

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект адміністративно-офісної будівлі з
дослідженням напружено-деформівного стану плити перекриття

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

(шифр і назва спеціальності)

Качор А. В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Мельник Л. М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

Рецензент Кошалко С. А.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Тернопіль
2023

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

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

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Качору Андрію Васильовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект адміністративно-офісної будівлі з
дослідженням напружено-деформівного стану плити перекриття

Керівник роботи Мельник Лілія Миколаївна, д.е.н. доц.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «__» _____ 20__ року № _____

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

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

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

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
8-10 листів формату А1

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	7
1.1 Вихідні дані	7
1.1.1 Кліматичні умови району будівництва	7
1.2 Інженерно-геологічні дані будівельного майданчика.....	8
1.2 Конструктивні рішення.....	9
1.2.1 Опис конструктивних змін	9
1.2.2 Конструктивні та технічні рішення підземної частини	10
1.2.3 Пожежна безпека.....	10
1.2.4 Внутрішнє оздоблення.....	11
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	12
2.1 Об'ємно-планувальні та конструктивні характеристики об'єкта проектування.....	12
2.2 Збір навантажень на каркас будівлі	14
2.2 Конструювання вузлів	24
2.2.1 Розрахунок і конструювання бази колони	24
2.2.2 Вузол примикання головної балки до колони	30
2.2.3 Вузол з'єднання зв'язків аутригерного поверху	36
2.3 Фундаменти	38
2.3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва	38
2.4 Проектування плитно-пального фундаменту.....	39
2.4.1 Вибір товщини плити і довжини паль	39
2.4.2 Визначення несучої здатності паль і їх числа на плиту.....	39
2.4.3 Визначення навантаження на кожен палю	40
2.4.4 Конструювання плити	41
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	43

РОЗДІЛ 4 ВАРІАНТНЕ ПРОЕКТУВАННЯ	50
4.1 Варіант 1	50
4.2 Варіант 2	51
4.3 Варіант 3	52
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	54
4.1 Заходи з охорони праці	54
4.1.1 Освітлення будівельного майданчика і місць робіт	55
4.1.2 Заходи щодо зниження вібрації і шуму від використовуваної будівельної техніки та установок	56
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	57
4.2.1 Законодавча база України	57
4.2.2 Стійкість споруди від ударної хвилі	58
ВИСНОВКИ	62
БІБЛІОГРАФІЯ	63

ВСТУП

Будівництво об'єкта, а саме висотної офісної будівлі, планується в м. Чернігів.

Проектовану будівлю вирішено виконати в сталевому каркасі із залізобетонним ядром жорсткості, незважаючи на непопулярність цього конструктивного рішення. Це дасть масу переваг над залізобетонним каркасом. Деякі з них:

- менша маса будівлі, а як наслідок економія на фундаменті;
- всесезонність будівництва;
- велика ефективність при зведенні в обмежених умовах;
- вища якість завдяки використанню деталей заводського виготовлення.

Актуальність теми. Висотні офісні будівлі завжди користуються популярністю. Оскільки зосереджують в одному місці безліч комерційних установ, що розширює спектри надаваних послуг та зумовлює економію часу для доїзду. Тому ця тема є актуальною і відповідає всім сучасним вимогам.

Мета роботи: Розробка проекту адміністративно-офісної будівлі з дослідженням напружено-деформівного плити перекриття.

Об'єкт досліджень – плита перекриття громадської будівлі.

Предмет дослідження – переміщення плити перекриття будівлі громадської будівлі при дії експлуатаційних навантажень.

Доцільність проведення спричинена тим, що отримані висновки дозволять підвищити ефективність та тривалість використання структурних елементів в громадських будівлях.

Завдання роботи:

- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення будівлі офісної будівлі;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій будівлі офісу;
- виконати статичний розрахунок плити перекриття з урахуванням просторової роботи каркасу будівлі;

– розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

Методи дослідження – скінченно-елементний з використанням прикладного програмного пакету.

Галуззю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих громадських будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання роботи плити перекриття громадської будівлі.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих громадських будівель.

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на XII Міжнародній науково-технічна конференція молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 6-7 грудня 2023 року).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

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

Ключові слова: ПЛИТА, ПЕРЕКРИТТЯ, ГРОМАДСЬКА БУДІВЛЯ, СКІНЧЕННІ ЕЛЕМЕНТИ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Вихідні дані

1.1.1 Кліматичні умови району будівництва

Середня температура повітря періоду із середньою добовою температурою повітря $\leq 8^{\circ}\text{C}$ - мінус 6,0.

Температура повітря найхолоднішої доби із забезпеченістю 0,98 – мінус 38; температура повітря найхолоднішої п'ятиденки із забезпеченістю 0,98 - мінус 33 ; абсолютна мінімальна температура повітря - 8,9 ; середня місячна температура в найхолоднішому місяці, січні, - 13,8 ; середня місячна температура в найтеплішому місяці, липні, - 19, 4 С.

Тривалість періоду із середньою добовою температурою повітря $\leq 8^{\circ}\text{C}$ - 209.

Середня місячна відносна вологість повітря найхолоднішого місяця - 82%; Середня місячна відносна вологість повітря о 15 год найтеплішого місяця - 55%; барометричний тиск - 1005 ГПа.

На поверхню землі випадають опади у вигляді снігу, дощу та граду.

Кількість опадів за листопад - березень -205 мм; Кількість опадів за квітень - жовтень - 358 мм; Добовий максимум опадів - 58 мм;

Вітровий режим. Переважний напрямок вітру за грудень - лютий - Пд; переважний напрямок вітру за червень - серпень - С; максимальна швидкість вітру за січень - 4,0 м/с; мінімальна із середніх швидкостей за румбами за липень - 0 м/с.

Характеристика району будівництва:

Кліматичний район - II;

Кліматичний підрайон - ПВ;

Кліматична зона - 3 (помірна);

Температурна зона - IV.

Район за вагою снігового покриву - V; нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі - 2,5 кПа.

Район за вітровим тиском - II; нормативне значення вітрового тиску, w_0 , - 0,30 кПа.

1.2 Інженерно-геологічні дані будівельного майданчика

Досліджувана ділянка будівництва розташована в м. Чернігів.

У геологічній будові майданчика, на якому розташовується місто, бере участь товща різноманітних осадових порід, таких як вапняки, глини, мергелі, алевроліти, пісковики та ангідриди.

Ґрунтоутворювальними породами є елювіально-делювіальні відклади четвертинного віку. Вони представлені піском дрібним, суглинком напівтвердим, супіском піщанистим, глинистим вапняком. Також на глибині 30,1 м розкрито шар піску гравелистого. Відклади мають повсюдне поширення.

Як правило, відкладення слабовапняні, але трапляються і некарбонатні.

Сучасний рельєф ділянки будівництва порушений під час будівництва автомобільних доріг, будівель і споруд, прокладання інженерних мереж. Абсолютні відмітки ділянки коливаються в межах 162,5 - 164,0 м.

Під час проведення інженерно-геологічних вишукувань на будівельному майданчику виявлено 7 елементів:

ІГЕ - 1 - Насипний ґрунт - піщано-гравійна суміш із домішкою суглинку;

ІГЕ - 2 - Суглинок напівтвердий, важкий піщанистий, середньонепросадочний;

ІГЕ - 3 - Супісок піщанистий пластичний, непросадочний; ІГЕ - 4 - Пісок дрібний, вологий, середньої щільності; ІГЕ - 5 - Вапняк глинистий;

ІГЕ - 6 - Алевроліт;

ІГЕ - 7 - Пісок гравелистий середньої щільності.

Рівень підземних вод у межах будівельного майданчика знаходиться на глибині 12,80 м. Води проходять через породи ІГЕ - 4.

Нормативна глибина промерзання ґрунту - 1,26 м.

1.2 Конструктивні рішення

1.2.1 Опис конструктивних змін

Проектований об'єкт являє собою в плані прямокутник розмірами 35,6x76,9 м. Будівля має змінну поверховість. Перша секція досягає висоти 135,9 м, друга і третя відповідно - 90,3 м і 44,7 м. Перша і друга секції виконані в каркасно-ствольній конструктивній системі, третя секція з 11 поверхами виконана в каркасній. Між собою секції за висотою пов'язані деформаційним швом.

Як відносну позначку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що зі свого боку дорівнює абсолютній позначці - 159,00.

Будівля має один підземний поверх, у плані 35,6x76,9 м.

Несучі вертикальні елементи:

ядро жорсткості - монолітний залізобетон, бетон В45, товщина стін сходово-ліфтовий вузол - монолітний залізобетон, бетон 40; товщина стін 300 мм, колони - прокатний двотавр HD400x1086, HD400x818, HD400x677 за стандартом ARBED;

Несучі горизонтальні елементи:

- головні балки - двотавр 50Б2;
- балки настилу - двотаври 26Б2, 20Б1 і 18Б2;
- перекриття - монолітне залізобетонне з незнімною опалювальною поверхнею з профільованого настилу, В30, товщиною 170 мм.

