оп.пер}}) \cdot z_{\text{оп.пер}}, \quad (2.1)$$

Де $t_6 = 18^\circ\text{C}$ — розрахункова температура внутрішнього повітря, що приймається згідно з [21];

$t_{\text{оп.пер}} = -6,7^\circ\text{C}$ — середня температура періоду із середньодобовою температурою повітря нижчою або рівною 8°C , що приймається згідно з [3];

$z_{\text{оп.пер}} = 233$ діб - тривалість періоду із середньодобовою температурою повітря нижчою або рівною 8°C , що приймається згідно з [3].

Підставляємо значення у формулу (1.1).

$$\text{ГСОП} = (18 + 6,7) \cdot 233 = 5755,1 \text{ град.} - \text{діб.}$$

За [21] визначаємо необхідний опір теплопередачі стін $R_0^{mp} = 2,76 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$.

2. Необхідний опір теплопередачі огорожувальних конструкцій, що відповідають санітарно-гігієнічним та комфортним умовам, визначається за формулою

$$R_0^{mp} = \frac{n \cdot (t_6 - t_H)}{\Delta t_H \cdot \alpha_B} \quad (1.2)$$

де $n = 1$ — коефіцієнт, що приймається залежно від положення зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції стосовно зовнішнього повітря, визначений за [21];

t_6 - те саме, що у формулі 2.1;

$t_H = -27^{\circ}\text{C}$ - розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, що дорівнює середній температурі найхолоднішої п'ятиденки з забезпеченістю 0,92, визначена за [3];

$\Delta t_H = -4,5^{\circ}\text{C}$ - нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря та температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, що приймається за [21];

$\alpha_B = 8,7 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$ - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, прийнятий за [21].

Підставляємо значення у формулу (2.2).

$$R_0^{mp} = \frac{1 \cdot (18 + 37)}{4,5 \cdot 8,7} = 1,41 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт.}$$

3. Вибираємо максимальний необхідний опір теплопередачі

$$R_0^{mp} = 2,76 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт.}$$

4. Визначаємо товщину утеплювача в зовнішніх стінах.

- шар 1 - сталевий оцинкований лист ($\delta = 0,5$ мм);
- шар 2 — мінераловатна плита на базальтовій основі
($\lambda = 0,044$ Вт/м² · °С) ;

- шар 3 - сталевий оцинкований лист ($\delta = 0,5$ мм).

У розрахунку враховуватимуться лише шар 2, решта шарів мають занадто малу товщину і не мають значного впливу на опір теплопередачі.

Опір теплопередачі огорожувальної конструкції визначається за формулою

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_H}, \quad (1.3)$$

де α_B - те саме, що у формулі 1.2;

δ_2 - товщина теплоізоляційної плити, м;

λ_2 - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу, Вт/м² · °С ;

$\alpha_H = 23$ Вт/м² · °С — коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов)

зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції, що приймається за [21].

Підставляємо значення у формулу (1.3).

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{\delta_2}{0,044} + \frac{1}{23}$$

звідси

$$\frac{\delta_2}{0,044} = 2,61$$

$$\delta_2 = 0,11 \text{ м}$$

Товщина теплоізоляційної плити в конструкції зовнішніх стін повинна бути не менше 110 мм. Приймаємо панель товщиною 120 мм.

1.3.3.2 Теплотехнічний розрахунок покриття



Рисунок 1.2 - Конструкція покриття

1. За формулою (1.1) ГСОП = $(18 + 6,7) \cdot 233 = 5755,1$ град.-діб.

За [21] визначаємо необхідний опір теплопередачі покриття

$$R_0^{nmp} = 3,94 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}.$$

2. Необхідний опір теплопередачі огорожувальних конструкцій, що відповідають санітарно-гігієнічним та комфортним умовам, визначається за формулою (1.2):

$$R_0^{nmp} = \frac{1 \cdot (18 + 37)}{4 \cdot 8,7} = 1,58 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}.$$

2. Вибираємо максимальний необхідний опір теплопередачі

$$R_0^{nmp} = 3,94 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}.$$

3. Визначаємо товщину утеплювача покриття:

- шар 1 — сталевий оцинкований лист ($\delta = 0,5$ мм);
- шар 2 - мінераловатна плита на базальтовій основі ($\lambda = 0,044 \text{ Вт}/\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$)
- шар 3 - сталевий оцинкований лист ($\delta = 0,5$ мм).

У розрахунку враховуватимуться тільки шар 2, інші мають занадто малу товщину і не чинять великого впливу на опір теплопередачі.

Опір теплопередачі огорожувальної конструкції визначається за формулою

$$(1.3): R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{\delta_2}{0,044} + \frac{1}{23}$$

$$\begin{aligned} \text{Звідси } \frac{\delta_2}{0,044} &= 3,79 \\ \delta_2 &= 0,16 \text{ м} \end{aligned}$$

Товщина теплоізоляційної плити в конструкції покриття повинна бути не менше 160 мм. Приймаємо панель товщиною 200 мм.

1.3.3.3 Теплотехнічний розрахунок світлопрозорих конструкцій

ГСОП = $5775,1$ град. -діб.

За [21] визначаємо необхідний опір теплопередачі стін:

$$R_{0 \text{ прив}}^{\text{мп}} = 0,494 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{С/Вт}$$

$$R_{0 \text{ прив}}^{\text{мп}} = 0,494 < 0,51 = R_{0 \text{ вік}}^{\text{мп}}.$$

За [21] при $R_{0 \text{ вік}}^{\text{мп}} = 0,51 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{С/Вт}$ - приймаємо двокамерний склопакет зі звичайного скла в ПВХ-рамках.

Розрахунок площі віконного скління проводимо згідно з [12]. Розрахункова схема представлена на рисунку 1.3. Розрахунок проводимо за наближеною формулою

$$S_{\text{вік}} = \frac{S_n \cdot e_k \cdot \eta_0 \cdot k_3 \cdot k_{3\partial}}{100 \cdot \tau_0 \cdot r_1} \quad (1.4)$$

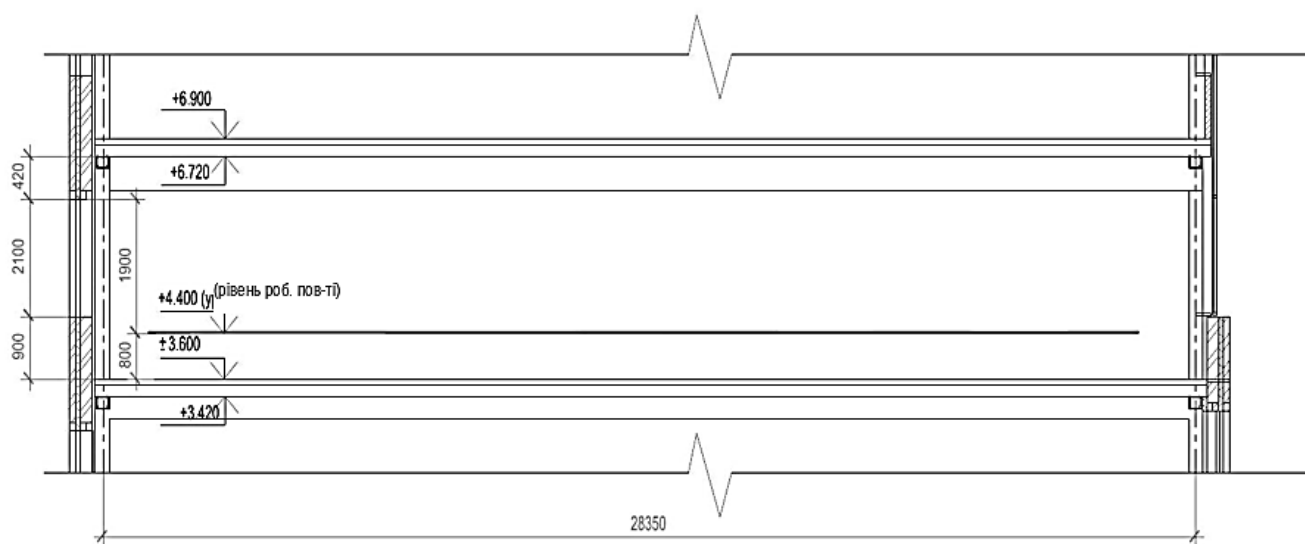


Рисунок 1.3 - Розрахункова схема для розрахунку природного освітлення

Площа прольоту при двосторонньому розташуванні світлових прорізів визначається за формулою

$$S_n = 2L_n \cdot 1,5h = 2 \cdot 35 \cdot 1,5 \cdot 3,1 = 325,5 \text{ м}^2 \quad (1.5)$$

Де h — висота від рівня чистої підлоги до перекриття;

L_n - довжина будівлі.

Розряд зорових робіт задано III для другого адміністративного району за ресурсом світлового клімату.

Коефіцієнт природного освітлення приміщення визначається за формулою

$$e_N = e_H \cdot t = 1,5 \cdot 1,9 = 1,3\% \quad (1.6)$$

Де e_H – значення к.е.о.;

t - коефіцієнт світлового клімату.

Коефіцієнт запасу приймаємо $K_3 = 1,2$.

Коефіцієнт, що враховує затінення вікон протилежними будівлями, $K_{зд} = 1$.

Значення світлової характеристики вікон при бічному освітленні визначаємо для $\frac{L_n}{B} = \frac{35}{28,35} = 1,23$ і $B/h_1 = 28,35/2,1 = 13,5$

де h_1 - висота від рівня робочої поверхні до верху вікна;

L_n - довжина будівлі;

B - ширина будівлі.

За отриманими співвідношеннями $\eta_0 = 23$.

Середньозважений коефіцієнт відбиття стелі, стін і підлоги визначається за формулою

$$\rho_{cp} = \frac{\rho_{стелі} \cdot S_{стелі} + \rho_{стін} \cdot S_{стін} + \rho_{під} \cdot S_{під}}{S_{стелі} + S_{стін} + S_{під}} \quad (1.7)$$

Де $\rho_{ном} = 0,7$ - коефіцієнт відбиття стелі;

$\rho_{стін} = 0,6$ - коефіцієнт відбиття стін;

$\rho_{під} = 0,3$ – коефіцієнт відбиття підлоги;

Площі стелі та підлоги:

$$S_{стелі} = S_{підлоги} = 35 \cdot 28,35 = 992,3 \text{ м}^2.$$

Площа стін:

$$S_{стін} = 28,35 \cdot 3,1 \cdot 2 + 35 \cdot 3,1 \cdot 2 = 392,8 \text{ м}^2$$

Підставляємо отримані значення у формулу (1.7):

$$\rho_{cp} = \frac{0,7 \cdot 992,3 + 0,6 \cdot 392,8 + 0,3 \cdot 992,3}{992,3 + 392,8 + 992,3} = 0,52.$$

Відношення ширини будівлі $B = 28,35$ м до відстані від умовної робочої поверхні до верху вікна $h_1 = 2,1$ м становить 13,5.

Розрахункова точка від вікна визначається половиною ширини:

$$L = B/2 = 28,35/2 = 14,2 \text{ м.}$$

Відношення відстані від розрахункової точки до ширини будівлі:

$$L/B = 14,2/28,35 = 0,5.$$

Співвідношення довжини будівлі $L_n = 35$ м до її ширини $B = 28,35$ м :

$$L_n/B = 35/28,35 = 1,23.$$

За цих параметрів $r_1 = 2,9$.

Загальний коефіцієнт світлопропускання визначаємо за формулою

$$\tau_0 = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_4 = 0,75 \cdot 0,7 \cdot 1 = 0,53 \quad (1.8)$$

де $\tau_1 = 0,75$ - з потрійним склінням;

$\tau_2 = 0,7$ – з потрійним склінням;

$\tau_4 = 1$, оскільки відсутні сонцезахисні пристрої.

Площа віконного заповнення за формулою (1.4) дорівнює:

$$S_{ok} = \frac{325,5 \cdot 1,2 \cdot 1,3 \cdot 23_3 \cdot 1}{100 \cdot 0,53 \cdot 2,9} = 75,9 \text{ м}^2$$

Приймаються такі види світлових прорізів на один поверх:

- вікно $2,0 \times 1,8$ м – 14 шт, $S = 50,4 \text{ м}^2$;
- вікно $1,6 \times 1,8$ м – 6 шт, $S = 17,28 \text{ м}^2$;
- вікно $1,2 \times 1,8$ м – 3 шт, $S = 6,48 \text{ м}^2$;
- вікно $0,9 \times 1,8$ м – 9 шт, $S = 14,58 \text{ м}^2$.

Разом, повна фактична площа світлових прорізів становить $88,74 \text{ м}^2$, що перевищує розрахункову площу, і тому відповідає вимогам.

1.4 Оздоблення приміщень, отвори, підлоги

1.4.1 Оздоблення приміщень

Специфікація елементів заповнення дверних прорізів наведена в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - Специфікація елементів заповнення дверних прорізів

Марка	Назва	Кількість	Примітка
1	ДВ-1 2100×700 ЛП	2	Інд.виг.
2	ДВ-1 2100×700 ЛП	4	
3	ДВ-1 2100×700 ЛП	19	
4	ДВ-1 2100×700 ЛП	6	
5	Противопожежні двері на притворах ДГ 21-9	4	
6	Противопожежні двері на притворах ДГ 21-9	1	
7	Металеві глухі двері 900 × 2100(h)	9	
8	Металеві глухі двері 900х2100 (h)л	12	
9	Металеві глухі двері 1300х2300 (h)	1	
10	Металопластикові двері зі склінням 1000 × 2100(h)	1	
11	Металопластикові двері зі склінням 1000 × 2100 (h)л	1	
12	Металопластикові двері зі склінням 1300 × 2300(h)	21	
13	Металопластикові двері зі склінням 1600х2100 (h)	9	
14	Ворота секційні підйомні 2500 × 2700 (h)	2	

Специфікація елементів заповнення віконних прорізів та вітражів наведена в таблиці 1.2.

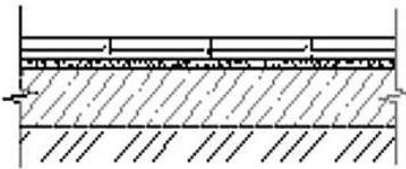
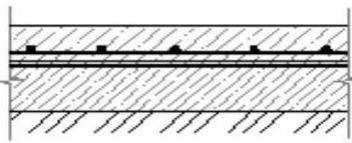
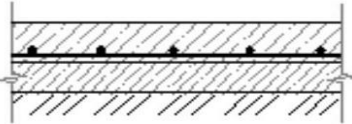
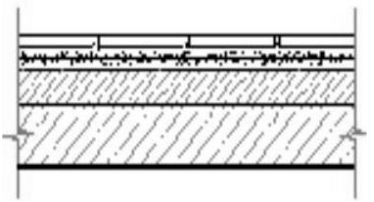
Таблиця 1.2 - Специфікація заповнення віконних прорізів та вітражів

Марка	Назва	Кількість	Примітка
ВК1	Металопластикове вікно 2000х1800(h)	30	Інд.виг.
ВК2	Металопластикове вікно 2000х1800(h)	12	
ВК3	Металопластикове вікно 1600х1800(h)	12	
ВК4	Металопластикове вікно 1600х1400(h)	1	
ВК5	Металопластикове вікно 1600х1800(h)	9	
ВК6	Металопластикове вікно 900х1800(h)	15	
ВК7	Металопластикове вікно 900х1800 (висота)	12	
ВК8	Металопластикове вікно 900 × 900(h)	14	
ВК9	Металопластикове вікно 700 × 700(h)	2	
ВК10	Металопластикове вікно 900х1200(h)	2	
В1	Металевий вітраж 1600 × 2700(h)	1	
В2	Металевий вітраж 2000 × 2700(h)	7	
В3	Металевий вітраж 700х9000 (h)	2	
В4	Металевий вітраж 1000 × 9300(h)	1	

Конструкція підлог приймається відповідно до вимог [4].