Зв'язки аутригерних поверхів - труба квадратного перетину 300x22,0 мм

Огороджувальні конструкції - навісна світлопрозора фасадна конструкція.

Перегородки внутрішні - цегляні товщиною 120 мм, 250 мм і каркасні системи з двошаровими обшивками.

Сходи - монолітні залізобетонні марші та майданчики, бетон В30. Шахти ліфтів - монолітні залізобетонні завтовшки 350 мм з бетону В45 у перших двох секціях і легка з металокаркасу в третій, розмірами в плані 1,82x2,40 м. Загалом у будівлі передбачено влаштування десяти вантажопасажирських ліфтів

вантажопідйомністю 800 кг (габарити кабіни 1,6x2,0x2,2 м) і шести пожежних (габарити кабіни 1,8x2,4x2,2 м). У період нормального функціонування пожежні використовуються як пасажирські.

1.2.2 Конструктивні та технічні рішення підземної частини

Найбільш раціональним типом фундаменту для будівлі зі змінною поверховістю буде плитно-пальовий фундамент (ПСП). Для цього типу використовуються забивні залізобетонні палі 400x400 мм (клас бетону В30). Плита - монолітна залізобетонна, клас бетону В35, арматурна сталь класу А400 і А240. Підземна частина також розділена деформаційним швом.

1.2.3 Пожежна безпека

Пожежна безпека ґрунтується на виконанні протипожежних заходів:

- недопущення пожежі з технічних причин;
- створення умов для раннього виявлення можливої пожежі;
- створення умови для успішного гасіння пожежі та порятунку людей;
- створення умов для безпечної евакуації людей і матеріальних цінностей. Ступінь вогнестійкості будівлі - II.

Клас функціональної пожежної небезпеки - Ф 4.3. Клас конструктивної пожежної небезпеки будівлі - С0. Межі вогнестійкості будівельних конструкцій:

- несучі елементи будівлі - R 180;
- перекриття міжповерхові (у т. ч. горищні) - REI 180;
- шахти ліфтів і стіни сходових кліток - REI 180.

На шляхах евакуації під час оздоблення приміщень застосовано важкозаймисті матеріали. Передбачено пожежну сигналізацію.

Клас пожежної небезпеки матеріалу для стін і стель, не більше:

Ширина маршів і майданчиків 1,325 м. Між маршами сходів зазор у світлі завширшки 150 мм. Також сходові майданчики і марші обладнані огорожами з

поручнями висотою 1200 мм.

1.2.4 Внутрішнє оздоблення

Офісні приміщення:

- підвісна стеля системи із гіпсокартонних листів на металевому каркасі;
- стіни і перегородки фарбують фарбами; для підлог використовується керамогранітна плитка 400х400х15 на клею по ґрунтовці.

Ліфтовий хол:

- підвісна стеля системи із гіпсокартонних листів на металевому каркасі;
- стіни залізобетонні - затирка, фарбування;
- підлоги - керамогранітна плитка 400х400х15 на клею по ґрунтовці.

Санвузли та кімнати прибирального інвенторя:

- стеля рейкова на металевому каркасі;
- стіни затирають і облицьовують керамічною плиткою;
- підлоги - керамогранітна плитка на клею по ґрунтовці;

Сходова клітка:

- стелі та стіни затирають і фарбують;
- підлоги - керамогранітна плитка на клею по ґрунтовці;

ЦПУ системи протипожежного захисту, служби безпеки, інженерними системами:

- підвісна стеля системи із гіпсокартонних листів на металевому каркасі;
- стіни фарбують фарбами;
- підлоги - керамогранітна плитка на клею по ґрунтовці;
- Двері внутрішні:
- дерев'яні одностулкові;
- блоки дверні алюмінієві одно- і двостулкові;
- двері металеві протипожежні.

Двері зовнішні: блоки дверні алюмінієві одно- і двостулкові.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Об'ємно-планувальні та конструктивні характеристики об'єкта проєктування

Перші дві секції проєктованої будівлі конструюють у стовбурно-каркасній конструктивній системі, третю ж секцію заввишки 41,8 м виконано в каркасній, що дасть змогу урізноманітнити планування.

Будівля в плані має форму прямокутника.

Висота:

- першої секції - 135,9 м; другої секції - 90,3 м; третьої секції - 44,7 м;

Кількість поверхів:

- першої секції - 35; другої секції - 23;
- третьої секції - 11; Висота поверху - 3,8 м. Загальна площа - 53200 м².

Корисна площа - 40800 м².

Несучі вертикальні елементи:

- ядро жорсткості - монолітний залізобетон, бетон В45, товщина стін 350 мм;
- сходово-ліфтовий вузол - монолітний залізобетон, бетон 40; товщина стін 300 мм;
- колони - прокатний двотавр HD400x1086, HD400x818, HD400x677 за стандартом ARBED;

Несучі горизонтальні елементи:

головні балки - двотавр 50Б2;

- балки настилу - двотаври 26Б2, 20Б1 і 18Б2;
- перекриття - монолітне залізобетонне з незнімною опалубкою з профільованого настилу, В30, товщиною 170 мм.

Зв'язки аутригерних поверхів - труба квадратного перетину 300x22,0 мм.

Розрахунок каркаса будівлі проводиться в ПК SCAD. Розрахункові моделі та схеми представлено на малюнках 2.1 - 2.3.



Рисунок 2.1 - Модель каркаса будівлі

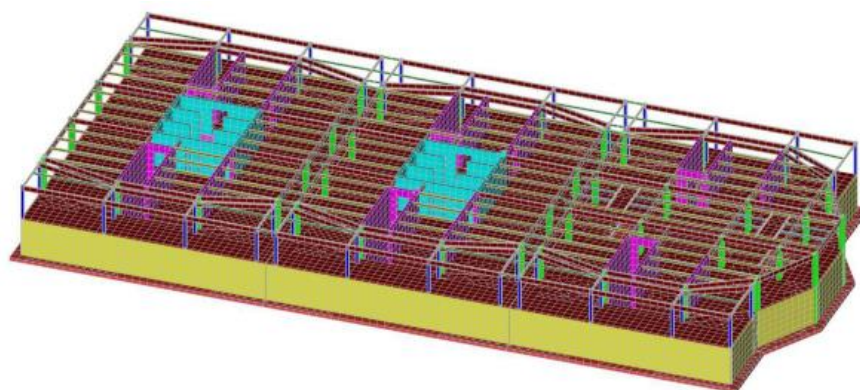


Рисунок 2.2 - Модель підземного та першого поверхів будівлі

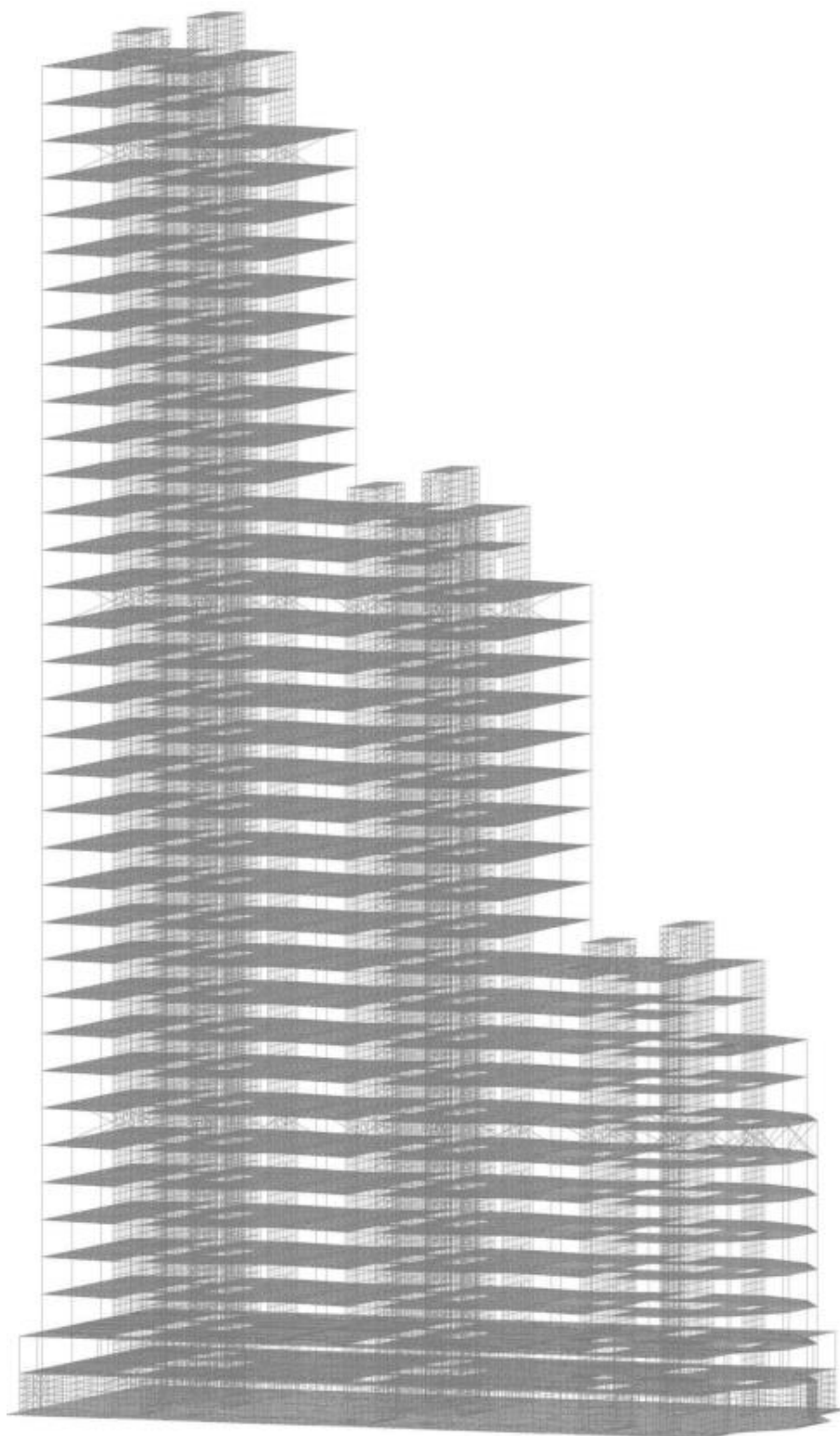


Рисунок 2.3 - Схема каркаса будівлі

2.2 Збір навантажень на каркас будівлі

Постійні навантаження

Власна вага металевих конструкцій - враховується автоматично в ПК

SCAD; коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,05;

Власна вага залізобетонних конструкцій - враховується автоматично в ПК SCAD; коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,1.

Навантаження від ваги підлог - стяжка бетонна товщиною 45 мм - 0,78 кН/м². Коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,2. Задається як рівномірно-розподілене по плиті перекриття. (Рисунок 2.4);

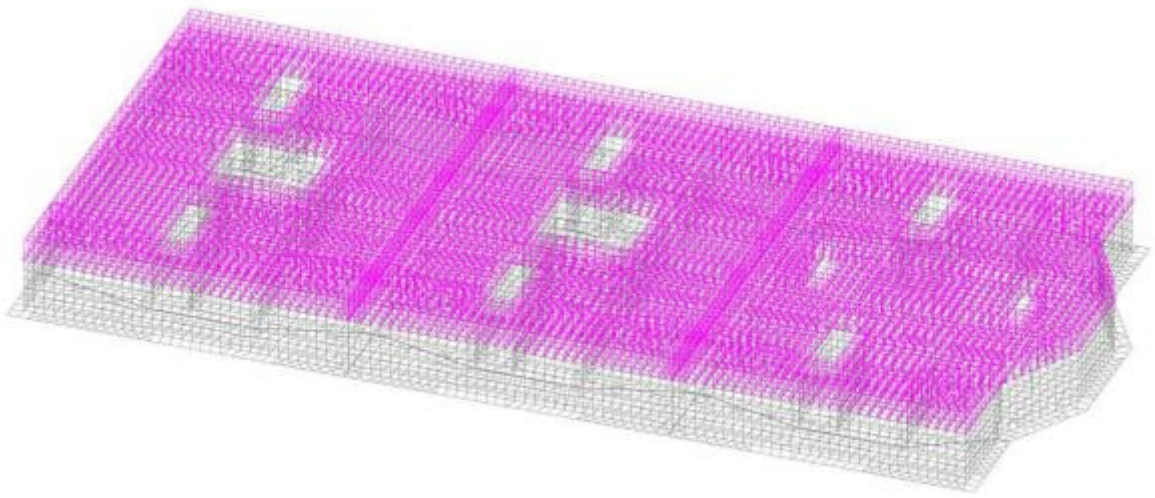


Рисунок 2.4 - Рівномірно-розподілене навантаження по плиті

Навантаження від тиску ґрунтів на стіни підземної частини

Коефіцієнт горизонтальної складової активного тиску ґрунту

$$\lambda = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{16}{2}\right) = 0,57 \quad (2.1)$$

де φ - кут внутрішнього тертя для ІГЕ - 2.

Горизонтальна складова активного тиску ґрунту на рівні верху ґрунту

$$\sigma_{s1} = 0 \text{ кН/м}^2$$

Горизонтальна складова активного тиску ґрунту на рівні низу подошви:

$$\sigma_{z2} = \gamma H \lambda = 18 \cdot 3,4 \cdot 0,57 = 34,88 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2.2)$$

Горизонтальна складова інтенсивності активного тиску ґрунту від навантаження на ґрунті:

$$\sigma_{zq} = q \lambda = 20 \cdot 0,57 = 11,4 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2.3)$$

Інтенсивність горизонтальних сил зчеплення

$$\sigma_{zc} = 2c \sqrt{\lambda} = 2 \cdot 16 \sqrt{0,57} = 24,2 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2.4)$$

Тоді тиск ґрунту на позначці поверхні та низу підшви

$$\sigma_1 = \sigma_{z1} + \sigma_{zq} - \sigma_{zc} = 0 + 11,4 - 24,2 = -12,8 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_{z2} + \sigma_{zq} - \sigma_{zc} = 34,88 + 11,4 - 24,2 = -22,1 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad \square$$

Задається трапецією по стінах підвалу (Рисунок 2.5).

Коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,1.

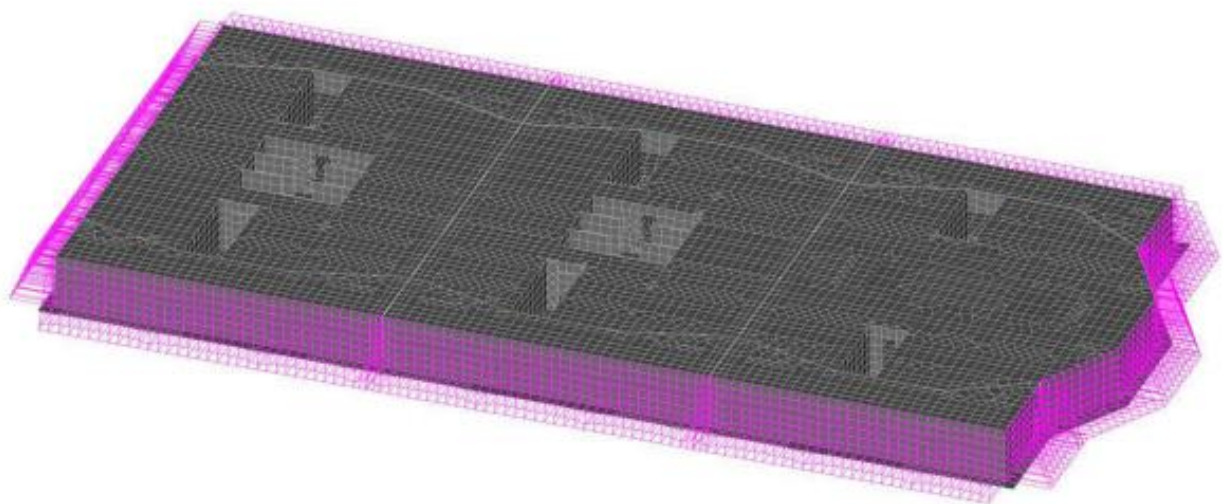


Рисунок 2.5 - Навантаження на стіни підвалу

Тривалі навантаження

Вага тимчасових перегородок - $1,5 \text{ кН/м}^2$; коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,2. Задається як рівномірно-розподілене по плиті перекриття (Рисунок 2.6).

Навантаження на перила - $0,8 \text{ кН/м}$. Коефіцієнт надійності по навантаженню - 1,2.