Експлікація підлог представлена в таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 - Експлікація поверхів

Найменування приміщень	Тип підлоги	Схема підлоги	Дані елементів підлоги	Площа, м ²
1	2	3	4	5
4, 7	1		1.Керамічна плитка - 10 мм 2.Клейова мастика із заповненням швів - 20 мм. 3.Вирівнювальна стяжка з цементно-піщаного розчину М150 — 40 мм. 4.Бетон кл. В7,5 - 180 мм 5.Ущільнений ґрунт основи	20,72
5, 6, 8	2		1.Бетон класу В15, армований сіткою - 120 мм. 2. Гідроізоляція обклеювальна - 2 шари. 3.Бетон класу В7,5 - 250 мм. 4.Ущільнений ґрунт основи	22,95
1, 2, 3, 9	3		1.Бетон класу В15, армований сіткою - 120 мм. 2. Бетон класу В7,5 - 100 мм. 3.Ущільнений ґрунт основи	766,76
10-13, 16-19, 25-28, 33, 34, 44, 45	4		1.Керамічна плитка - 10 мм 2.Клейова мастика із заповненням швів - 20 мм. 3.Вирівнювальна стяжка з цементно-піщаного розчину М150 - 40 мм. 4.Монолітне залізобетонне перекриття	1020,17
20-22, 35-38	5		1.Керамічна плитка - 10 мм 2.Клейова мастика із заповненням швів - 20 мм. 3.Вирівнювальна стяжка з цементно-піщаного розчину М150-20 мм. 4. Гідроізоляція обклеювальна — 2 шари. 5. Вирівнювальна стяжка з цементно-піщаного розчину М150-20 мм. 6.Монолітне залізобетонне перекриття	69,54
23, 24, 29-32, 39-43	6		1.Лінолеум - 4 мм 2.Вирівнювальна стяжка з цементно-піщаного розчину М150 - 60 мм. 3.Монолітне залізобетонне перекриття	543,65
14, 15	7		1.Мозаїчно-бетонне покриття «Террацо» - 40 мм 2.Вирівнювальна стяжка з цементно-піщаного розчину М150-30 мм 3.Монолітне залізобетонне перекриття	11,66

1.5 Техніко-економічні показники будівлі

Загальна площа—4084,11 м² .

Корисна площа - 3341,77 м² .

Будівельний об'єм $V = 16610$ м³ .

Площа забудови—992,25 м² .

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахунок і конструювання металевого каркасу

2.1.1 Компонування конструктивної схеми каркасу

Будівля має розміри в плані $35,0 \times 28,35$ м. Корисна висота $H_0 = 14,150$ м. Відстані між координаційними осями поздовжніх рядів колон (L) та осями колон уздовж будівлі (B) не є постійними. Крок колон в осях 1 – 2, 2 – 3, А – Б, В/1 – В/2 приймаємо 3 м, в осях б – В – 9 м, решта розташовуються з кроком 6 м. Таке розміщення приймається для врахування архітектурної виразності будівлі. На колони спираються балки перекриття та покрівлі. У поперечному напрямку колони розташовані з кроком 3, 6 і 9 м. Прив'язку колони до поздовжніх координаційних осей приймаємо центральною. Улаштування температурного шва не потрібне. Розташування колон показано на рисунку 2.1.

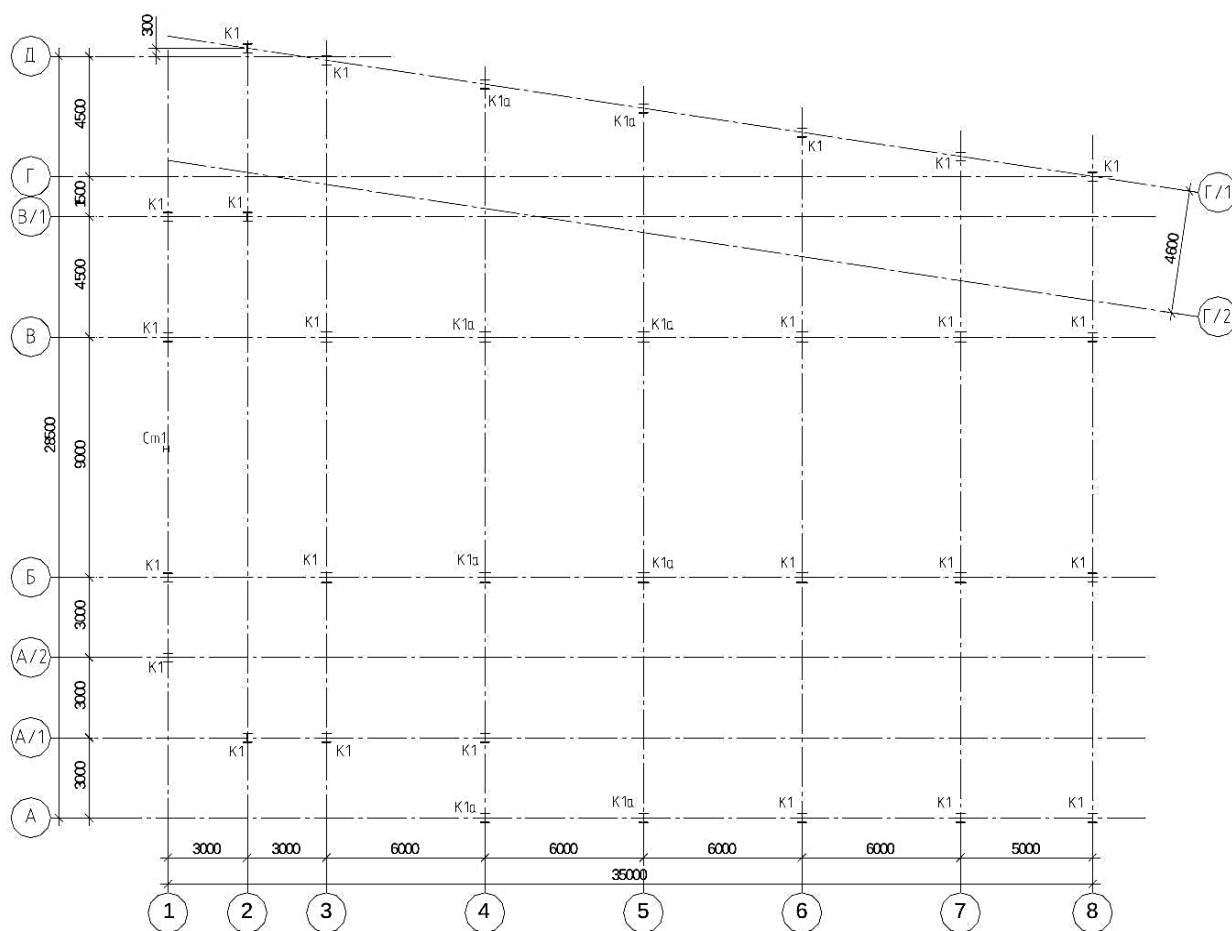


Рисунок 2.1 - Схема розташування колон на відм. 0,000

Приймаємо жорстке з'єднання колон з фундаментом і ригелів з колонами, що дозволяє забезпечити геометричну незмінність каркаса.

2.1.2 Компонування поперечної рами

Вертикальні розміри (рис. 2.2):

- висота підземного та 1 поверхів 3,600 м , висота 2-го та 3-го поверхів - 3,300 м, висота 4-го поверху—4,280 м ;
- довжина колон по осі А — $H_A = 18,330$ м; по осі Б — $H_B = 14,350$ м; по осі В — $H_V = 14,100$ м; по осі Г/1 — $H_{Г/1} = 16,990$ м.
- Горизонтальні розміри (рис. 2.2):
- прольоти будівлі в осях А-Б і Б-В дорівнюють 9000 мм, в осях В-Г/1 — 8550 мм;
- прив'язка зовнішньої грані колони до розбивочної осі центральна, що проходить через геометричну вісь колони.

Попередньо приймаю колону І30К2, ригелі перекриття І42Б2, балки настилу І20Б1.

2.1.3 Система зв'язків

Для створення геометрично незмінного каркаса, сприйняття вітрових навантажень, забезпечення його просторової роботи та проектного положення елементів каркаса в процесі монтажу та експлуатації встановлюємо зв'язки по покриттю будівлі та між колонами. Вертикальні зв'язки між колонами порталного типу розташовуються в кроці колон по осях 4 — 5 на відм.0.000, +3.470, +6.770, +10.070 .

2.1.4 Компонування поперечної рами каркаса

В якості розраховуваної рами використовуємо раму, розташовану по осі 5. Поперечна рама показана на рисунку 2.2.

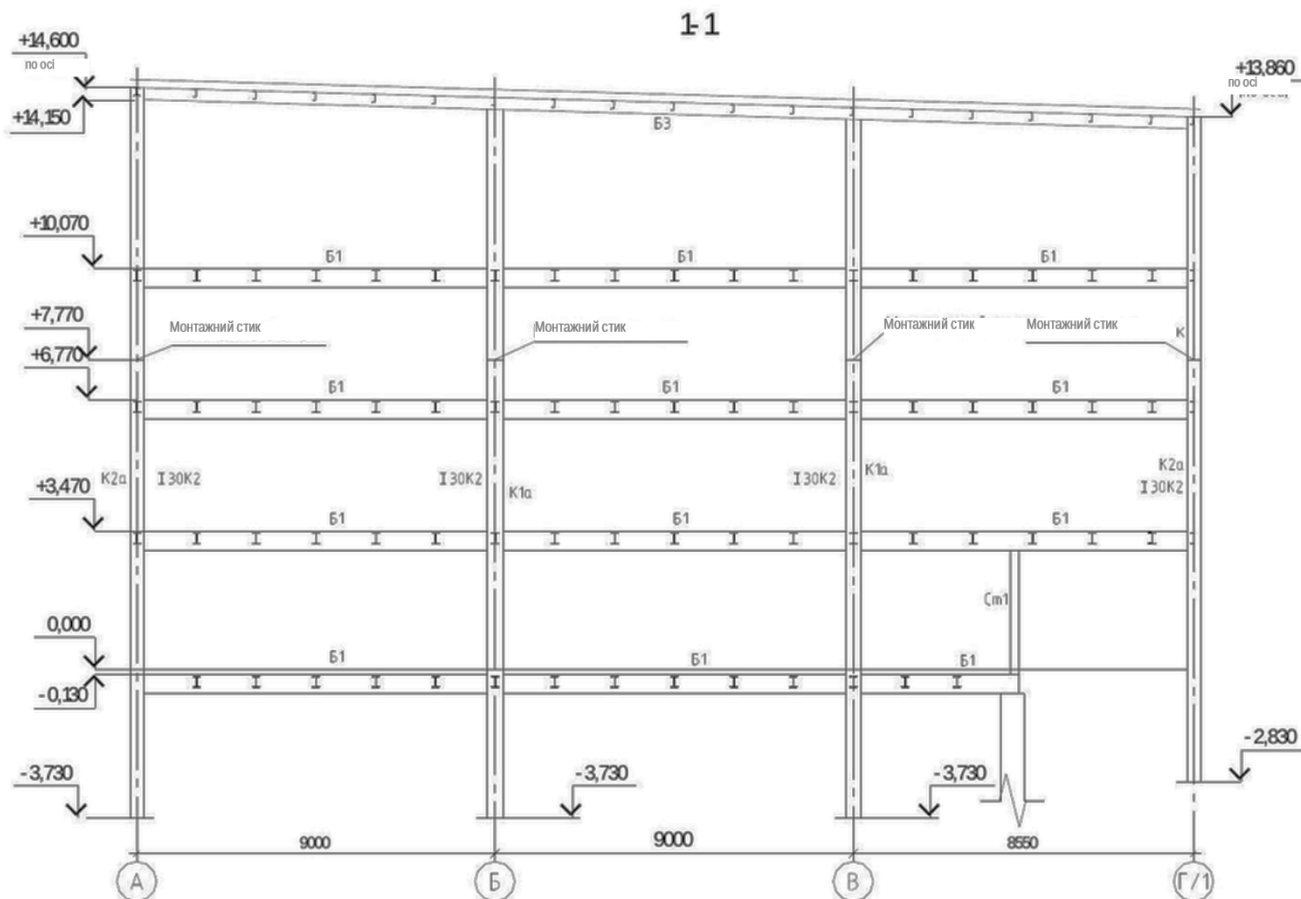


Рисунок 2.2 - Конструктивна схема поперечної рами

2.1.5 Розрахунок поперечної рами

2.1.5.1 Вибір розрахункової схеми рами

Для розрахунку поперечної рами її конструктивну схему (рис. 2.2) приводимо до розрахункової, в якій визначаємо довжини всіх елементів рами, а також згинальну та осьову жорсткість цих елементів. Розрахункова схема наведена на рисунку 2.3.

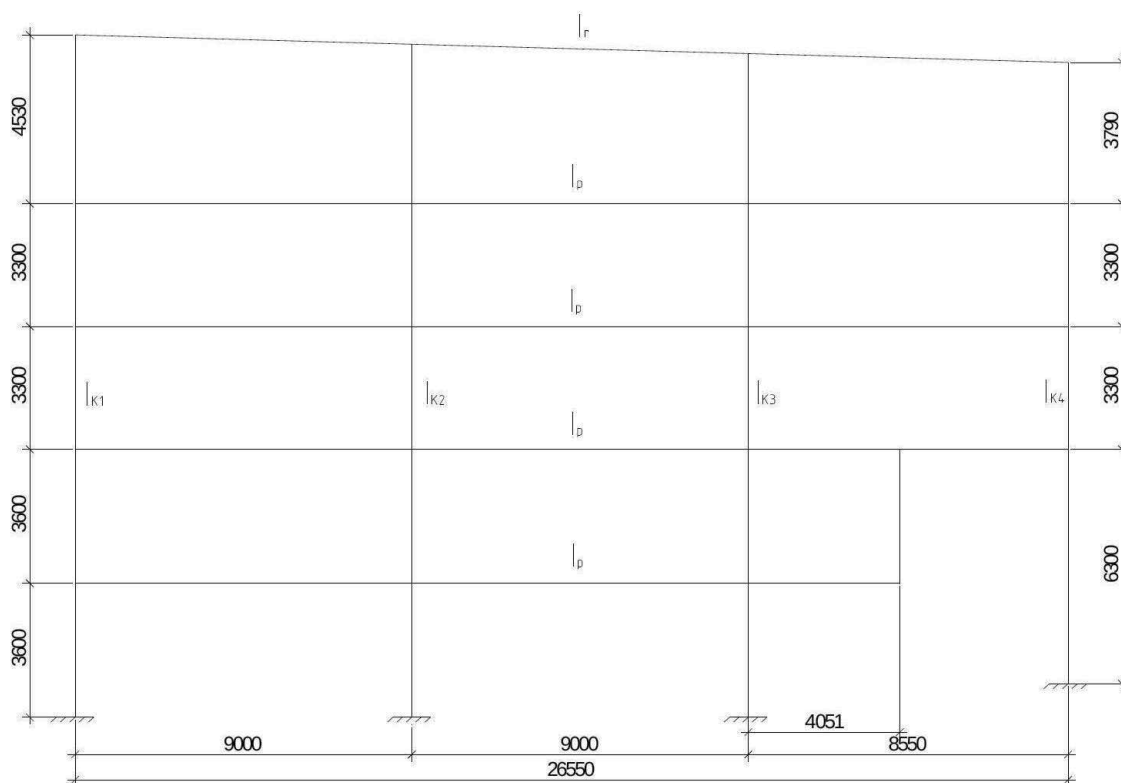


Рисунок 2.3 - Розрахункова схема поперечної рами

2.1.5.2 Сума навантажень на раму

Постійні навантаження

Підрахунок навантажень представлений у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 - Навантаження від ваги конструкції покриття та покрівлі

Склад покрівлі та конструкція покриття	Вимірювач	Нормативне навантаження	γ_{fi}	Розрахункове навантаження
Покрівля: Полімерна мембрана: $t = 1,5$ мм , $\gamma = 1,3$ кг/м ³	кН/м ²	0,014	1,2	0,018
«Сендвіч»-панель: $t = 200$ мм , $\gamma = 31$ кг/м ²		0,31	1,1	0,32
Несучі конструкції:	0,13	1,05	0,13	
Прогони ([20П] $\gamma = 18,4$ кг/м		0,10	1,05	0,12
Балка ([30Ш2] $\gamma = 61$ кг/м				
Разом:		0,554		0,588

Розрахункове постійне навантаження на 1 пог.м ригеля покриття:

$$q_1 = (q_r / \cos \alpha) = 0,588 \cdot 6 = 3,53 \text{ кН/м}, \quad (2.1)$$

де α - кут нахилу покрівлі до горизонту; $\cos \alpha \approx 1$, оскільки $i < 1/8$.