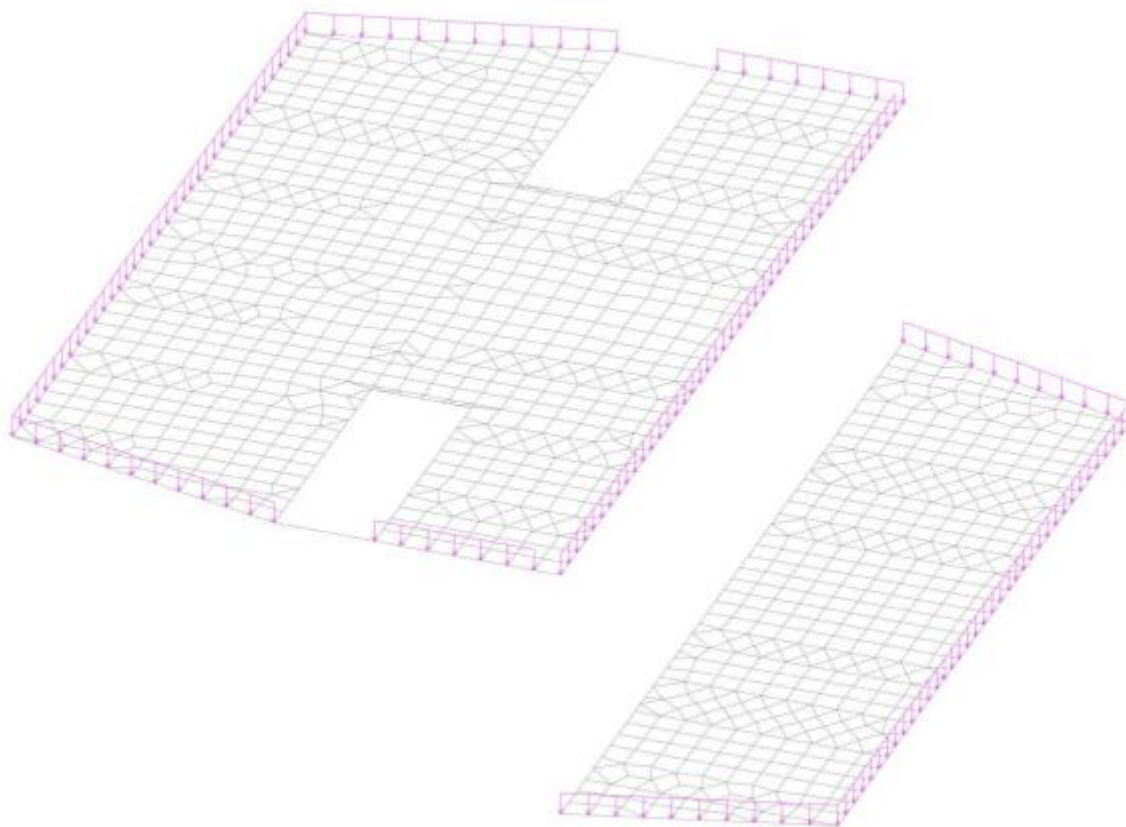


Рисунок 2.6 - Навантаження на перила Короткочасні навантаження

Рівномірно-розподілене - $2,0 \text{ кН/м}^2$ (службові приміщення) Коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,2;

Рівномірно-розподілене - $2,0 \text{ кН/м}^2$ (технічні поверхи) . Коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,2; Рівномірно-розподілена - $4,0 \text{ кН/м}^2$ (торгові зали) . Коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,2;

Рівномірно-розподілене - $3,0 \text{ кН/м}^2$ (обідня зала в кафе) .

Коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,2;

Рівномірно-розподілене - $1,5 \text{ кН/м}^2$ (покриття на ділянках, що використовуються для відпочинку) . Коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,3;

Рівномірно-розподілене - 3,0 кН/м² (вестибюлі, фойє, коридори, сходи) .
Коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,2;

Снігове навантаження

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття розраховуємо за формулою 2.5.

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5 = 2,5 \text{ кН / м}^2, \quad (2.5)$$

де c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриття будівлі під дією вітру;

c_t - термічний коефіцієнт;

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

S_g - нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальній поверхні.

Розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою 2.6.

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 2,5 \cdot 1,4 = 3,5 \text{ кН / м}^2, \quad (2.6)$$

де γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням.

Необхідно врахувати підвищене навантаження на ділянках покриттів, що примикають до надбудов, які підносяться над покрівлею.

$$\mu_{повыш} = \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 2,6}{2,5} = 2, \text{ при } \mu_{повыш} \in [1; 2] \quad (2.7)$$

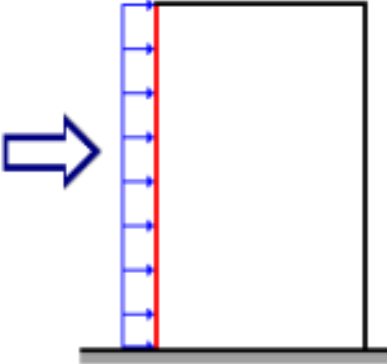
де h - висота надбудови

$$S_{повыш} = 2,5 \cdot 2 \cdot 1,4 = 7,0 \text{ кПа},$$

Прикладемо це навантаження навколо надбудови на відстані 3,0 м, що є найнесприятливішим положенням.

- Вітрове навантаження (середня складова) - розрахунок виконано в додатку ВеСТ ПК SCAD;

Таблиця 2.1 - Результати розрахунку вітрового навантаження з навітряного боку за ПК SCAD

Вихідні дані		
Вітровий район	II	
Нормативне значення вітрового тиску	0,294 кН/м ²	
Тип місцевості	C - міські райони із забудовою будівлями висотою понад 25 м	
Тип споруди	Вертикальні та ті, що відхиляються від вертикальних не більше ніж на 15° поверхні	
		
Параметри		
Поверхня	Навітряна поверхня	
Крок сканування	3,8 м	
Коефіцієнт надійності за навантаженням	1,4	
Н	133	М

Таблиця 2.2

Висота (м)	Нормативне значення $(\text{кН/м})^2$	Розрахункове значення $(\text{кН/м})^2$	Розрахункове значення (кН/м)
57	0,225	0,315	1,20
60,8	0,232	0,325	1,24

Таблиця 2.3

Висота (м)	Нормативне значення $(\text{кН/м})^2$	Розрахункове значення $(\text{кН/м})^2$	Розрахункове значення (кН/м)
0	0,094	0,132	0,50
3,8	0,094	0,132	0,50
7,6	0,094	0,132	0,50
11,4	0,101	0,141	0,54
15,2	0,116	0,163	0,62
19	0,13	0,182	0,69
22,8	0,142	0,199	0,76
26,6	0,154	0,215	0,82
30,4	0,164	0,23	0,87
34,2	0,174	0,244	0,93
38	0,184	0,257	0,98
41,8	0,193	0,27	1,03
45,6	0,201	0,282	1,07
49,4	0,209	0,293	1,11
53,2	0,217	0,304	1,16
64,6	0,239	0,335	1,27
68,4	0,246	0,345	1,31

Продовження таблиці 2.3

Висота (м)	Нормативне значення (кН/м) ²	Розрахункове значення (кН/м) ²	Розрахункове значення (кН/м)
72,2	0,253	0,354	1,35
76	0,26	0,363	1,38
79,8	0,266	0,372	1,41
83,6	0,272	0,381	1,45
87,4	0,278	0,39	1,48
91,2	0,284	0,398	1,51
95	0,29	0,406	1,54
98,8	0,296	0,414	1,57
102,6	0,302	0,422	1,60
106,4	0,307	0,43	1,63
110,2	0,313	0,438	1,66
114	0,318	0,445	1,69
117,8	0,323	0,453	1,72
121,6	0,328	0,46	1,75
125,4	0,333	0,467	1,77
129,2	0,339	0,474	1,80
133	0,343	0,481	1,83
133	0,343	0,481	1,83

Таблиця 2.4 - Результати розрахунку вітрового навантаження з підвітряного боку за ПК SCAD

Вихідні дані	
Вітровий район	II
Нормативне значення вітрового тиску	0,294 кН/м ²
Тип місцевості	C - міські райони із забудовою будівлями висотою понад 25 м
Тип споруди	Вертикальні та ті, що відхиляються від вертикальних не більше ніж на 15° поверхні
Параметри	
Поверхня	Підвітряна поверхня
Крок сканування	3,8 м
Коефіцієнт надійності за навантаженням	1,4
H	133 м

Таблиця 2.5

Висота (м)	Нормативне значення (кН/м) ²	Розрахункове значення (кН/м) ²	Розрахункове значення (кН/м)
0	-0,071	-0,099	-0,38
3,8	-0,071	-0,099	-0,38
7,6	-0,071	-0,099	-0,38
11,4	-0,075	-0,106	-0,40
15,2	-0,087	-0,122	-0,46
19	-0,097	-0,136	-0,52
22,8	-0,107	-0,149	-0,57
26,6	-0,115	-0,161	-0,61
30,4	-0,123	-0,172	-0,65
34,2	-0,131	-0,183	-0,70
38	-0,138	-0,193	-0,73
41,8	-0,144	-0,202	-0,77
45,6	-0,151	-0,211	-0,80
49,4	-0,157	-0,22	-0,84
53,2	-0,163	-0,228	-0,87
57	-0,169	-0,236	-0,90
60,8	-0,174	-0,244	-0,93
64,6	-0,18	-0,251	-0,95
68,4	-0,185	-0,259	-0,98
72,2	-0,19	-0,266	-1,01
76	-0,195	-0,273	-1,04
79,8	-0,2	-0,279	-1,06
83,6	-0,204	-0,286	-1,09
87,4	-0,209	-0,292	-1,11
91,2	-0,213	-0,299	-1,14
95	-0,218	-0,305	-1,16
98,8	-0,222	-0,311	-1,18
102,6	-0,226	-0,317	-1,20
106,4	-0,23	-0,323	-1,23
110,2	-0,234	-0,328	-1,25
114	-0,238	-0,334	-1,27

Продовження таблиці 2.5

Висота (м)	Нормативне значення (кН/м) ²	Розрахункове значення (кН/м) ²	Розрахункове значення (кН/м)
117,8	-0,242	-0,339	-1,29
121,6	-0,246	-0,345	-1,31
125,4	-0,25	-0,35	-1,33
129,2	-0,254	-0,355	-1,35
133	-0,258	-0,361	-1,37
133	-0,258	-0,361	-1,37

- Вітрове навантаження (пульсаційна складова).

Для розрахунку використовуємо такі комбінації завантажень (Рисунок 2.6)

Таблиця 2.6 - Результати добору перерізів

Конструкція	Значення
Колона К1	HD400x1086 за стандартом ARBED
Колона К2	HD400x818 за стандартом ARBED
Колона К3	HD400x677 за стандартом ARBED
Колона стилобату	Двотавр колонний 30К3
Головна балка Б1	Двотавр нормальний 50Б2
Балка настилу Б2	Двотавр нормальний 26Б2
Балка настилу Б3	Двотавр нормальний 20Б1
Балка настилу Б4	Двотавр нормальний 18Б2
Зв'язки аутригерних поверхів	Квадратні труби 300x22,0

2.2 Конструювання вузлів

2.2.1 Розрахунок і конструювання бази колони

Вихідні дані

Конструктивну схему бази металевої колони представлено на рис. 2.7.

Тип перерізу стрижня колони - двотавр HD400x1086 за стандартом ARBED.

Розрахункові зусилля в колоні, отримані за результатами розрахунку каркаса: $M = 250$ кН-м; $N = - 10982$ кН;

Матеріал колон - сталь S460;

Розрахункові характеристики сталі: $R_y = 440$ Н/мм² за товщини прокату, $R_{un} = 620$ Н/мм² ;

Під час зварювання елементів бази використовують механізоване дугове зварювання (МДС_{ПП}) і зварювальний дріт - Св-08Г2С.

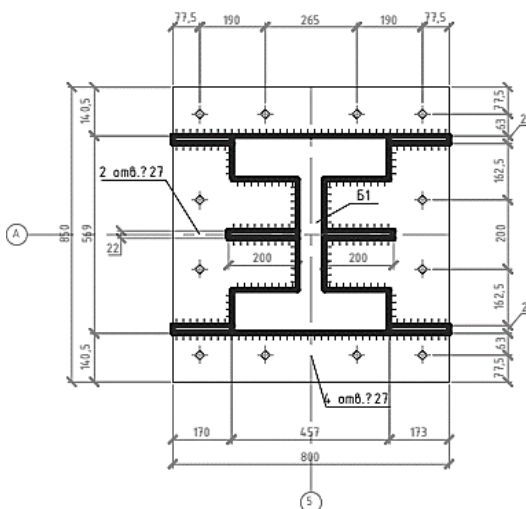


Рисунок 2.7 - База колони

Розміри плити в плані.

$$A_{пл}^{треб} = \frac{N}{R_{\phi}} = \frac{10982}{2,22} = 4946,8 \text{ см}^2. \quad (2.8)$$

де

$$R_{\phi} = R_{np} \gamma = 1,85 \cdot 1,2 = 2,22 \text{ кН / см}^2 ;$$

З огляду на геометричні умови розміщення анкерних болтів М24 приймаємо $C = 125$ мм.

$$B = h_k + 2C = 56,9 + 2 \cdot 12,5 = 81,9 \text{ см.} \quad (2.9)$$

Приймаємо $B = 85$ см.

$$L_{\text{треб}} = \frac{A_{\text{пл}}^{\text{треб}}}{B} = \frac{4946,8}{84} \approx 58 \text{ см} \quad (2.10)$$

Виходячи з розмірів колони, приймаємо $L = 80$ см.

$$A_{\text{пл}}^{\text{факт}} = 85 \cdot 80 = 6800 \text{ см}^2 > 4946,8 \text{ см}^2.$$

Середнє напруження в бетоні під плитою бази

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{A_{\text{пл}}^{\text{факт}}} = \frac{10982}{6800} = 1,62 \text{ кН / см}^2 < R_{\phi} = 2,22 \text{ кН / см}^2.$$

Товщина плити. Матеріал - сталь С355 Знаходимо величину згинальних моментів:

у зацемленні консольного звису плити, ділянка 1:

$$M_{\kappa} = \frac{\sigma_{\phi} C^2}{2} = \frac{1,62 \cdot 13,55^2}{2} = 149,64 \text{ кНсм} \quad (2.11)$$

ділянка 2, оперта з трьох боків, має розміри:

$$b_1 = \frac{L - \delta_w}{2} = \frac{80 - 7,8}{2} = 36,1 \text{ см;} \quad (2.12)$$

$$a_1 = \frac{h}{2} - \delta_{mp} - \frac{\delta_p}{2} = \frac{56,9}{2} - 2,2 - \frac{2,2}{2} = 25,16 \text{ см} \quad (2.13)$$

Оскільки, плиту допускається вважати балковою пластинкою, приймаючи $y = 0,125$;

$$M_{on} = \frac{\sigma_{\phi} a_1^2}{8} - \frac{M_{\kappa}}{2} = \frac{1,62 \cdot 25,16^2}{8} - \frac{149,64}{2} = 53,4 \text{ кНсм}; \quad (2.14)$$

$$\delta_{нз}^{треб} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 53,4 \cdot 10}{340 \cdot 1,2}} = 2,8 \text{ см}. \quad (2.15)$$

Приймаємо $\delta = 29$ мм.

Прикріплення траверси до полиці колони стиковим швом Матеріал - сталь С390

Геометричні характеристики стикового шва визначають за перерізом траверси, що прикріплюється:

$$A_w = \delta_w l_w = 2,2 \cdot (34 - 2 \cdot 2,2) = 65,12 \text{ см}^2; \quad (2.16)$$

$$W_w = \frac{\delta_w l_w^2}{6} = \frac{2,2 \cdot (34 - 2 \cdot 2,2)^2}{6} = 321,3 \text{ см}^3. \quad (2.17)$$

Навантаження на траверсу збирається з вантажної площі шириною

$$d_{mp} = C + \delta_{mp} + \frac{a_1}{2} = 13,55 + 2,2 + \frac{25,16}{2} = 28,33 \text{ см}; \quad (2.18)$$

$$q_{mp} = \sigma_{\phi} d_{mp} = 1,62 \cdot 28,33 = 45,9 \text{ кН / см}; \quad (2.19)$$

$$Q_{mp} = q_{mp} l_{mp} = 45,9 \cdot 17,0 = 780,2 \text{ кН}; \quad (2.20)$$

$$M_{mp} = \frac{q_{mp} l_{mp}^2}{2} = \frac{45,9 \cdot 17,0^2}{2} = 6632,55 \text{ кНсм}; \quad (2.21)$$

$$\tau_w = \frac{Q_{mp}}{A_w} = \frac{780,2}{65,12} = 12,0 \text{ кН / см}^2 < R_{ws} = 22,0 \text{ кН / см}^2; \quad (2.22)$$

$$\sigma_w = \frac{M_{mp}}{W_w} = \frac{6632,55}{321,3} = 20,6 \text{ кН / см}^2 < R_{wy} = 0,85 R_y = 32,0 \text{ кН / см}^2; \quad (2.23)$$

$$\sigma_{прив} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} = \sqrt{20,6^2 + 3 \cdot 12,0^2} = 29,3 \text{ кН / см}^2 < R_{wy} = 32,0 \text{ кН / см}^2; \quad (2.24)$$

Міцність шва забезпечена. Перетин траверси в місці прикріплення перевіряти не потрібно, оскільки $R_y > R_{\omega y}$.