Таблиця 2.2 - Навантаження від ваги перекриття та підлоги

Склад підлоги та конструкція перекриття	Вимірювач	Нормативне навантаження	γ_{fi}	Розрахункове навантаження
Керамічна плитка: $t = 10$ мм, $\gamma = 0,114 \text{ кН/м}^2$ Цементно-піщана стяжка М150: $t = 40$ мм, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$ Монолітна залізобетонна плита: $t = 100$ мм; $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$	кН/м^2	0,114	1,3	0,15
Другорядні балки (І20Б1): $\gamma = 22,4 \text{ кг/м}$		0,15	1,05	0,16
Головна балка (І45Б2): $\gamma = 114,4 \text{ кг/м}$		0,19	1,05	0,20
Разом:		3,67		4,67

Розрахункове постійне навантаження на 1 пог.м ригеля перекриття:

$$q_2 = q_p \cdot B = 4,67 \cdot 6 = 28,04 \text{ кН/м.}$$

Таблиця 2.3 - Навантаження від ваги колон

Тип колони	Вимірювач	Нормативне навантаження	γ_{fi}	Розрахункове навантаження
К2а(І35 К1): $\gamma = 109,7 \text{ кг/м}$	кН/м	1,10	1,05	1,15
К1а (І40 К1): $\gamma = 138 \text{ кг/м}$		1,38	1,05	1,45
Ст1 (І20 К1): $\gamma = 41,5 \text{ кг/м}$		0,42	1,05	0,44

Стіни будівлі виконані з навісних панелей «Сендвіч» товщиною 120 мм.

Таблиця 2.4 - Навантаження від ваги стінової огорожі

Склад стінової огорожі	Вимірювач	Нормативне навантаження	γ_{fi}	Розрахункове навантаження
Сендвіч-панель $t = 120$ мм; $\gamma = 23 \text{ кг/м}^2$	кН/м^2	0,23	1,05	0,242
Вікна $\gamma = 31 \text{ кг/м}^2$		0,31	1,2	0,341

Розрахункове навантаження на 1 пог.м:

для сендвіч-панелі:

$$- G_s = 0,242 \cdot 6 = 1,45 \text{ кН/м;}$$

для вікна:

$$- G_o = 0,341 \cdot 6 = 1,95 \text{ кН/м.}$$

Ексцентриситет прикладання сили G щодо розрахункової осі рами дорівнює:

$$e = 60 + 343/2 = 231,5$$

$$e_1 = 60 + 393/2 = 256,5$$

$$e_2 = 60 + 195/2 = 157,5$$

Навантаження на колону від стінових панелей:

зліва:

відм. +12,900:

$$- G_1 = 3 \cdot 1,45 = 4,35 \text{ кН;}$$

$$- M_1 = 4,35 \cdot 0,232 = 1,01 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

відм. +9.600, +6.300, +3.000 :

$$- G_2 = 1,5 \cdot 1,45 = 2,17 \text{ кН;}$$

$$- M_2 = 2,17 \cdot 0,232 = 0,50 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

відм. -0,350:

$$- G_3 = 0,35 \cdot 1,45 = 0,51 \text{ кН;}$$

$$- M_3 = 0,51 \cdot 0,232 = 0,12 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

праворуч:

відм. +12,900:

$$- G_4 = 0,6 \cdot 1,45 = 0,87 \text{ кН;}$$

$$- M_4 = 0,87 \cdot 0,232 = 0,20 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

відм. +2.300:

$$- G_5 = 0,7 \cdot 1,45 = 1,01 \text{ кН;}$$

$$- M_5 = 1,01 \cdot 0,232 = 0,23 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

відм. -0,150:

$$- G_6 = 1,55 \cdot 1,45 = 2,25 \text{ кН;}$$

$$- M_6 = 2,25 \cdot 0,232 = 0,52 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

відм. -0,130:

$$- G_7 = 3,60 \cdot 1,45 = 5,22 \text{ кН;}$$

$$- M_7 = 5,22 \cdot 0,158 = 0,82 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

відм. -3,730:

- $G_8 = 3,86 \cdot 1,45 = 5,59 \text{ кН};$
- $M_8 = 5,59 \cdot 0,257 = 1,44 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Навантаження на поперечну раму будівлі постійними навантаженнями показано на рисунку 2.4.

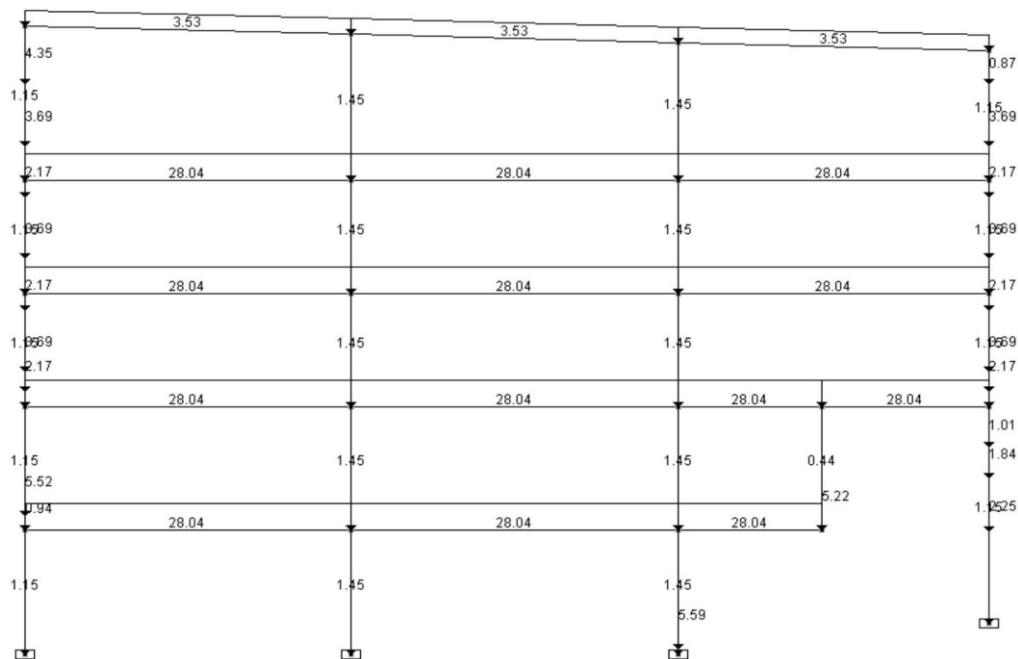


Рисунок 2.4 - Постійні навантаження на раму

Вплив снігового навантаження (рис. 2.5) через покриття на поперечну раму аналогічний впливу навантаження від ваги покриття. На ригель рами без підкрювних конструкцій при $\alpha \leq 25^\circ (\alpha \approx 2^\circ)$ снігове навантаження передається як рівномірно розподілене інтенсивністю:

$$p = s_0 \cdot \mu \cdot B, \quad (2.2)$$

Де s_0 - вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі, що приймається за нормами залежно від снігового району;

μ - коефіцієнт, що враховує профіль покриття;

$B = 6 \text{ м}$ - крок колон.

Розрахункове снігове навантаження дорівнює $1,80 \text{ кН/м}$.

$$p = 1,8 \cdot 1 \cdot 6 = 10,8 \text{ кН/м}.$$

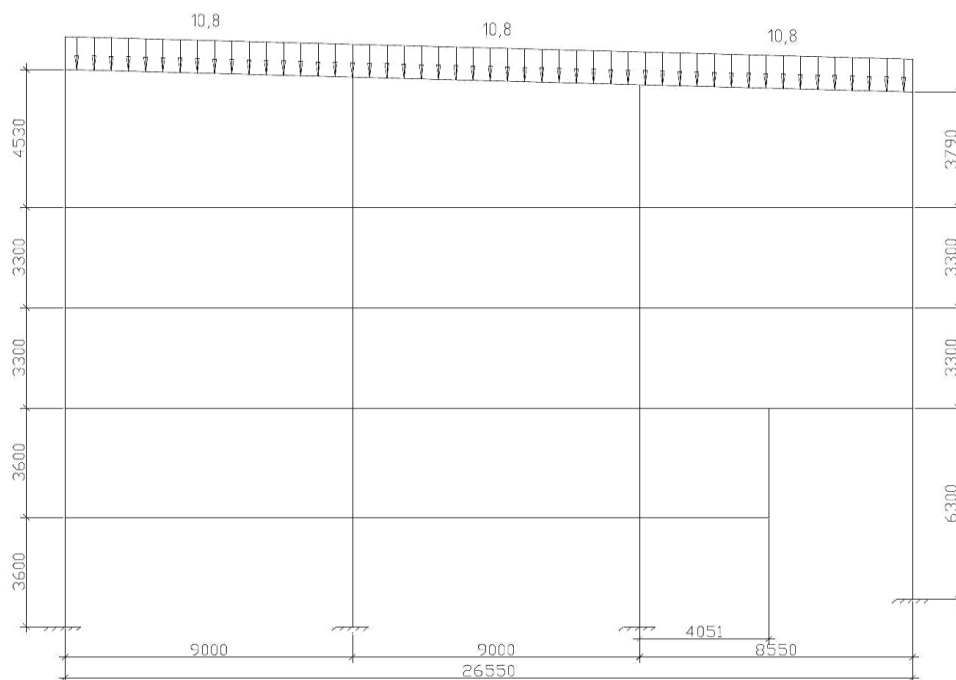


Рисунок 2.5 - Снігове навантаження на раму

Згідно з нормами вітрове навантаження слід розглядати як суму середньої (статичної, що відповідає усталеному швидкісному напору вітру) та пульсаційної (динамічної) складових. Оскільки висота будівлі не перевищує 40 м, то пульсаційну складову не враховують.

Розрахункове значення вітрових навантажень на 1 м^2 поверхні обчислюється за формулою

$$W_m = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c \quad (2.3)$$

Де $W_0 = 0,38 \text{ кгс/м}^2$ [2];

$k = 1,4$;

c - аеродинамічний коефіцієнт: з навітряного боку $c_e = 0,8$, з підвітряного $c_{e3} = 0,5$.

Коефіцієнт $k = 0,5$ при $z \leq 5$; при $z = 10$ $k = 0,65$; при $z = 20$ $k = 0,85$.

При дії вітру зліва направо:

– з навітряного боку інтенсивність вітрового навантаження на колону:

$$q_1 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,26 \text{ кН};$$

$$q_2 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,65 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,68 \text{ кН};$$

$$q_3 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,742 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,92 \text{ кН};$$

– з підвітряного боку:

$$q_1 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,5 \cdot (-0,5) \cdot 6 = -0,78 \text{ кН};$$

$$q_2 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,65 \cdot (-0,5) \cdot 6 = -1,02 \text{ кН};$$

$$q_3 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,736 \cdot (-0,5) \cdot 6 = -1,17 \text{ кН};$$

$$q_4 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,736 \cdot (-0,56) \cdot 6 = -1,32 \text{ кН}.$$

При дії вітру справа наліво:

– з навітряного боку інтенсивність вітрового навантаження на колону:

$$q_1 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,26 \text{ кН};$$

$$q_2 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,65 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,68 \text{ кН};$$

$$q_3 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,736 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,92 \text{ кН};$$

– з підвітряного боку:

$$q_1 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,5 \cdot (-0,5) \cdot 6 = -0,78 \text{ кН};$$

$$q_2 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,65 \cdot (-0,5) \cdot 6 = -1,02 \text{ кН};$$

$$q_3 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,742 \cdot (-0,5) \cdot 6 = -1,2 \text{ кН};$$

$$q_4 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 0,736 \cdot (-0,4) \cdot 6 = -0,96 \text{ кН}.$$

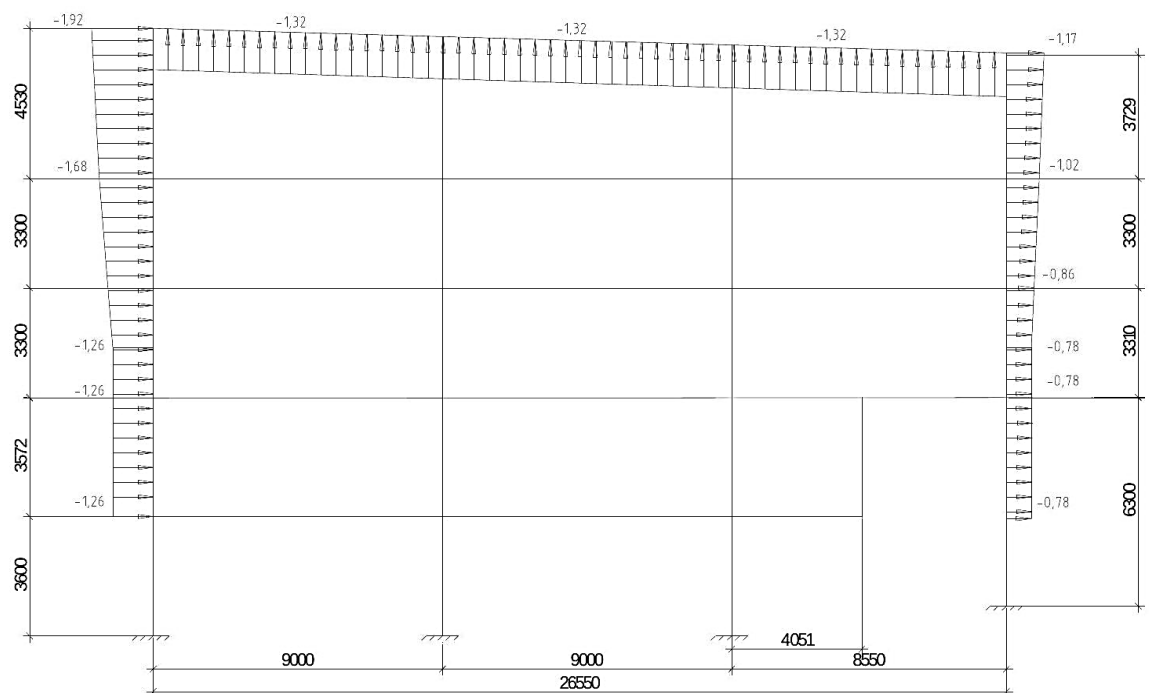


Рисунок 2.6 - Вітрове навантаження зліва

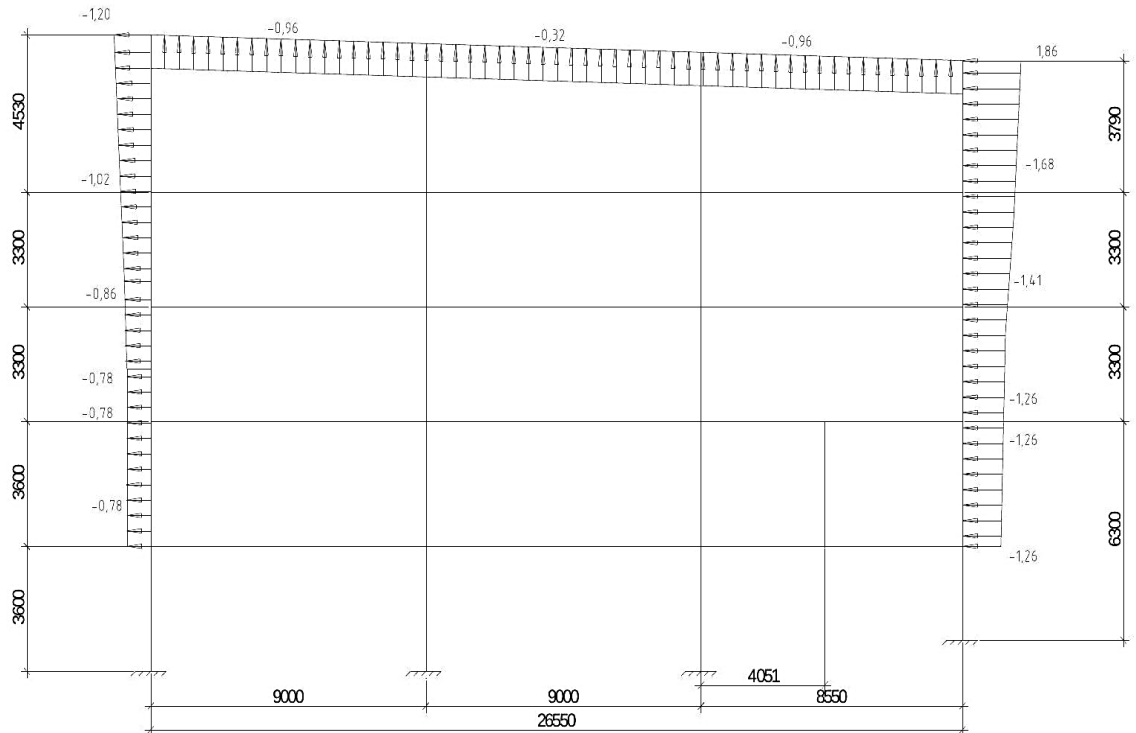


Рисунок 2.7 - Вітрове навантаження справа

Для громадської будівлі навантаження на перекриття приймаємо рівним 2,0 кПа - нормативне значення навантаження.