Геометричні характеристики швів. При $\delta_{cm} = 78$ мм $K_{fmax} = 26$ мм; $K_{fmin} = 14$ мм. Приймаємо $K_f = 16$ мм, зварювання автоматичне, $\beta_f = 1,1$; $\beta_z = 1,15$; $l_{\omega} = 27,8$ см;

$$A = 2\beta K l = 2 \cdot 1,1 \cdot 1,6 \cdot 27,8 = 97,9 \text{ см}^2;$$

$$2\beta K l^2 = 2 \cdot 1,1 \cdot 1,6 \cdot 27,8^2$$

$$W_w = \frac{2\beta_f K_f l_w^2}{6} = \frac{2 \cdot 1,1 \cdot 1,6 \cdot 27,8^2}{6} = 453,4 \text{ см}^2; \quad (2.25)$$

Навантаження на ребро збирається з вантажної площі шириною

$$d_p = \delta_p + a_1 = 2,2 + 25,16 = 27,36 \text{ см}; \quad (2.26)$$

$$q_p = \sigma_{\phi} d_p = 1,62 \cdot 27,36 = 44,3 \text{ кН / см};$$

$$Q_p = q_p l_p = 44,3 \cdot 20 = 886,5 \text{ кН};$$

$$M_p = \frac{q_p l_p^2}{2} = \frac{44,3 \cdot 20^2}{2} = 8860,0 \text{ кНсм};$$

Перевірка міцності швів проводиться за результуючою дотичною напругою, що результує

$$\tau_w^Q = \frac{Q_p}{A_w} = \frac{886,5}{97,7} = 9,1 \text{кН} / \text{см}^2;$$

$$\sigma_w^M = \frac{M_p}{W_w} = \frac{8860,0}{453,4} = 19,5 \text{кН} / \text{см}^2;$$

$$\sigma_{\text{прис}} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} = \sqrt{9,1^2 + 19,5^2} = 21,5 \text{кН} / \text{см}^2 < R_{wf} = 0,55 R_{wt} = 27,5 \text{кН} / \text{см}^2;$$

Міцність забезпечена. Перевірка міцності ребра.

$$A_p = \delta_p l_p = 2,2 \cdot 30 = 66 \text{см}^2;$$

$$W_p = \frac{\delta_p l_p^2}{6} = \frac{2,2 \cdot 30^2}{6} = 330 \text{см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_p}{A_p} = \frac{323,3}{42} = 7,8 \text{кН} / \text{см}^2;$$

$$\sigma = \frac{M_p}{W_p} = \frac{3054,2}{210} = 15,1 \text{кН} / \text{см}^2;$$

$$\sigma_{\text{прис}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{15,1^2 + 3 \cdot 7,8^2} = 20,5 \text{кН} / \text{см}^2 < R_y = 24 \text{кН} / \text{см}^2;$$

Шви прикріплення до опорної плити стрижня колони, ребер і траверс. За $\delta_{nz} = 29$ мм і автоматичного зварювання $K_{fmin} = 14$ мм, $K_{fmax} = 26,4$ приймаємо $K_f = 18$ мм, $\beta_f = 1,1$; $\beta_z = 1,15$

Загальна перевірка всіх швів при умовному зрізі:

$$\tau_w = \frac{N}{\beta_f K_f \sum l_w} = \frac{10982}{1,1 \cdot 1,8 \cdot 455,8} = 12,2 \text{кН} / \text{см}^2 < R_{wf} = 18 \text{кН} / \text{см}^2. \quad (2.27)$$

$$\tau_w = \frac{N}{\beta_z K_z \sum l_w} = \frac{10982}{1,15 \cdot 1,8 \cdot 455,8} = 11,6 \text{кН} / \text{см}^2 < R_{wf} = 18 \text{кН} / \text{см}^2. \quad (2.28)$$

Міцність забезпечена. Розрахунок анкерних болтів

Роблячи розрахунок анкерних болтів, складаємо додаткову комбінацію зусиль, що створюють розтягнення у фундаментних болтах. Якщо постійне навантаження розвантажує анкерні болти, то не слід приймати з

коефіцієнтом 0,9.

У розглянутому прикладі

$$N_{\min} = -\frac{130,4 \cdot 0,9}{1,1} = -106,7 \text{ кН}; \quad (2.29)$$

$$M = 304,2 \text{ кНм.}$$

Отримаємо крайові напруження в бетоні фундаменту при анкерній комбінації зусиль

$$\sigma = -\frac{N_{\min}}{BL} \pm \frac{6M_s}{BL^2} = -\frac{106,7}{80 \cdot 85} \pm \frac{6 \cdot 304,2 \cdot 10^2}{80 \cdot 85^2}$$

$$\sigma_{\max} = 0,30 \text{ Н / мм}^2;$$

$$\sigma_{\min} = -0,33 \text{ Н / мм}^2.$$

Положення нульової точки

$$x = \frac{\sigma_{\min} L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} = \frac{0,33 \cdot 85}{0,33 + 0,30} = 44,5 \text{ см.} \quad (2.31)$$

Зусилля розтягування в анкерних болтах

$$Z = \frac{M - N_{\min} \cdot a}{y} = \frac{304,2 \cdot 10^2 - 106,7 \cdot 22,25}{56,45} = 496,8 \text{ кН}, \quad (2.32)$$

де $a = 222,5$ мм - відстань від геометричної осі колони до центру ваги стиснутої зони;

$y = 564,5$ мм - відстань між віссю анкерних болтів і центром ваги стиснутої зони епюри.

Необхідна площа перерізу нетто одного анкерного болта

$$A_{bvx} = \frac{Z}{nR_{ba}} = \frac{496,8}{4 \cdot 24,5} = 4,56 \text{ см}^2, \quad (2.33)$$

де $R_{ba} = 245 \text{ Н/мм}^2$ - розрахунковий опір розтягуванню анкерних болтів зі сталі марки 09Г2С-4;

$n = 4$ - число анкерних болтів у розтягнутій зоні.

Приймаємо болти діаметром 27 мм з площею перетину 4,59 см².

Розрахунок по іншій осі виконаємо аналогічно.

$$\sigma = -\frac{N_{\min}}{LB} \pm \frac{6M_s}{LB^2} = -\frac{106,7}{85 \cdot 80} \pm \frac{6 \cdot 111,8 \cdot 10^2}{85 \cdot 80^2}$$

$$\sigma_{\max} = 0,11 \text{ Н / мм}^2;$$

$$\sigma_{\min} = -0,14 \text{ Н / мм}^2.$$

$$x = \frac{\sigma_{\min} L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} = \frac{0,14 \cdot 80}{0,14 + 0,11} = 44,8 \text{ см.}$$

$$Z = \frac{M - N_{\min} \cdot a}{y} = \frac{111,8 \cdot 10^2 - 106,7 \cdot 17,6}{50,85} = 182,9 \text{ кН},$$

$$A_{bvx} = \frac{Z}{nR_{ba}} = \frac{182,9}{2 \cdot 24,5} = 3,73 \text{ см}^2,$$

Приймаємо болти діаметром 27 мм з площею перетину 4,59 см².

2.2.2 Вузол примикання головної балки до колони

Вихідні дані:

Балка Б1: сталь С375, $E_s = 2,06 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; $R_{yn} = 355 \text{ МПа}$;

$R_y = 345 \text{ МПа}$; $R_{un} = 490 \text{ МПа}$; $R_u = 480 \text{ МПа}$;

Колона: сталь S460, $E_s = 2,06 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; $R = 460 \text{ МПа}$;

$R_y = 440 \text{ МПа}$; $R_{un} = 620 \text{ МПа}$; $R_u = 590 \text{ МПа}$;

Накладки: сталь С255, $E_s = 2,06 \cdot 10^5$ МПа; $R = 235$ МПа;

$= 230$ МПа; $R_{un} = 370$ МПа; $R_u = 360$ МПа;

Навантаження: $M_{on} = 115,5$ кНм; $Q_{on} = 173,5$ кН;

Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1,1$;

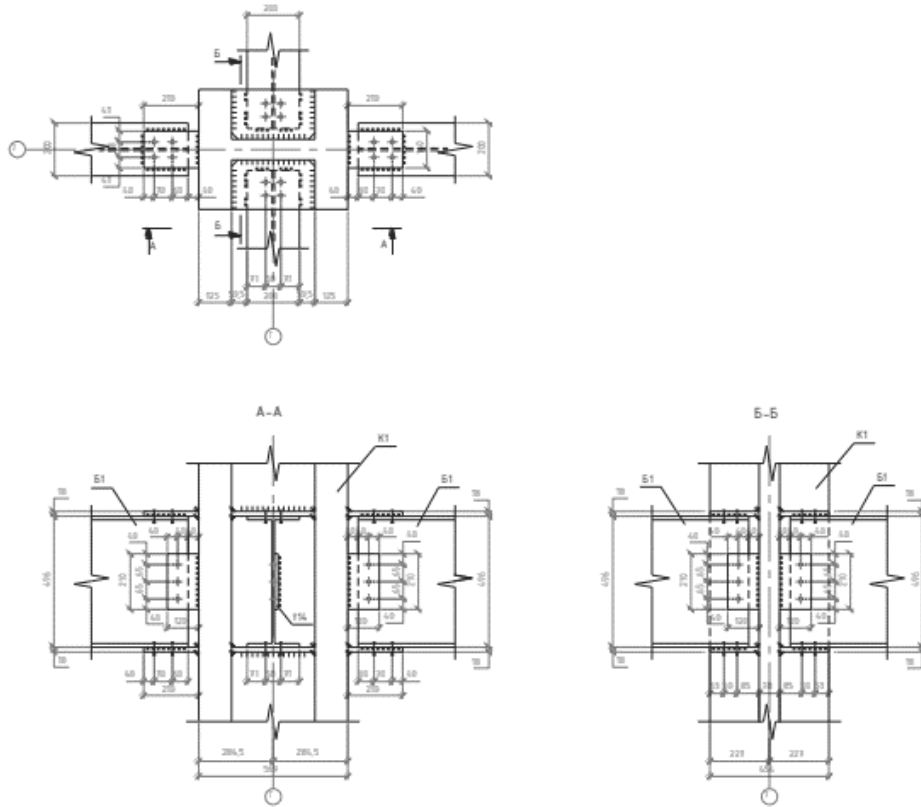


Рисунок 2.8 - Схема вузла

Виконаємо розрахунок накладок за поясами. Прийmemo товщину накладки

$t_n = 18$ мм. Відстань між осями накладок:

$$h = H_b + t_n = 496 + 18 = 514 \text{ мм},$$

Зусилля, що діє на одну накладку

$$N = \frac{M}{h} = \frac{115,5}{0,514} = 224,7 \text{ кН},$$

Тоді необхідна площа однієї накладки

$$A_n = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{224,7}{23 \cdot 1,1} = 8,9 \text{ см}^2,$$