Розрахункове та нормативне короточасне навантаження (від людей):

$$q_r^{\text{заг}} = q_n^{\text{заг}} \cdot B \cdot \gamma_f = 2 \cdot 1,2 \cdot 6 = 14,4 \text{ кН/м}, \quad (2.4)$$

де $\gamma_f = 1,2$.

2.1.5.3 Статичний розрахунок рами

Розрахунок виконується з використанням розрахункової схеми (рис. 2.8.) Розрахунок рами проводимо за допомогою програми SCAD.

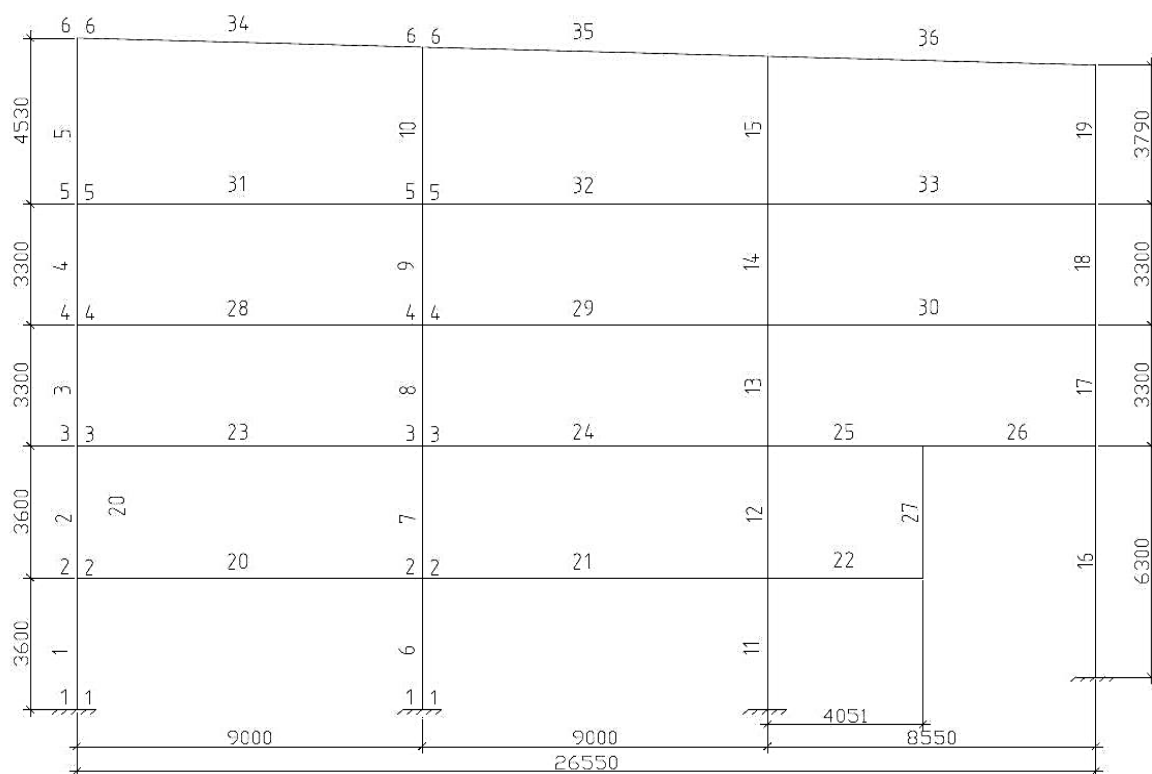


Рисунок 2.8 - Розрахункова схема рами

Окремі результати розрахунку наведені в таблицях 2.5 і 2.6.

Таблиця 2.5 - Розрахункові зусилля за кожним видом навантаження для стійки рами по осі А

Елемент	Вид зусилля	Зусилля від навантаження, кН, кН•м				
		постійної	корисного	снігової	вітрової (зліва)	вітрової (праворуч)
		1	2	3	4	5
1-1	M	-25,9	-13,4	0,02	15,4	-15,0
	N	544,1	246,2	48,5	-17,7	7,1
	Q	24,4	12,6	0,01	-6,3	6,2
2-2	M	61,9	31,8	0,06	-7,4	7,3
	N	540,0	246,2	48,5	17,7	-7,1
3-3	M	65,9	34,2	0,03	-8,7	9,13
	N	412,5	186,1	48,4	-13,9	-3,4
4-4	M	77,4	39,7	1,34	-6,6	6,6
	N	281,2	124,7	48,3	10,5	-0,05
5-5	M	93,7	49,9	-9,5	-2,1	4,8
	N	149,6	62,0	48,1	-7,9	-2,3
6-6	M	26,8	3,7	60,6	-8,3	-4,3
	N	16,0	0,5	46,2	-6,0	-3,8

Таблиця 2.6 - Розрахункові зусилля за кожним видом навантаження для стійки рами по осі Б

Елемент	Вид зусилля	Зусилля від навантаження, кН, кН•м				
		постійної	корисного	снігової	вітрової (зліва)	вітрової (праворуч)
		1	2	3	4	5
1-1	M	13,3	6,64	0,15	26,9	-26,1
	N	1089,9	529,8	97,4	11,7	8,8
	Q	-5,9	-2,9	-0,07	-11,7	11,3
2-2	M	-7,8	-3,9	-0,1	-15,2	14,6
	N	1084,7	529,8	97,4	11,7	8,8
3-3	M	-31,0	-15,4	0,36	-19,4	19,1
	N	819,9	396,4	97,5	-11,9	8,7
4-4	M	-4,0	-1,7	-1,2	-14,1	14,1
	N	558,5	264,6	97,6	-11,8	8,8
5-5	M	-9,6	-5,7	4,95	-11,6	10,1
	N	296,6	132,6	97,7	11,9	8,7
6-6	M	3,5	2,6	-3,9	-2,5	3,3
	N	31,4	0,6	99,5	-12,3	8,8

Основне поєднання з одним короткочасним навантаженням дозволяє одночасно враховувати всі постійні, всі тимчасові тривалі та одне короткочасне навантаження, причому всі ці навантаження можна приймати без зниження, тобто з коефіцієнтом поєднань $\psi = 1$. Основне поєднання з двома і більше короткочасними навантаженнями дозволяє одночасно враховувати будь-які навантаження, крім особливих. У нашому випадку маємо тільки постійне навантаження і короткочасні. Тому використовуємо саме це поєднання. При цьому короткочасні приймають з коефіцієнтом поєднання $\psi = 0,9$.

Можливі розрахункові комбінації зусиль представлені в таблицях 2.7, 2.8.

Таблиця 2.7 - Розрахункове зусилля при невідгінних комбінаціях навантажень для стійки по осі А

		Перетин (элемент)												
		1-1				2-2		3-3		4-4	5-5		6-6	
		М, кН	Н, кН	Q, кН	М, кН	Н, кН	М, кН	Н, кН	М, кН	Н, кН	М, кН	Н, кН	М, кН	Н, кН
1		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$\Psi = 1$	$+M_{\max} N_s$	1+4			1+2		1+2		1+2		1+2		1+3	
		- 10, 5	526, 4	18, 1	93, 7	786, 2	100, 1	598, 6	117, 1	405, 9	143, 6	211, 6	87, 4	62, 2

Продовження таблиці 2.7

$\Psi = 1$	$-M_{\max} N_s$	1+2			1+2		1+2		1+2		1+2		1+2	
		- 39, 3	570, 3	37,0										
	$N_{\max} + M_s$				1+2		1+2		1+2		1+2		1+2	
					93, 4	786, 2	100, 1	598, 6	117, 1	405, 9	143, 6	211, 6	87, 4	62, 2
$\Psi = 0,9$	$N_{\max} - M_s$	1+2												
		- 39, 3	570, 3	37,0										
	$+M_{\max} N_s$	1,3,4			1,2,3		1,2,3,5		1,2,3,5		1,2,5		1,2,3	
		- 12, 0	571, 8	18,1 1	92, 2	817, 5	106, 6	629, 8	111, 9	443, 1	145, 4	206, 4	84, 9	60, 4
$\Psi = 0,9$	$-M_{\max} N_s$	1,2,3,5												
		- 52, 1	828, 0	41,3										
	$N_{\max}$	1,3,4			1,2,3,4		1,2,3,4		1,2,3,4		1,2,3,5		1,2,3	
	$+M_s$	- 52, 1	828, 0	41,3	84, 8	833, 5	90,6	620, 4	110, 4	452, 6	136, 9	249, 7	84, 9	60, 4
$\Psi = 0,9$	$N_{\max} - M_s$	1,2,3,5												
		- 12, 0	571, 8	18,1 1										

Таблиця 2.8 - Розрахункове зусилля при невідгінних поєднаннях навантажень для стійки по осі Б

		Перетин (элемент)												
		1-1			2-2		3-3		4-4		5-5		6-6	
		М, кН	Ν, кН	Q, кН	М, кН	Ν, кН	М, кН	Ν, кН	М, кН	Ν, кН	М, кН	Ν, кН	М, кН	Ν, кН
Ψ = 1	+M _{max} N _s	1+4			1+5				1+5		1+5		1+5	
		40, 2	1101, 6	17, 6	6,8	1093, 5			10, 1	567, 3	0,5	305, 3	6,8	40, 2
	-M _{max} N _s	1+5			1+4		1+4		1+4		1+4		1+3	
		12, 8	1098, 7	5,4	- 23, 0	1096, 4	50, 4	831, 8	- 18, 1	546, 7	21, 2	308, 5	- 0,4	130 , 9
	N _{max} + M _s	1+2			1+5				1+5		1+5		1+5	
		19, 9	1619, 7	-8,8	6,8	1093, 5			10, 1	567, 3	0,5	305, 3	6,8	40, 2
	N _{max} - M _s	1+5			1+2		1+2		1+2		1+2		1+3	
		12, 8	1098, 7	5,4	- 11, 7	1614, 5	46, 4	121 6,3	-5,7	823, 1	15, 3	429, 2	- 0,4	130 , 9

Продовження таблиці 2.8

		Перетин (элемент)												
		1-1			2-2		3-3		4-4		5-5		6-6	
		М, кН	Н, кН	Q, к Н	М, кН	Н, кН	М, кН	Н, кН	М, кН	Н, кН	М, кН	Н, кН	М, кН	Н, кН
$\Psi = 0,9$	$+M_{\max} N_s$	1,2,3,4			1,2,5				1,2,5		1,3,5		1,2,5	
		43, 9	1691, 4	20 , 3	1,6	1595, 9			7,0 7	817, 8	3,9	392 , 4	8,9	39, 9
	$-M_{\max} N_s$	1,3,5			1,2,3,4		1,2,4		1,2,3,4		1,2,4		1,3,4	
		10, 1	1185, 5	4, 2 1	25,2 7	1686, 2	63, 0 9	1185 , 8	19, 4	887, 1	25, 5	433 , 3	2,2 6	109 , 9
	$N_{\max} + M_s$	1,2,3,4			1,2,5				1,2,5		1,3,5		1,2,5	
		43, 9	1691, 4	20 , 3	1,63	1595, 9			7,0 7	817, 8	3,9	392 , 4	8,9	39, 9
	$N_{\max} - M_s$	1,2,3,5			1,2,3,4		1,2,3		1,2,3,4		1,2,3,4		1,3,5	
		-3,8	1688, 8	1, 4 5	-25,3	1686, 2	45, 3	1284 , 2	19, 4	887, 1	21, 0	521 , 2	2,9 6	128 , 9

Результати розрахунку

Таблиця 2.9 - Результати підбору перерізів елементів. Колони

Конструктивний елемент	Група уніфікації	Початковий переріз	Результат підбору
1	---	Двотавр колонний (К) 30К2	Двотавр колонний (К) 23К2
2	---	Двотавр колонний (К) 30К2	Двотавр колонний (К) 23К2
3	---	Двотавр колонний (К) 30К2	Двотавр колонний (К) 23К1
4	---	Двотавр колонний (К) 30К2	Двотавр колонний (К) 23К1
5	---	Двотавр колонний (К) 30К2	Двотавр колонний (К) 20К1
6	---	Двотавр колонний (К) 30К1	Двотавр колонний (К) 23К2
7	---	Двотавр колонний (К) 30К1	Двотавр колонний (К) 23К2
8	---	Двотавр колонний (К) 30К1	Двотавр колонний (К) 20К1
9	---	Двотавр колонний (К) 30К1	Двотавр колонний (К) 20К1
10	---	Двотавр колонний (К) 30К1	Двотавр колонний (К) 20К1
11	---	Двотавр колонний (К) 3 30К1	Двотавр колонний (К) 23К2
12	---	Двотавр колонний (К) 30К1	Двотавр колонний (К) 23К2
13	---	Двотавр колонний (К) 30К1	Двотавр колонний (К) 20К1
14	---	Двотавр колонний (К) 30К1	Двотавр колонний (К) 20К1
15	---	Двотавр колонний (К) 30К1	Двотавр колонний (К) 20К1
16	---	Двотавр колонний (К) 30К2	Двотавр колонний (К) 26К1
17	---	Двотавр колонний (К) 30К2	Двотавровий колонний (К) 23К2
18	---	Двотавр колонний (К) 30К2	Двотавр колонний (К) 23К1
19	---	Двотавр колонний (К) 30К2	Двотавр колонний (К) 20К1
27	---	Двотавр колонний (К) 20К1	Двотавр колонний (К) 20К1

Таблиця 2.10 - Результати підбору перерізів елементів. Балки перекриття

Конструктивний елемент	Група уніфікації	Початковий переріз	Результат підбору
20	---	Двотавр нормальний (Б) 45Б1	Двотавр нормальний (Б) 45Б1
21	---	Двотавр нормальний (Б) 45Б1	Двотавр нормальний (Б) 40Б2
22	---	Двотавр нормальний (Б) 45Б1	Двотавр нормальний (Б) 40Б1
23	---	Двотавр нормальний (Б) 45Б1	Двотавр нормальний (Б) 45Б1
24	---	Двотавр нормальний (Б) 45Б1	Двотавр нормальний (Б) 40Б2
25	---	Двотавр нормальний (Б) 45Б1	Двотавр нормальний (Б) 40Б2
26	---	Двотавр нормальний (Б) 45Б1	Двотавр нормальний (Б) 40Б1
28	---	Двотавр нормальний (Б) 45Б1	Двотавр нормальний (Б) 40Б2
29	---	Двотавр нормальний (Б) 45Б1	Двотавр нормальний (Б) 40Б2
30	---	Двотавр нормальний (Б) 45Б1	Двотавр нормальний (Б) 40Б2
31	---	Двотавр широкополічний 30Ш2	Двотавр широкополічний 30Ш3
32	---	Двотавр нормальний (Б) 45Б1	Двотавр нормальний (Б) 40Б2
33	---	Двотавр нормальний (Б) 45Б1	Двотавр нормальний (Б) 40Б2

Таблиця 2.11 - Результати підбору перерізів елементів. Балки покриття

Конструктивний елемент	Група уніфікації	Початковий переріз	Результат підбору
34	---	Широкополічний двотавр 30Ш2	Широкополічний двотавр 20Ш1
35	---	Двотавр широкополічний 30Ш2	Двотавр широкополічний 20Ш1
36	---	Двотавр широкополічний 30Ш2	Двотавр широкополічний 20Ш1

2.1.6 Розрахунок другорядної балки перекриття

Другорядні балки - прокатні з двотаврових балок, тип Б; проліт $l_{бф} = 6$ м.
Матеріал - сталь С245 з межею міцності $R_y = 240$ МПа при межі п'яності $t = 2 \dots 20$ мм [10]; $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2$ МПа.