Необхідна ширина накладки

$$b_n = \frac{A_n}{t_n} = \frac{8,9}{1,8} = 5 \text{ см},$$

Ширину накладок, з огляду на конструктивні міркування, приймемо на 30 мм більшою або меншою за ширину полиці балки. Тоді ширину накладки приймемо 140 мм.

Визначимо найменший катет швів, що прикріплюють накладки до колони і балки:

$$k_f \geq \frac{\sqrt{36M_{\sigma}^2 + Q_{\sigma}^2}}{\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{\sqrt{36 \cdot 115,5^2 + 173,5^2}}{0,7 \cdot 245 \cdot 1 \cdot 0,95} = 5 \text{ мм},$$

Для зварювання пластини з балкою використовуємо дрiт Св - 10Г2, діаметр дроту приймаємо рівним $d = 3$ мм, електрод Е50. $R_{wun} = 490$ МПа;

$$\beta_f = 0,7 \text{ мм}; \quad z = 1,0 \text{ мм};$$

Коефіцієнт умови роботи з'єднання, що проектується $\gamma_{wf} = 1$ Розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу шва

$$R_{wf} = 245 \text{ МПа};$$

Розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу межі сплавлення $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 165$ МПа;

$$\text{Мінімальне значення катета шва } k_{f \min} = 8 \text{ мм};$$

$$\text{Максимальне значення катета шва } k_{f \max} = 1,2 \cdot t_{\min} = 1,2 \cdot 14 = 16 \text{ мм};$$

Приймаємо $k_f = 10$ мм;

Несуча здатність металу зварного шва довжиною 1 мм

$$\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,7 \cdot 10 \cdot 0,245 \cdot 1 \cdot 0,95 = 1,63 \text{ кН}$$

Несуча здатність металу зони сплавлення довжиною 1 мм

$$\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 1,0 \cdot 10 \cdot 0,165 \cdot 1 \cdot 0,95 = 1,57 \text{ кН}$$

Необхідна сумарна розрахункова довжина одного шва з кожного боку стику

$$l_{w, \min} = \frac{N}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{290}{1,57} = 185 \text{ мм}.$$

Конструктивна довжина шва $l_{wf} = 18,5 + 1 = 19,5$ см

Довжина шва більше 5 мінімальних товщин і менше $85k_f \beta_f = 60$ см

Прийmemo довжину шва 42 см

З метою зменшення впливу концентрації напружень необхідно залишити частину стикової накладки у зазору на довжині $\Delta = 4$ см непровареною.

Перевіримо напруги

$$\tau = \sqrt{\left(\frac{M}{W_{wf}}\right)^2 + \left(\frac{N}{A_{wf}}\right)^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c,$$

$$\tau = \sqrt{\left(\frac{115,5}{205,8}\right)^2 + \left(\frac{290}{29,4}\right)^2} = 9,9 \text{ кН / см}^2 < 26,9 \text{ кН / см}^2$$

$$W_{wf} = \frac{\beta_f k_f l_w^2}{6} = \frac{0,7 \cdot 10 \cdot 420^2}{6} = 205,8 \text{ см}^3,$$

$$A_{wf} = \beta_f k_f l_w = 0,7 \cdot 10 \cdot 420 = 29,4 \text{ см}^2,$$

Умова виконана. Міцність шва забезпечена. Визначимо довжину швів, що з'єднують накладку з колоною

Мінімальне значення катета шва $k_{f \min} = 14$ мм;

Максимальне значення катета шва $k_{f \max} = 1,2 \cdot t_{\min} = 1,2 \cdot 18 = 21$ мм;

Приймаємо $k_f = 16$ мм;

Несуча здатність металу зварного шва довжиною 1 мм

$$\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,7 \cdot 16 \cdot 0,245 \cdot 1 \cdot 0,95 = 2,6 \text{ кН}$$

Несуча здатність металу зони сплавлення довжиною 1 мм

$$\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 1,0 \cdot 16 \cdot 0,165 \cdot 1 \cdot 0,95 = 2,5 \text{ кН}$$

Необхідна сумарна розрахункова довжина одного шва з кожного боку стику

$$l_{w, \min} = \frac{N}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{224,7}{2,5} = 89,9 \text{ мм.}$$

Конструктивна довжина шва $l_{wf} = 9 + 1 = 10$ см

Довжина шва більша за 5 мінімальних товщин і менша за $85k_f \beta_f = 95\text{см}$

Прийmemo довжину шва 120 мм

З метою зменшення впливу концентрації напружень необхідно залишити частину стикової накладки у зазору на довжині $\Delta = 4$ см непровареною.

Перевіrimo напруги

Зусилля, що сприймається швом

$$N = 25 \cdot 12 = 300 \text{ кН}$$

$$\tau = \frac{Q}{2N} = \frac{173,5}{2 \cdot 300} = 0,29 < 1$$

Умова виконана. Міцність шва забезпечена.

Розрахуємо необхідну кількість болтів.

Будемо використовувати болти М18, клас міцності 8.8, з розрахунковими характеристиками $R = 332$ МПа; $R = 485$ МПа; $R = 451$ МПа; $A = 2,54\text{см}^2$;

$$A = 1,92 \text{ см}^2 .$$

Несуча здатність одного болта на зріз

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 33,2 \cdot 2,54 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,1 = 92,76 \text{ кН}.$$

Несуча здатність одного болта на зминання

$$N_{bp} = R_{bp} d_p \sum t \gamma_b \gamma_c = 48,5 \cdot 1,8 \cdot 3,2 \cdot 0,9 \cdot 1,1 = 276,57 \text{ кН}.$$

Несуча здатність одного болта на розтягнення

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c = 45,1 \cdot 1,92 \cdot 1,1 = 95,25 \text{ кН}.$$

За мінімальним значенням визначимо кількість болтів

$$n \geq \frac{N}{\gamma_c N_{\min}} = \frac{290}{1,1 \cdot 92,76} = 2,8$$

Конструктивно прийmemo 4 болти М18

Тоді розміри накладки: $l_{\min} = 2,5d + 2 \cdot 2d = 18(2,5 + 4) = 117$ мм.

$$l_{\min} = 2,5d + 2 \cdot 2d + 40 = 18 \cdot (2,5 + 4) + 40 = 157 \text{ мм}.$$

Приймаємо розміри 140x210

Перевіrimo з'єднання на зріз і розтягнення

$$\sqrt{\left(\frac{N_s}{N_{bs}}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_{bt}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{72,5}{92,76}\right)^2 + \left(\frac{56,18}{95,25}\right)^2} = 0,98 < 1$$

Умова виконується. Розрахуємо накладку по стінці

Прийmemo товщину накладки $t_n = 14$ мм. Розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу шва $R_{wf} = 245$ МПа;

Розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу межі сплавлення $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 165$ МПа;

Мінімальне значення катета шва $k_{f \min} = 14$ мм;

Максимальне значення катета шва $k_{f \max} = 1,2 \cdot t_{\min} = 1,2 \cdot 14 = 16$ мм;

Приймаємо $k_f = 14$ мм;

Несуча здатність металу зварного шва довжиною 1 мм

$$\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,7 \cdot 14 \cdot 0,245 \cdot 1 \cdot 0,95 = 2,28 \text{ кН}$$

Несуча здатність металу зони сплавлення довжиною 1 мм

$$\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 1,0 \cdot 14 \cdot 0,165 \cdot 1 \cdot 0,95 = 2,20 \text{ кН}$$

Необхідна сумарна розрахункова довжина одного шва з кожного боку стику

$$l_{w, \min} = \frac{N}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{290}{2,2} = 132 \text{ мм.}$$