Вертикальний граничний прогин балки [10].

Нормативне навантаження на 1 погонний метр балки:

$$q_{n,\sigma} = (2 + 0,114 + 0,72 + 2,5) \cdot 1,5 + 22,4 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 8,22 \text{ кН/м}$$

$$q_{\sigma} = (2 \cdot 1,2 + (0,114 + 0,72) \cdot 1,3 + 2,5 \cdot 1,1) + 22,4 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,05$$

$$= 9,57 \text{ кН/м}$$

Статичний розрахунок балки

$$M_{\max} = \frac{q_{\sigma} l_{\sigma}^2}{8} = \frac{9,57 \cdot 6,0^2}{8} = 43,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max} = \frac{q_{\sigma} l_{\sigma}}{2} = \frac{9,57 \cdot 6,0}{2} = 28,7 \text{ кН}$$

Конструктивний розрахунок балки

Необхідний момент опору балки:

$$W_{reg} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{43,1 \cdot 10^2}{240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 179,6 \text{ см}^3$$

За сортаментом приймаємо І20Б1 і виписуємо його геометричні характеристики: $A = 28,49 \text{ см}^2$; $W_x = 194,3 \text{ см}^3$; $I_x = 1943 \text{ см}^4$; $S_x = 110,3 \text{ см}^3$; $t_w = 5,6 \text{ см}$; $m_6 = 22,4 \text{ кг/м}$.

Уточнені значення навантаження та зусиль у балці настилу:

$$q_{n,\sigma} = (2 + 0,114 + 0,72 + 2,5) \cdot 1,5 + 22,4 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 8,22 \text{ кН/м};$$

$$q_{\sigma} = (2 \cdot 1,2 + (0,114 + 0,72) \cdot 1,3 + 2,5 \cdot 1,1) + 22,4 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,05 = 9,57 \text{ кН/м}..$$

$$M_{n,\max} = \frac{8,22 \cdot 6,0^2}{8} = 36,9 \text{ кН} \cdot \text{М};$$

$$M_{\max} = \frac{9,57 \cdot 6,0^2}{8} = 43,1 \text{ кН} \cdot \text{М};$$

$$Q_{\max} = \frac{9,57 \cdot 6}{2} = 28,7 \text{ кН}$$

Перевіряємо міцність балки в середині її прольоту та на опорі ($M = M_{\max}$; $Q = Q_{\max}$):

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{xn}} \leq R_y \gamma_c; \quad (2.5)$$

$$\sigma = \frac{43,1 \cdot 10^3}{194,3 \cdot 10^{-6}} = 221,8 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа}$$

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{J_x \cdot t_w} \leq R_s \gamma_c; \quad (2.6)$$

$$\tau = \frac{28,7 \cdot 110,3 \cdot 10}{1943 \cdot 0,56} = 29,1 \text{ МПа} \leq R_s \gamma_c = 139,2 \text{ МПа}.$$

Міцність балки забезпечена.

Стійкість балок перевіряти не потрібно, оскільки навантаження передається через суцільний жорсткий настил (залізобетонна плита).

Місцева стійкість елементів прокатних балок не перевіряється, оскільки вона забезпечена співвідношенням їх розмірів, призначених з урахуванням стійкої роботи при різних напружених станах.

Перевірка жорсткості балки (II група граничних станів):

$$f_{\max} = \frac{M_{n,\max} \cdot l_{\sigma}^2}{10 E J_x} = \frac{36,9 \cdot 10^2 \cdot 6^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 1943} = 2,8 \text{ см}; \quad (2.7)$$

$$f_u = \frac{l_{\sigma}}{200} = \frac{6 \cdot 10^2}{200} = 3,0 \text{ см}.$$

$$2,8 < 3,0,$$

2.1.7 Розрахунок і конструювання основи колони

Конструктивно призначаємо ширину опорної плити:

$$B = b_f + 2t_{tr} + 2c = 30 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 6,5 = 45 \text{ см}, \quad (2.8)$$

де $b_f = 30,0$ см - ширина полиці колони; $t_{tr} = 1,0$ см - товщина траверси;

$c = 6,5$ см - виліт консолі плити.

Довжина плити визначається за формулою

$$L = N/(2BR_{b,loc}) + \sqrt{[N/(2BR_{b,loc})]^2 + 6M/(BR_{b,loc})}. \quad (2.9)$$

Тут для бетону кл. В10 $R_b = \frac{0,6 \text{ кН}}{\text{см}^2}$, $R_{b,loc} = \psi_b R_b = 1,3 \cdot 0,6 = 0,78 \text{ кН/см}^2$.

$$L = 1961,4 \cdot 10^3 / (2 \cdot 0,45 \cdot 7,8 \cdot 10^6) + \sqrt{[1961,4 \cdot 10^3 / (2 \cdot 0,45 \cdot 7,8 \cdot 10^6)]^2 + 6 \cdot 43,96 \cdot 10^3 / (0,45 \cdot 7,8 \cdot 10^6)} = 0,24 + 0,36 = 0,60 \text{ м}$$

Приймаємо плиту з розмірами в плані 450×600 мм; розміри верхнього обрізу фундаменту встановлюємо 600×900 мм.

Визначення товщини опорної плити. Крайові напруження в бетоні фундаменту під опорною плитою:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \quad (2.10)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1691,4 \cdot 10^3}{0,45 \cdot 0,6} + \frac{6 \cdot 43,96 \cdot 10^3}{0,45 \cdot 0,6^2} = 6,26 + 1,63 = 7,89 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\min} = 6,26 - 1,63 = 4,63 \text{ МПа.}$$

Визначимо згинальні моменти на розрахункових ділянках плити (1,2,3 на рис. 2.10):

- ділянка 1 (плита, що спирається на 4 сторони;
- $b/a = 569/145 = 1,86 < 2$, $\alpha_1 = 0,096$ за [4]):

$$M_1 = \alpha_1 \cdot \sigma_1 \cdot a^2 \quad (2.11)$$

$$M_1 = 0,096 \cdot 0,45 \cdot 14,5^2 = 9,08 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

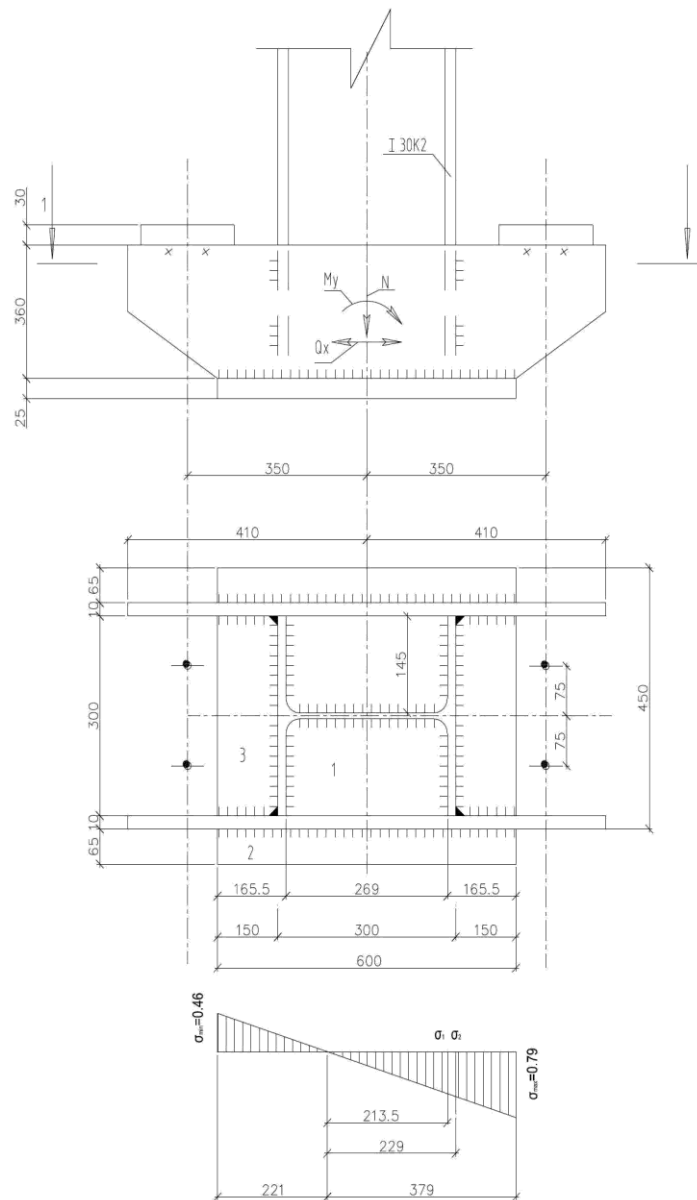


Рисунок 2.9 - Основа колони по осі Б

– ділянка 2 (консольний виступ):

$$M_2 = \sigma_{\max} \cdot c^2 / 2; \quad (2.12)$$

$$M_2 = 0,096 \cdot 0,45 \cdot 14,5^2 = 9,08 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

– ділянка 3 (плита, що спирається на 3 сторони; $a_1/b_1 = 150/300 = 0,5$; $\alpha = 0,06$):

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_2 \cdot b_1^2 \quad (2.13)$$

$$M_3 = 0,06 \cdot 0,48 \cdot 30^2 = 25,92 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Товщину опорної плити знаходимо за $M_{\max} = M_3$:

$$t_{pl} = \sqrt{6M_{\max}/R_y\gamma_c} \quad (2.14)$$

$$t_{pl} = \sqrt{6 \cdot 25,92/(2,4 \cdot 1,2)} = 2,32 \text{ см}$$

Приймаємо товщину опорної плити 25 мм.

Розрахунок траверси. Розрахунковою схемою траверси є двоконсольна балка, шарнірнооперта на полиці колони (рис. 2.10).

Навантаження — реактивний опір фундаменту з половини ширини опорної плити:

$$q_{tr} = \frac{\sigma_f \cdot B_{pl}}{2} \quad (2.15)$$

$$q_{tr} = \frac{0,79 \cdot 45}{2} = 17,78 \text{ кН/см}$$

Спочатку визначимо висоту траверси з умови розміщення двох зварних швів, необхідних для її кріплення до полиць колони.

Розрахунок проводимо по металу на межі плавлення, оскільки:

$$\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz} \quad (2.16)$$

або

$$0,9 \cdot 215 = 193,5 > 1,06 \cdot 166,5 = 176,49$$

$$\text{Де } R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа.}$$

При катеті шва $k_f = 6 \text{ мм}$:

$$h_{tr} = \frac{q_t \cdot L_{pl}}{2 \cdot \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1,0 \quad (2.17)$$

$$h_{tr} = \frac{17,78 \cdot 60}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1,0 = 35,5 \text{ см.}$$

Приймаємо $h_{tr} = 36$ см і проводимо перевірку міцності траверси на вигин та зріз.

Розрахункові зусилля в траверсі (рис. 2.10):

$$- \text{згинальний момент: } M_{tr} = 17,8 \cdot 28,4^2/8 - 17,8 \cdot 15,8^2/2 = 427,2 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$- \text{поперечна сила: } Q_{tr} = 17,8 \cdot 28,4/2 = 254,4 \text{ кН.}$$

Геометричні характеристики перерізу траверси: $A_{tr} = 36 \cdot 1 = 36 \text{ см}^2$;
 $W_{tr} = 1 \cdot 36^2/6 = 216 \text{ см}^3$.

Перевірка міцності траверси:

$$\sigma = \frac{M_{tr}}{W_{tr}} = \frac{427,2 \cdot 10}{216} = 19,7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа}$$

$$\tau = \frac{1,5 Q_{tr}}{A_{tr}} = \frac{1,5 \cdot 254,4 \cdot 10}{36} = 106 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 139,2 \text{ МПа}$$

$$\text{де } R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа.}$$

Катет швів, що кріплять стрижень колони та траверси до опорної плити, приймаємо 7 мм.

Розрахунок анкерних болтів

$$M_s = 43,96 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_b = 1691,4 \text{ кН};$$

$$\sigma_{\max} = 7,89 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\min} = 4,63 \text{ МПа.}$$

Положення нульової точки:

$$x = \frac{\sigma_p \cdot L_{pl}}{\sigma_c + \sigma_p} \quad (2.18)$$

$$x = \frac{4,63 \cdot 60}{7,89 + 4,63} = 22,1 \text{ см.}$$

Розтягуючі зусилля в анкерних болтах:

$$F_a = \frac{M - Na}{y}, \quad (2.19)$$

де $a = 300 - 379/3 = 174$ мм;

$y = 600 - 126,3 = 473,7$ мм.

$$F_a = \frac{43,96 \cdot 10^2 - 1691,4 \cdot 17,4}{47,4} = -528,2 \text{ кН}$$

Болти працюють на стискання, приймаємо болти конструктивно діаметром 30 мм із закладкою типу 1, глибиною 700 мм.

2.2 Розрахунок і конструювання залізобетонного монолітного каркаса

2.2.1 Компонування конструктивної схеми каркаса

Будівля має розміри в плані $35,0 \times 28,35$ м. Корисна висота $H_0 = 14,150$ м. Відстані між координаційними осями поздовжніх рядів колон (L) та осями колон уздовж будівлі (B) несталі. Крок колон в осях 1 – 2, 2 – 3, А – Б, В/1 – В/2 приймаємо 3 м, в осях Б-В - 9 м, решта розташовуються з кроком 6 м. Таке розміщення приймається для врахування архітектурної виразності будівлі. На колони спираються балки перекриття та покрівлі. У поперечному напрямку колони розташовані з кроком 3,6 і 9 м. Прив'язку колони до поздовжніх координаційних осей приймаємо центральною. Улаштування температурного шва не потрібне. Розташування колон показано на рисунку 2.11.

Приймаємо жорстке з'єднання колон з фундаментом і ригелів з колонами, що дозволяє забезпечити геометричну незмінність каркаса.

2.2.2 Компонування поперечної рами

Вертикальні розміри (рис. 2.11):

– висота підземного та 1-го поверху 3,600 м, висота 2-го та 3-го поверхів - 3,300 м, висота 4-го поверху - 4,280 м;

– довжина колон по осі А – $H_A = 18,330$ м; по осі Б – $H_B = 14,350$ м; по осі В – $H_V = 14,100$ м; по осі Г/1 – $H_{Г/1} = 16,990$ м.

Горизонтальні розміри (рис. 2.12):

- прольоти будівлі в осях А-Б і Б-В — 9000 мм, в осях В-Г/1 — 8550 мм;
- прив'язка зовнішньої грані колони до розбивочної осі центральна, що проходить через геометричну вісь колони;
- попередньо приймаємо монолітну залізобетонну колону перерізом 40 x 40 см, головні балки перерізом 400 x 900 (h), другорядні перерізом 400 x 600 (h).

2.2.3 Система зв'язків

Для створення геометрично незмінного каркаса, сприйняття вітрових навантажень, забезпечення його просторової роботи та проектного положення елементів каркаса в процесі монтажу та експлуатації встановлюємо зв'язки між колонами у вигляді діафрагм жорсткості. Діафрагми розташовуються в кроці колон по осях 4-5 на відм. 0.000, +3.470, +6.770, +10.070.

2.2.4 Компонування поперечної рами каркаса

В якості розраховуваної рами використовуємо раму, розташовану по осі 5. Поперечна рама показана на рисунку 2.11.

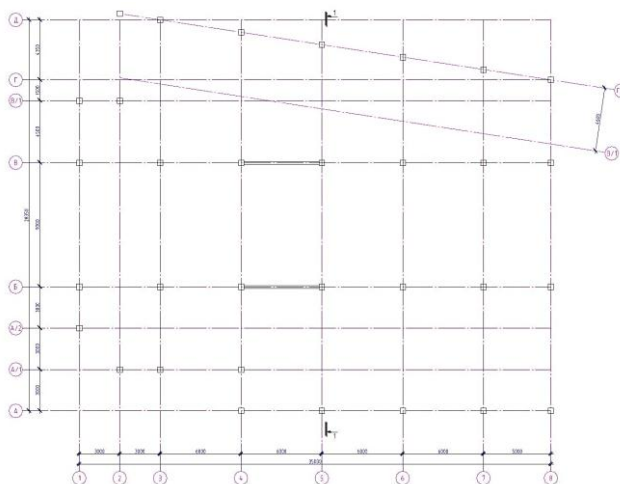


Рисунок 2.10 - Схема розташування колон на відм. 0.000

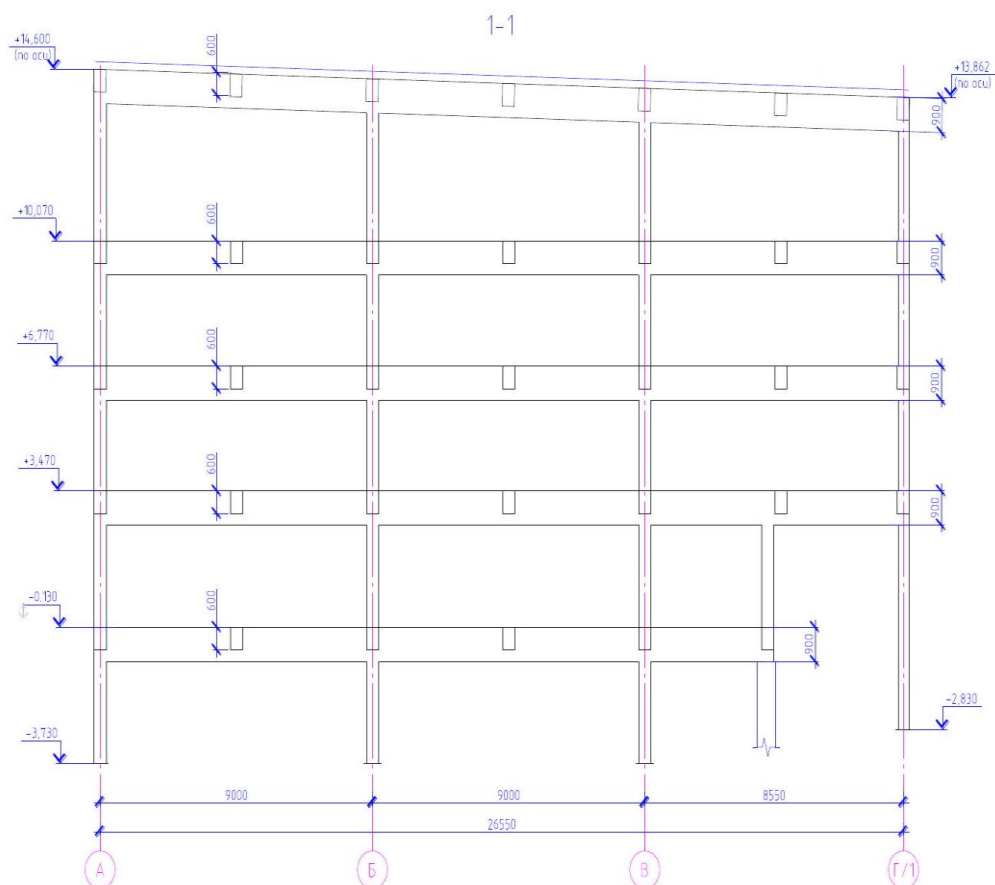


Рисунок 2.11 - Конструктивна схема поперечної рами

2.2.5 Розрахунок поперечної рами каркаса

2.2.5.1 Вибір розрахункової схеми рами

Для розрахунку поперечної рами її конструктивну схему (рис. 2.11) приводимо до розрахункової, в якій встановлюємо довжини всіх елементів рами, а також згинальні та осьові жорсткості цих елементів. Розрахункова схема представлена на рис. 2.12.

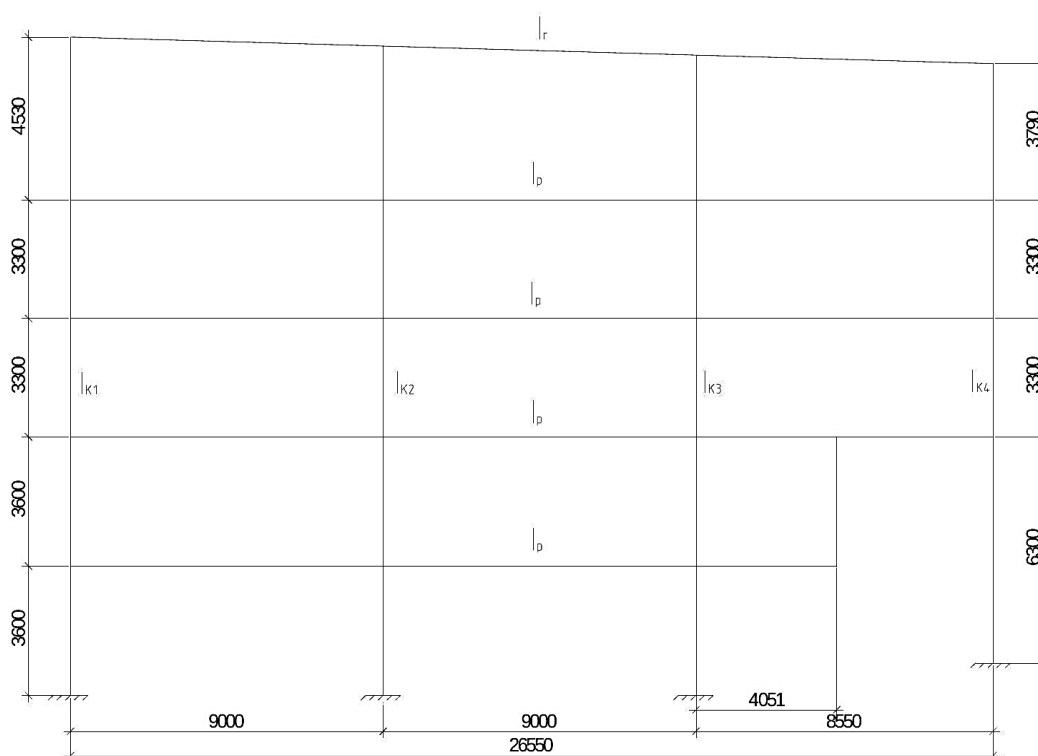


Рисунок 2.12 - Розрахункова схема поперечної рами

2.2.5.2 Сума навантажень на раму

Постійні навантаження

Розрахунок навантажень представлено у вигляді таблиці.

Таблиця 2.12 - Навантаження від ваги конструкції покриття та покрівлі

Конструктивний елемент	Група уніфікації	Початковий переріз	Результат підбору	Конструктивний елемент
1	---	Двотавр колонний (К) 30К2	Двотавр колонний (К) 23К2	1
2	---	Двотавр колонний (К) 30К2	Двотавр колонний (К) 23К2	2
3	---	Двотавр колонний (К) 30К2	Двотавр колонний (К) 23К1	3

Розрахункове постійне навантаження на 1 пог.м ригеля покриття:

$$q_1 = (q_r / \cos \alpha) = 16,838 \cdot 6 = 101,028 \text{ кН/м},$$

Де α - кут нахилу покрівлі до горизонту; $\cos \alpha \approx 1$, оскільки $i < 1/8$.

Таблиця 2.13 - Навантаження від ваги перекриття та підлоги

Склад підлоги та конструкція перекриття	Вимірювач	Нормативне навантаження	γ_{fi}	Розрахункове навантаження
Керамічна плитка: $t = 10$ мм, $\gamma = 0,114$ кН/м ²	кН/м ²	0,114	1,2	0,15
Цементно-піщана стяжка М150: $t = 40$ мм, $\gamma = 1800$ кг/м ³		0,72	1,3	0,94
Монолітна залізобетонна плита: $t = 100$ мм; $\gamma = 2500$ кг/м ³		2,5	1,1	2,75
Другорядні балки з залізобетону 400х600 мм: $\gamma = 600$ кг/м		6	1,1	6,6
Головна балка залізобетонна 400х900 мм: $\gamma = 900$ кг/м		9	1,1	9,9
Разом:		18,334		20,34

Розрахункове постійне навантаження на 1 пог.м ригеля перекриття:

$$q_2 = q_p \cdot B = 20,34 \cdot 6 = 122,04 \text{ кН/м.}$$

Таблиця 2.14 - Навантаження від ваги колон

Тип колони	Вимірювач	Нормативне навантаження	γ_{fi}	Розрахункове навантаження
3/6 400 х 400 мм	кН/м	4	1,1	4,4

Стіни будівлі виконані з навісних панелей «Сендвіч» товщиною 120 мм.

Таблиця 2.15 - Навантаження від ваги стінової огорожі

Склад стінової огорожі	Вимірювач	Нормативне навантаження	γ_{fi}	Розрахункове навантаження
«Сендвіч»-панель: $t = 120$ мм; $y = 1$ 23 кг/м ²	кН/м ²	0,23	1,05	0,242
Вікна: $y = 31$ кг/м ²		0,31	1,1	0,341

Розрахункове навантаження на 1 пог. м:

для сендвіч-панелі:

$$- G_s = 0,242 \cdot 6 = 1,45 \text{ кН/м;}$$

для вікна:

$$- G_o = 0,341 \cdot 6 = 1,95 \text{ кН/м.}$$

Ексцентриситет прикладання сили G щодо розрахункової осі рами дорівнює

$$e = 60 + 343/2 = 231,5;$$

$$e_1 = 60 + 393/2 = 256,5;$$

$$e_2 = 60 + 195/2 = 157,5.$$

Навантаження на колону від стінових панелей:

зліва:

відм. +12,900:

$$\begin{aligned} - G_1 &= 3 \cdot 1,45 = 4,35 \text{ кН}; \\ - M_1 &= 4,35 \cdot 0,232 = 1,01 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

відм. +9.600, +6.300, +3.000 :

$$\begin{aligned} - G_2 &= 1,5 \cdot 1,45 = 2,17 \text{ кН}; \\ - M_2 &= 2,17 \cdot 0,232 = 0,50 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

відм. -0,350:

$$\begin{aligned} - G_3 &= 0,35 \cdot 1,45 = 0,51 \text{ кН}; \\ - M_3 &= 0,51 \cdot 0,232 = 0,12 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

праворуч:

– відм. +12,900:

$$\begin{aligned} - G_4 &= 0,6 \cdot 1,45 = 0,87 \text{ кН}; \\ - M_4 &= 0,87 \cdot 0,232 = 0,20 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

відм. +2.300:

$$\begin{aligned} - G_5 &= 0,7 \cdot 1,45 = 1,01 \text{ кН}; \\ - M_5 &= 1,01 \cdot 0,232 = 0,23 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

відм. -0,150:

$$\begin{aligned} - G_6 &= 1,55 \cdot 1,45 = 2,25 \text{ кН}; \\ - M_6 &= 2,25 \cdot 0,232 = 0,52 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

відм. -0,130:

$$\begin{aligned} - G_7 &= 3,60 \cdot 1,45 = 5,22 \text{ кН}; \\ - M_7 &= 5,22 \cdot 0,158 = 0,82 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

відм. -3,730:

$$\begin{aligned} G_8 &= 3,86 \cdot 1,45 = 5,59 \text{ кН}; \\ M_8 &= 5,59 \cdot 0,257 = 1,44 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Навантаження на поперечну раму будівлі постійними навантаженнями показано на рисунку 2.14.

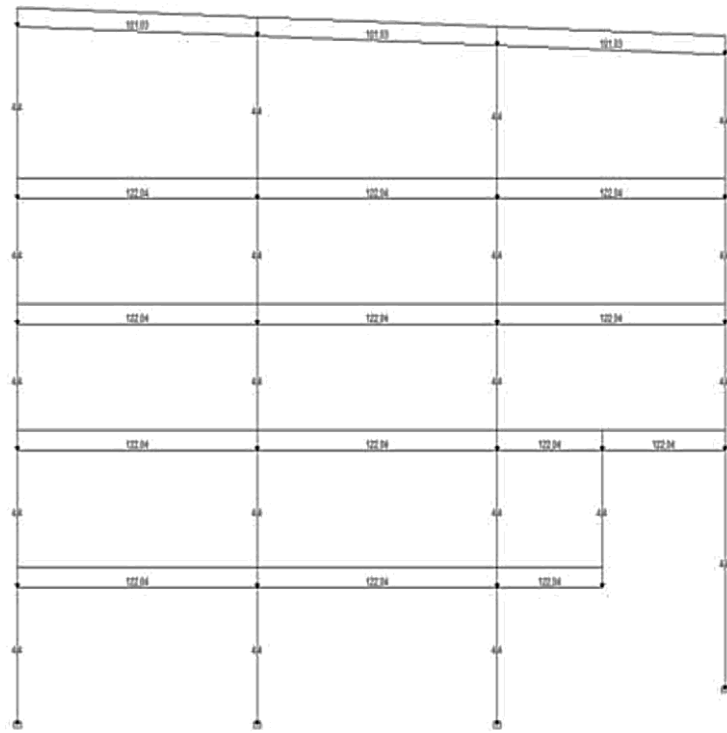


Рисунок 2.13 - Постійні навантаження на раму

Тимчасові навантаження

Розрахунок тимчасових навантажень див. у розрахунку металевого каркаса.

2.2.5.3 Статичний розрахунок рами

Розрахунок виконується з використанням розрахункової схеми (рис. 2.15.)

Розрахунок рами виконуємо за допомогою програми SCAD Версія 7.31 R1.

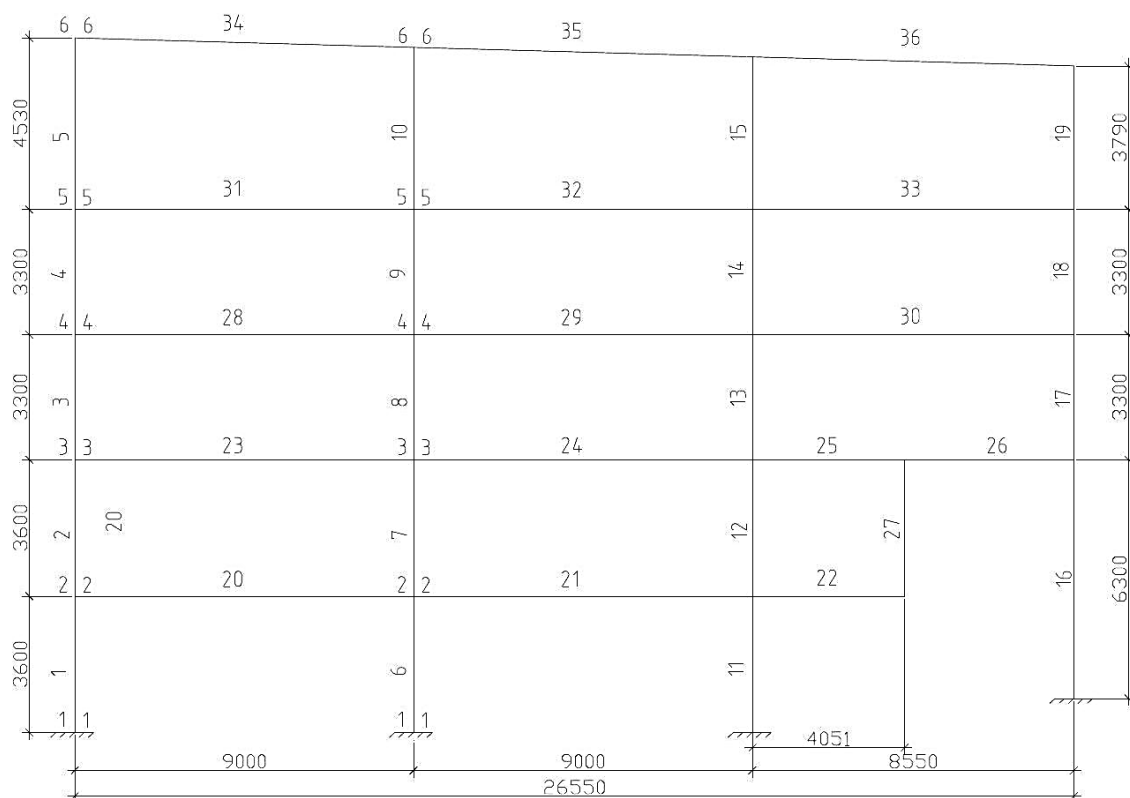


Рисунок 2.14 - Розрахункова схема рами

Таким чином, у цьому розділі було виконано розрахунок і конструювання металевих та залізобетонних монолітних каркасів. У результаті розрахунків було визначено перерізи основних несучих елементів.

Проведемо порівняння вартості матеріалів для обох каркасів.

Остаточного приймемо металевий каркас.

РОЗДІЛ 3

ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

4.1 Вихідні дані

Як варіанти фундаментів приймаємо забивні палі та фундаменти дрібного закладення.

Інженерно-геологічна колонка показана на рисунку 3.1, характеристики ґрунту представлені в таблиці 3.1.

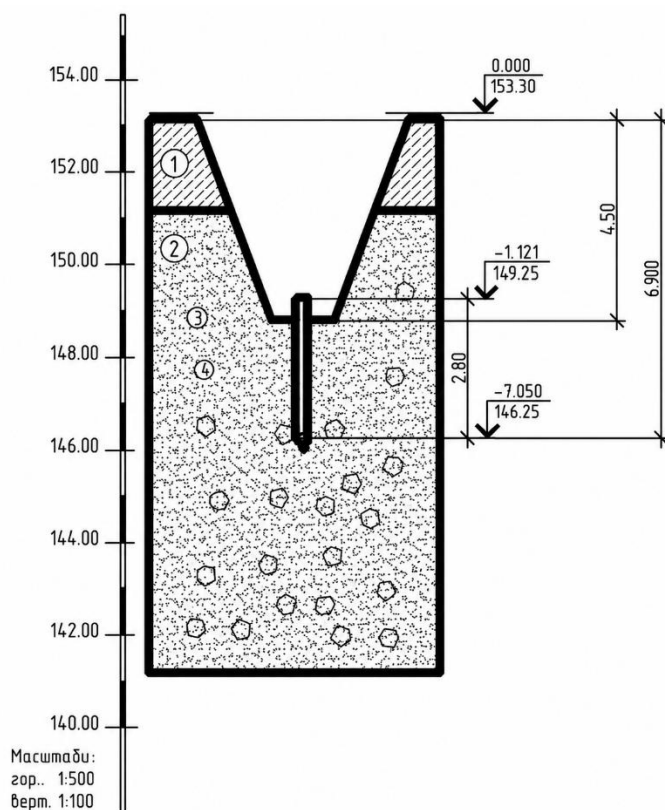


Рисунок 3.1 - Інженерно-геологічна колонка

Таблиця 3.1 - Характеристики ґрунту

	Назва ґрунту	Нормативні та розрахункові характеристики ґрунту														
		W	W _L	W _P	I _L	ρ , т/ м ³	ρ_d , т/ м ³	ρ_s , т/ м ³	e	S _r	γ , кН/ м ³	γ_{SV} , кН / м ³	E, МПа	φ_1 , °	C, кПа	R, кПа
1	Твердий супісок	0,2 2	0,2 9	0,2	< 0	1,4 6	1,2	2,7 1	0, 7	0,7 7	14, 6	-	17	20	23	
2	Галечник з піщаним заповнювачем	0,0 7				2,0	1,8 7				20			39	0	450

Сума навантажень на ростверк по осі 5/Б.

Таблиця 3.2 - Сума навантажень

Вид навантаження	Нормативне навантаження, т	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, т
Постійне			
Власна вага колон	$0,096 \cdot 18,33 = 1,76$	1,05	1,85
Власна вага фундаменту	$1,35 \text{ м}^3 \cdot 2,5 \text{ т/м}^3 = 3,38$	1,1	3,71
Плити перекриття та покриття	$0,1 \text{ м} \cdot 9 \text{ м} \cdot 9 \text{ м} \cdot 2,5$ $\text{т/м}^3 \cdot 4 = 9$	1,1	9,9
Утеплювач «Пеноплекс»: $h = 100 \text{ мм}$, $\rho = 0,035 \text{ т/м}^3$	$0,10 \text{ м} \cdot 0,035 \text{ т/м}^3 \cdot 9 \text{ м}$ $\cdot 9 \text{ м} = 0,28$	1,2	0,34
Вирівнювальна стяжка з ЦПР М150 - 80 мм, $\rho =$ $1,8 \text{ т/м}^3$	$0,08 \text{ м} \cdot 1,8 \text{ т/м}^3 \cdot 9 \text{ м} \cdot 9$ $\text{м} \cdot 4 = 5,18$	1,3	6,74
Металеві балки	$(9 + 6) \cdot 0,055 = 0,83$	1,05	0,87
Разом:	20,43		23,41
Тимчасова експлуатаційна на перекриття 1-го поверху	$0,4 \text{ т/м}^2 \cdot 9 \text{ м} \cdot 9 \text{ м} =$ 32,4	1,2	38,88
Тимчасова експлуатаційна на перекриття 2 – го, 3 – го, 4 – -го поверхів	$0,2 \text{ т/м}^2 \cdot 9 \text{ м} \cdot 9 \text{ м} \cdot 3 =$ 48,6	1,2	58,32
Тимчасова снігова	$0,126 \text{ т/м}^2 \cdot 9 \text{ м} \cdot 9 \text{ м} = 10,21$		$0,18 \text{ т/м}^2 \cdot 9 \text{ м}$ $\cdot 9 \text{ м} = 14,58$
Разом:	91,21		111,78
	131,64		169,14

3.2 Проектування забивних паль

Абсолютна відмітка чистої підлоги 1 поверху 153,30 умовно прийнята за відносну відмітку 0,000.

Використовуємо в якості несучого шару галечник з піщаним заповнювачем, що залягає на відмітці 151,15. Приймаємо палі-стійки С30-30.

Відмітка голів паль:

- після забивання - 149,25;
- після вирубки - 148,95.

Відмітка нижньої частини кінця палі становитиме 146,25.

Перетин палі приймаємо з $300 \times 300 \text{ мм}$.

3.2.1 Визначення несучої здатності забивної палі

Несучу здатність забивної палі визначаємо за формулою

$$F_{d.} = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (3.1)$$

де $R = 9655$ кПа - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі $A = 0,09 \text{ м}^2$ - площа поперечного перерізу палі.

$$F_{d, \text{sat}} = 1 \cdot 9655 \cdot 0,09 = 868,95 \text{ кН} = 86,9 \text{ т.}$$

Допустиме навантаження на палю становитиме:

$$N_{\text{пл}} \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \quad (3.2)$$

$$\frac{F_{d.}}{\gamma_k} = \frac{86,9}{1,4} = 62,07$$

Де γ_k - коефіцієнт надійності, залежить від способу визначення несучої здатності палі;

F_d - несуча здатність палі, кН;

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

3.2.2 Розміщення паль у фундаменті

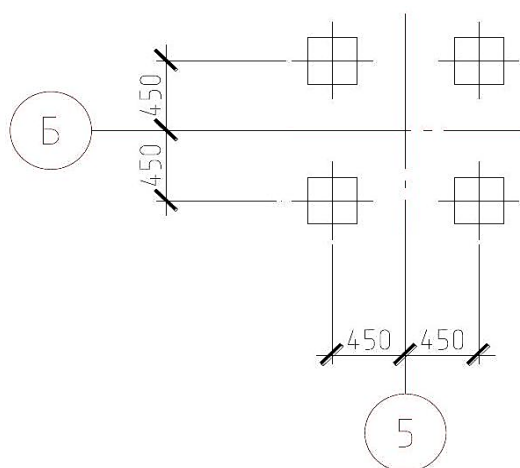
Кількість паль у куці:

$$a = \frac{N_{\text{посм}}}{F_d / \gamma_k} = \frac{169,14}{62,07} = 2,7. \quad (3.3)$$

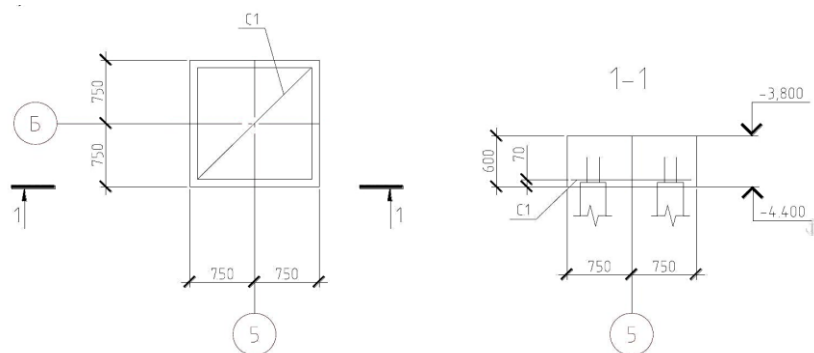
Приймаємо 4 палі.

Навантаження на палю становитиме:

$$N_{\text{пл}} = 169,14 / 4 = 42,29 \text{ т} < 62,07 \text{ т.}$$



а)



б)

а - розстановка паль; б - схема ростверку.

Рисунок 3.2 - Розміщення паль у фундаменті

3.2.3 Армування ростверку

Клас бетону ростверку за міцністю приймаємо В25.

Моменти, що виникають у ростверку, визначаємо за формулами:

$$M_x = N_{cb} \cdot x; \quad (3.4)$$

$$M_y = N_{cb} \cdot y. \quad (3.5)$$

$$M_x = 2 \cdot 42,29 \text{ т} \cdot 0,225 \text{ м} = 19,03 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$M_y = 2 \cdot 42,29 \text{ т} \cdot 0,15 \text{ м} = 12,69 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

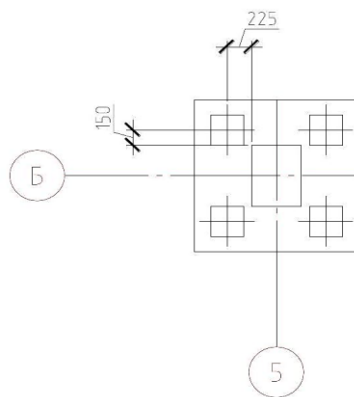


Рисунок 3.3 - Схема розрахунку плити ростверку на вигин

Перетин арматури визначаємо за формулами:

$$\alpha_{on1} = \frac{M}{b \cdot h_{op}^2 \cdot R_{bt}} = \frac{19,03 \cdot 10^3}{1,5 \cdot 0,53^2 \cdot 1450000} = 0,031, \zeta = 0,984$$

$$\alpha_{on1} = \frac{M}{b \cdot h_{op}^2 \cdot R_{bt}} = \frac{12,69 \cdot 10^3}{1,5 \cdot 0,53^2 \cdot 1450000} = 0,021, \zeta = 0,99$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot h \cdot R_s} = \frac{19,03 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 0,53 \cdot 36500000} = 0,0010 \text{ м}^2 = 10 \text{ см}^2$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot h \cdot R_s} = \frac{12,69 \cdot 10^3}{0,99 \cdot 0,53 \cdot 36500000} = 0,00066 \text{ м}^2 = 6,6 \text{ см}^2$$

Приймаємо арматуру в обох напрямках по 10 діаметрів 12 А400 з $A_s = 11,31 \text{ см}^2$.

3.2.4 Підбір пальового обладнання та розрахунок відмови

Вибираємо для забивання паль механічний молот з масою ударної частини 2 т.

Співвідношення маси ударної частини молота m_4 до маси палі $m_2 = 0,7$ т має бути не менше 2 (як для палі-стійки).

$$\frac{m_4}{m_2} = \frac{2}{0,7} = 2,86.$$

Визначаємо відмову:

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d(F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0.2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} \quad (3.6)$$

Де E_d - енергія удару, кДж;

$$\eta = \frac{1500 \text{ кН}}{\text{м}^2};$$

$A = 0,09 \text{ м}^2$ (площа поперечного перерізу палі);

F_d - несуча здатність палі $F_d = 869 \text{ кН}$;

m_1 - повна маса молота;

m_2 - маса палі;

m_3 - маса наголовника.

$$S_a = \frac{20 \cdot 1500 \cdot 0,09}{(869 + 1500 \cdot 0,09) \cdot 869} \cdot \frac{2 + 0,2(0,7 + 0,2)}{2 + 0,7 + 0,2} = 0,0023 \text{ м} = 0,23 \text{ см.}$$

$0,23 \text{ см} > 0,2 \text{ см}$ - умова виконується.

3.3 Проектування фундаментів неглибокого закладення

З поверхні залягають пучисті ґрунти (супіски). Визначимо розрахункову глибину сезонного промерзання: $d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,7 \cdot 3,1 = 2,2 \text{ м}$, де d_{fn} - нормативна глибина сезонного промерзання визначається за [25]; k_h - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди.

3.3.1 Вибір глибини закладення фундаменту

Виходячи з конструктивних вимог, глибина закладення повинна бути не менше $1,0 + 0,05 + 0,20 = 1,25 \text{ м}$.

Залежно від глибини промерзання не менше $2,2 \text{ м}$.

Від поверхні до глибини $2,0 \text{ м}$ залягають тверді супіски, які не можуть слугувати основою. Необхідно прорізати їх і заглибити фундамент у галечник не менше, ніж на $0,3 \text{ м}$.

Оскільки будівля має підземний поверх, верхній обріз фундаменту знаходиться на відмітці $-3,800$, враховуючи, що висота фундаменту повинна бути кратною $0,3$, приймаємо глибину закладення $-5,00$ м.

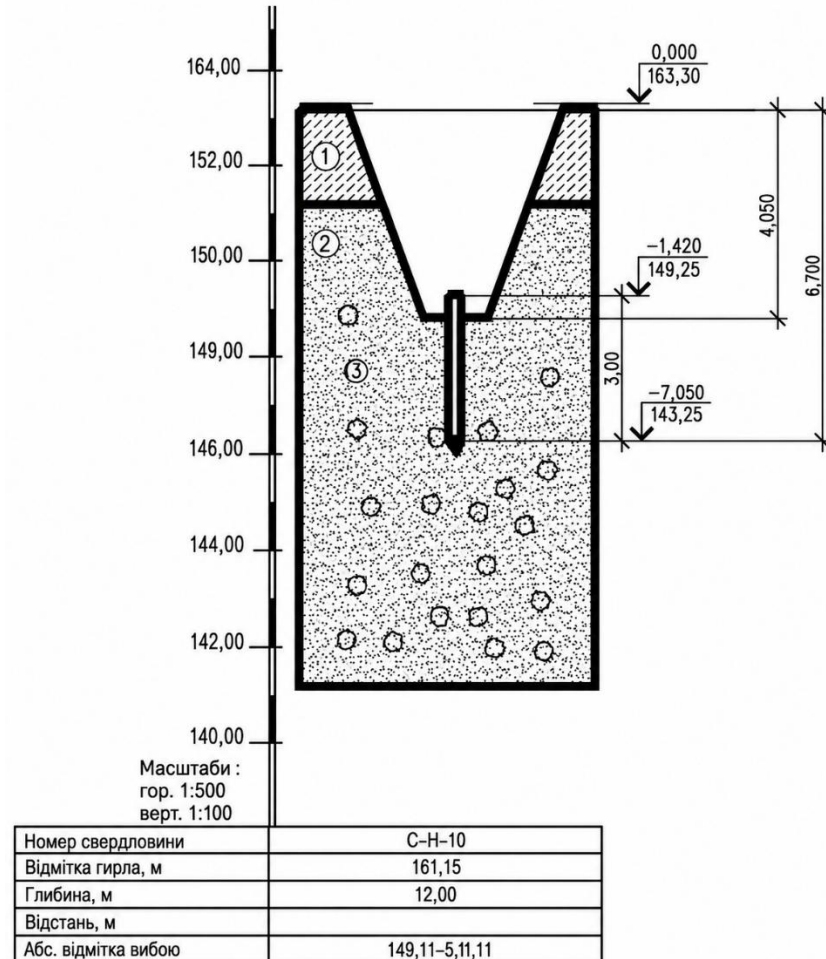


Рисунок 3.4 - Інженерно-геологічна колонка

3.3.2 Визначення попередніх розмірів підшви фундаменту

Попередню площу підшви фундаменту визначаємо за формулою

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{сеп} \cdot d} \quad (3.7)$$

$$N_{II} = \frac{N_{\kappa}}{1,15}; \quad (3.8)$$

$$N_{II} = \frac{1691,4}{1,15} = 1470,8 \text{ кН};$$

$$A = \frac{1470,8}{450 - 20 \cdot 2,55} = 3,69 \text{ м}^2.$$

У першому наближенні розміри підшви приймаємо: $b = 1,8 \text{ м}$, $l = 2,1 \text{ м}$, $l/b = 1,16 < 1,6$; $A = 3,78 \text{ м}^2$.

Тоді розрахунковий опір ґрунтів основи:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma + M_g \cdot d \cdot \gamma' + M_c \cdot c), \quad (3.9)$$

де $\gamma_{c1} = 1,4$ — визначається за [25]; $\gamma_{c2} = 1,0$; $k = 1,1$; $k_z = 1,0$ при $b < 10 \text{ м}$; $M_\gamma = 2,28$; $M_g = 10,11$; $M_c = 11,25$ - визначаються за [25];

$\gamma = 20 \text{ кН/м}^2$ - питома вага ґрунту над підшвою фундаменту; $\gamma' = 20 \text{ кН/м}^2$ - питома вага ґрунту під підшвою фундаменту.

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,0}{1,1} (2,28 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 20 + 10,11 \cdot 2,55 \cdot 20 + 11,25 \cdot 0) = 748,64 \text{ кПа}.$$

$$\frac{748,6 - 450}{748,6} \cdot 100\% = 39,9\%$$

$R > R_0$ на $39,9\% > 15\%$ необхідно провести перерахунок. Приймаємо площу підшви у другому наближенні:

$$A = \frac{1470,8}{748,6 - 20 \cdot 2,55} = 2,12 \text{ м}^2$$

$$b = 1,2 \text{ м}, l = 1,8 \text{ м}, l/b = 1,5 < 1,6; A = 2,16 \text{ м}^2.$$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,0}{1,1} (2,28 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 20 + 10,11 \cdot 2,55 \cdot 20 + 11,25 \cdot 0) = 717,37 \text{ кПа}.$$

$R < R_0$, визначаємо площу підшви в третьому наближенні:

$$A = \frac{1470,8}{717,37 - 20 \cdot 2,55} = 2,21 \text{ м}^2$$

$$b = 1,5 \text{ м}, l = 1,8 \text{ м}, l/b = 1,2 < 1,6; A = 2,7 \text{ м}^2.$$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,0}{1,1} (2,28 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 20 + 10,11 \cdot 2,55 \cdot 20 + 11,25 \cdot 0) = 733,0 \text{ кПа}.$$

$$\frac{733,0 - 717,4}{733,0} \cdot 100\% = 2,1\% < 15\%.$$

Приймаємо $b = 1,5 \text{ м}, l = 1,8 \text{ м}$.

3.3.3 Приведення навантажень до п'яти фундаменту

$$N = \frac{N_{\kappa}}{1,15} + N_{\phi}; \quad (3.10)$$

$$M = \frac{M_{\kappa}}{1,15} + \frac{Q_{\kappa}}{1,15} \cdot d; \quad (3.11)$$

$$N_{\phi} = b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{cp}.$$

$$N_{\phi} = 1,5 \cdot 1,8 \cdot 5 \cdot 20 = 270 \text{ кН}.$$

Для I комбінації:

$$N' = \frac{1691,4}{1,15} + 270 = 1740,8 \text{ кН};$$

$$M' = \frac{43,9}{1,15} - \frac{20,3}{1,15} \cdot 5,0 = -50,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для II комбінації:

$$N'' = \frac{1185,8}{1,15} + 270,0 = 1301,1 \text{ кН}; \quad M' = -\frac{63,1}{1,15} - \frac{34,5}{1,15} \cdot 5,0 = -204,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3.3.4 Визначення тиску під подошвою фундаменту

Перевіряємо умови:

$$p_{cp} \leq R; \quad (3.13)$$

$$p_{\max} \leq 1,2R; \quad (3.14)$$

$$p_{\min} \geq 0 \quad (3.15)$$

$$p_{cp} = \frac{N'}{A} \quad (3.16)$$

$$p_{\max} = \frac{N'}{A} + \frac{M'}{W} \quad (3.17)$$

$$p_{\min} = \frac{N'}{A} - \frac{M'}{W} \quad (3.18)$$

$$W = \frac{bl^2}{6} = \frac{1,5 \cdot 1,8^2}{6} = 0,81 \text{ м}^2$$

Для I комбінації:

$$p_{cp} = \frac{1740,8}{2,7} = 644,7 < 733,0 \text{ кПа};$$

$$p_{\max} = \frac{1740,8}{2,7} + \frac{50,1}{0,81} = 706,6 < 1,2 \cdot 733,0 = 879,6 \text{ кПа}$$

$$p_{\min} = \frac{1740,8}{2,7} - \frac{50,1}{0,81} = 582,8 > 0$$

Для II комбінації:

$$p_{cp} = \frac{1301,1}{2,7} = 481,9 < 733,0 \text{ кПа};$$

$$p_{\max} = \frac{1301,1}{2,7} + \frac{204,9}{0,81} = 734,9 < 1,2 \cdot 733,0 = 879,6 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = \frac{1301,1}{2,7} - \frac{204,9}{0,81} = 228,9 > 0.$$

Умови задовольняються, остаточно приймаємо розміри фундаменту $b = 1,5 \text{ м}$, $l = 1,8 \text{ м}$.

3.3.5 Розрахунок осідання фундаменту

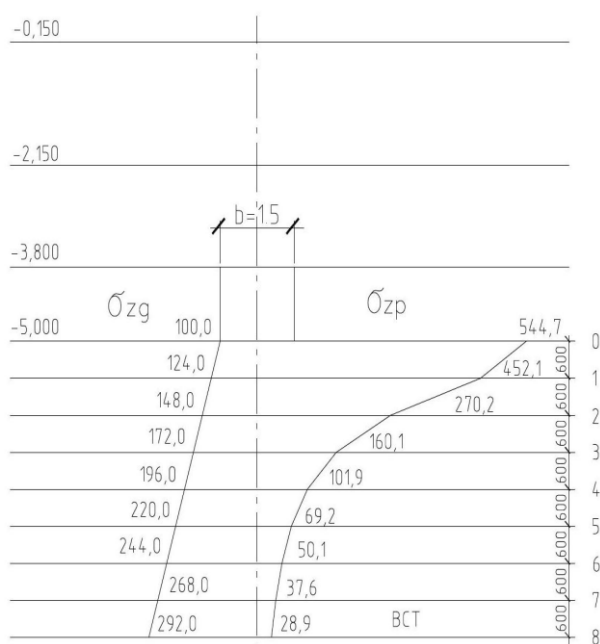


Рисунок 3.5 - Епюра природного та додаткового тиску

Розрахуємо значення σ_{zg} при висоті шару $h_i \leq 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 3,0 = 1,2$ м :

$$\sigma_{zg_0} = \gamma \cdot d \quad (3.19)$$

$$\sigma_{zg_1} = \sigma_{zg_0} + \gamma_1 \cdot h_1 \quad (3.20)$$

$$\sigma_{zg_i} = \sigma_{zg_0} + \sum \gamma_i \cdot h_i \quad (3.21)$$

$$\sigma_{zg_0} = 20 \cdot 5 = 100$$

$$\sigma_{zg_1} = 100 + 20 \cdot 1,2 = 124$$

$$\sigma_{zg_2} = 124 + 20 \cdot 1,2 = 148$$

$$\sigma_{zg_3} = 148 + 20 \cdot 1,2 = 172$$

$$\sigma_{zg_4} = 172 + 20 \cdot 1,2 = 196$$

$$\sigma_{zg_5} = 196 + 20 \cdot 1,2 = 220$$

$$\sigma_{zg_6} = 220 + 20 \cdot 1,2 = 244;$$

$$\sigma_{zg_7} = 244 + 20 \cdot 1,2 = 268;$$

$$\sigma_{zg_8} = 268 + 20 \cdot 1,2 = 292.$$

Додатковий тиск $P_0 = P_{cp} - \sigma_{zg_0} = 644,7 - 100,0 = 544,7$ кПа.

Додатковий тиск на межі шарів:

$$\sigma_{zp_i} = \alpha_i \cdot P_0 \quad (3.22)$$

Таблиця 3.4 - Розрахунок додаткового тиску на межі шарів

№ шару	z	$\frac{2z}{b}$	α	σ_{zp}
0	0	0	1,000	544,7
1	0,6	0,8	0,830	452,1
2	1,2	1,6	0,496	270,2
3	1,8	2,4	0,294	160,1
4	2,4	3,2	0,187	101,9
5	3,0	4,0	0,127	69,2
6	3,6	4,8	0,092	50,1
7	4,2	5,6	0,069	37,6
8	4,8	6,4	0,053	28,9

Умовна межа стисливої товщі (УМС) знаходиться в 8 шарі, оскільки виконується умова $\sigma_{zp,i} \leq 0,2\sigma_{zg,i}$; $37,6 \leq 268 \cdot 0,2 = 53,6$.

Осідання кожного шару:

$$S_i = \frac{\sigma_{zpicp} \cdot h_i}{E_i} \cdot \beta \quad (3.23)$$

Сумарне осідання визначається як $S = \sum_d S_i \leq S_u = 15$ см:

$$S_1 = \frac{498,4 \cdot 0,6}{40 \cdot 10^3} \cdot 0,8 = 5,9 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

$$S_2 = \frac{361,2 \cdot 0,6}{40 \cdot 10^3} \cdot 0,8 = 4,3 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

$$S_3 = \frac{215,2 \cdot 0,6}{40 \cdot 10^3} \cdot 0,8 = 2,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

$$S_4 = \frac{131,0 \cdot 0,6}{40 \cdot 10^3} \cdot 0,8 = 1,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

$$S_5 = \frac{85,6 \cdot 0,6}{40 \cdot 10^3} \cdot 0,8 = 1,02 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$S_6 = \frac{59,7 \cdot 0,6}{40 \cdot 10^3} \cdot 0,8 = 0,72 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$S_7 = \frac{131,0 \cdot 0,6}{40 \cdot 10^3} \cdot 0,8 = 0,53 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$S = (5,9 + 4,3 + 2,6 + 1,6 + 1,02 + 0,72 + 0,53) \cdot 10^{-3} = 16,67 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 1,7 \text{ см} < 15 \text{ см}$. Осідання не перевищують допустимі значення.

3.3.6 Конструювання та розрахунок стовпчастого фундаменту

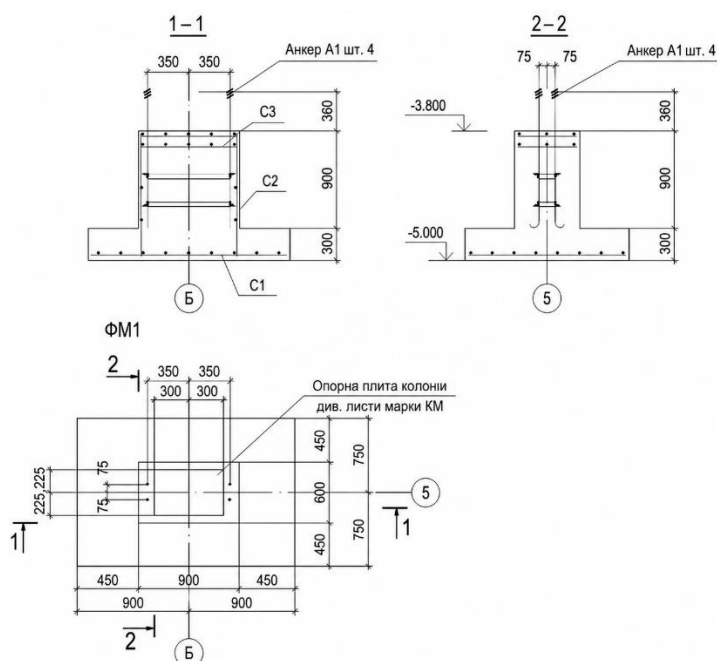


Рисунок 3.6 - Конструкція стовпчастого фундаменту

3.4 Порівняння варіантів влаштування фундаментів

Для влаштування фундаменту розглядаю 2 варіанти паль: забивні палі С30-30 та фундаменти неглибокого закладення. Порівняння проводжу за техніко-економічними показниками.

Висновок: порівнявши варіанти, виявила, що фундамент із забивних паль майже в 2,5 рази дорожчий, ніж фундамент неглибокого закладення. Також більші й витрати праці.

Обираю фундамент неглибокого закладення.

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 внизу 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

У бакалаврській кваліфікаційній роботі розроблено проєкт торгового центру, що поєднує торгово-виставкові, офісні, конференц-, побутові та технічні приміщення з підземним однорівневим паркінгом. Прийняті рішення спрямовані на раціональне використання міської території, створення зручних умов для відвідувачів і персоналу, організацію безпечного руху людей, вантажного транспорту та автомобілів.

Будівлю запроектовано окремо розташованою, чотириповерховою, з підземним рівнем для стоянки автомобілів. На першому поверсі розміщено торгово-виставкові та службові приміщення, а на верхніх поверхах — офіси, конференц-зали, їдальню та санітарно-побутові приміщення. Такий розподіл функцій дає змогу організувати автономну роботу торгової та офісної частин будівлі, не допускаючи перетинання основних потоків відвідувачів, працівників і товарів.

Об'ємно-планувальне рішення передбачає окремі входи для відвідувачів і персоналу, а також ворота й зону розвантаження для вантажного транспорту. В'їзд до підземного паркінгу організовано через криту рампу. Це забезпечує зручне функціонування торгового центру, упорядковує транспортне обслуговування об'єкта та підвищує безпеку користування будівлею.

Конструктивну схему будівлі прийнято рамно-зв'язковою. Просторова жорсткість забезпечується роботою поперечних рам, жорстким закріпленням колон у фундаментах, з'єднанням ригелів із колонами та системою вертикальних і горизонтальних зв'язків. Для зовнішніх огорожувальних конструкцій передбачено тришарові сендвіч-панелі з мінераловатним утеплювачем, а для перекриттів — монолітні залізобетонні плити по металевих балках.

У роботі виконано теплотехнічні розрахунки зовнішніх стін, покриття та світлопрозорих конструкцій. Для стін прийнято утеплені сендвіч-панелі, для покриття — панелі з теплоізоляційним шаром, а для віконних прорізів — двокамерні склопакети. Проведені розрахунки підтвердили відповідність

прийнятих огорожувальних конструкцій вимогам теплозахисту та створення належних умов експлуатації приміщень.

Для внутрішнього оздоблення й улаштування підлог передбачено матеріали відповідно до функціонального призначення приміщень. У торгових, санітарних і побутових зонах застосовано керамічну плитку, в офісних приміщеннях — лінолеум, а у входних зонах передбачено мозаїчно-бетонне покриття. Такі рішення забезпечують зносостійкість підлог, зручність прибирання та відповідність умовам інтенсивної експлуатації громадської будівлі.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано компонування та статичний розрахунок металевого каркаса. Визначено навантаження на поперечну раму, балки перекриття, колони, огорожувальні конструкції та елементи покриття. Для забезпечення просторової роботи будівлі передбачено систему зв'язків по покриттю та між колонами, а також виконано розрахунок другорядних балок і конструктивне опрацювання основи сталевих колон.

У розділі фундаментів розглянуто два варіанти: фундамент на забивних палях і фундамент неглибокого закладення. Для обох рішень визначено навантаження, несучу здатність, конструктивні параметри та умови роботи ґрунтової основи. За результатами порівняння прийнято фундамент неглибокого закладення, оскільки його влаштування є економічно доцільнішим і потребує менших трудових витрат.

У розділі безпеки життєдіяльності та охорони праці розглянуто заходи щодо безпечного виконання будівельно-монтажних робіт, організації робочих місць, застосування засобів індивідуального захисту, безпечної експлуатації машин і механізмів, а також вимоги пожежної безпеки.

БІБЛІОГРАФІЯ

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

сучасних технологій “, 20-20.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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