Конструктивна довжина шва $l_{wf} = 13,2 = 12,2 \text{ см} \approx 13 \text{ см.}$

Довжина шва більша за 5 мінімальних товщин і менша за $85k_f \beta_f = 83 \text{ см}$

Перевіримо напруги

Зусилля, що сприймається швом

$$N = 2,2 \cdot 130 = 286 \text{ кН}$$

$$\tau = \frac{Q}{2N} = \frac{173,5}{2 \cdot 286} = 0,3 < 1$$

Будемо використовувати болти М18, клас міцності 8.8, з розрахунковими характеристиками $R = 332$ МПа; $R = 485$ МПа; $R = 451$ МПа; $A = 2,54 \text{ см}^2$;

$$A = 1,92 \text{ см}^2 .$$

Несуча здатність одного болта на зріз

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 33,2 \cdot 2,54 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,1 = 92,76 \text{ кН.}$$

Несуча здатність одного болта на зминання

$$N_{bp} = R_{bp} d_p \sum t \gamma_b \gamma_c = 48,5 \cdot 1,8 \cdot 2,32 \cdot 0,9 \cdot 1,1 = 200,51 \text{ кН.}$$

Несуча здатність одного болта на розтягнення

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c = 45,1 \cdot 1,92 \cdot 1,1 = 95,25 \text{ кН.}$$

За мінімальним значенням визначимо кількість болтів

$$n \geq \frac{N}{\gamma_c N_{\min}} = \frac{290}{1,1 \cdot 92,76} = 2,8$$

Конструктивно прийmemo 3 болти М18 Тоді розміри накладки: $v_{\min} = 2 \cdot 2,5d + 2 \cdot 2d_{\min} = 2 \cdot 2d + 40 = 18 \cdot 4 + 40 = 112 \text{ мм.}$

Приймаємо розміри 120x210

Перевіримо з'єднання на зріз і розтягнення

$$\sqrt{\left(\frac{N_s}{N_{bs}}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_{bt}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{72,5}{92,76}\right)^2 + \left(\frac{56,18}{95,25}\right)^2} = 0,98 < 1$$

Умова виконується.

2.2.3 Вузол з'єднання зв'язків аутригерного поверху

Конструктивна схема вузла показана на рис. 2.9;

Тип перерізу стрижня зв'язку - труба квадратного перерізу 300x22,0мм

Розрахункові зусилля: $N = 1251,0 \text{ кН}$; Матеріал - сталь С345;

Зварювання елементів колони виконують механізованим дуговим зварюванням (МДС_{ПП}), зварювальний дріт - Св-08Г2С.

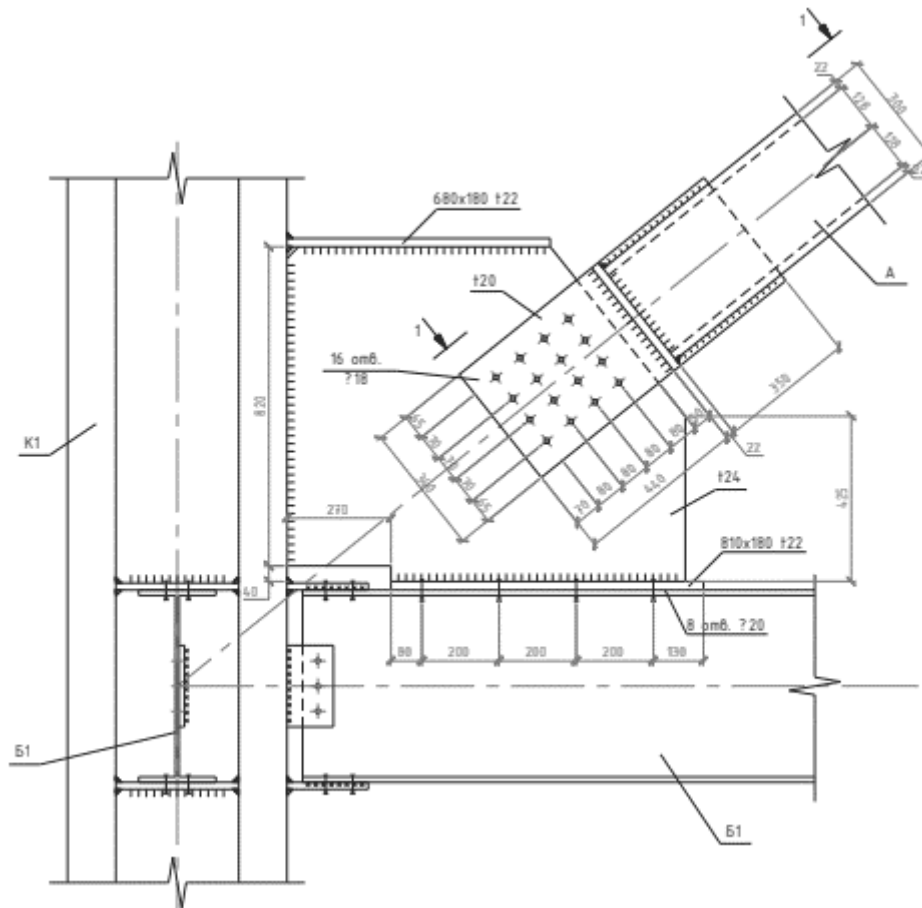


Рисунок 2.9 - Схема вузла

Будемо використовувати болти М18, клас міцності 8.8, з розрахунковими характеристиками $R = 332 \text{ МПа}$; $R = 485 \text{ МПа}$; $R = 451 \text{ МПа}$; $A = 2,54 \text{ см}^2$; $A = 1,92 \text{ см}^2$.

Несуча здатність одного болта на зріз

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 33,2 \cdot 2,54 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,1 = 92,76 \text{ кН}.$$

Несуча здатність одного болта на зминання

$$N_{bp} = R_{bp} d_p \sum t \gamma_b \gamma_c = 48,5 \cdot 1,8 \cdot 4,4 \cdot 0,9 \cdot 1,1 = 380,28 \text{ кН}.$$

Несуча здатність одного болта на розтягнення

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c = 45,1 \cdot 1,92 \cdot 1,1 = 95,25 \text{ кН}.$$

За мінімальним значенням визначимо кількість болтів

$$n \geq \frac{N}{\gamma_c N_{\min}} = \frac{1251,0}{1,1 \cdot 92,76} = 12,3.$$

Приймаємо 16 болтів діаметра 18 мм² площею 2,54 см².

2.3 Фундаменти

2.3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва

Досліджувана ділянка будівництва розташована в м. Чернігів.

У геологічній будові майданчика, на якому розташовується місто, бере участь товща різноманітних осадових порід, таких як вапняки, глини, мергелі, алевроліти, пісковики та ангідриди.

Грунтоутворювальними породами є елювіально-делювіальні відклади четвертинного віку. Вони представлені піском дрібним, суглинком напівтвердим, супіском піщаним, глинистим вапняком. Також на глибині 30,1 м розкрито шар піску гравелистого. Відклади мають повсюдне поширення.

Як правило, відкладення слабовапняні, але трапляються і некарбонатні.

Сучасний рельєф ділянки будівництва порушений під час будівництва автомобільних доріг, будівель і споруд, прокладання інженерних мереж. Абсолютні відмітки ділянки коливаються в межах 162,5 - 164,0 м.

Під час проведення інженерно-геологічних вишукувань на будівельному майданчику виявлено 7 елементів:

ІГЕ - 1 - Насипний ґрунт - піщано-гравійна суміш із домішкою суглинку;

ІГЕ - 2 - Суглинок напівтвердий, важкий піщанистий, середньонепросадочний;

ІГЕ - 3 - Супісок піщанистий пластичний, непросадочний; ІГЕ - 4 - Пісок дрібний, вологий, середньої щільності; ІГЕ - 5 - Вапняк глинистий;

ІГЕ - 6 - Алевроліт;

ІГЕ - 7 - Пісок гравелистий середньої щільності.

Рівень підземних вод у межах будівельного майданчика знаходиться на глибині 12,80 м. Води проходять через породи ІГЕ - 4.

Нормативна глибина промерзання ґрунту - 1,26 м.

2.4 Проектування плитно-пального фундаменту

2.4.1 Вибір товщини плити і довжини палів

Прийmemo товщину плит 1,5 м.

Палі першої секції заглиблюються на глибину 34,45 м в ІГЕ-7, що робить її палею-стійкою, палі другої секції - на глибину 30,95 м, третьої - 23,55 м. Палі останньої секції працюють як висячі.

2.4.2 Визначення несучої здатності палів і їх числа на плиту

Використовуємо забивні палі СН400

Несуча здатність палів визначається за формулою 2.34

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (2.34)$$

де $\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи палів в ґрунті;

$\gamma_{cR} = 1$ і $\gamma_{cf} = 0,6$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палів та на її бічній поверхні;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палів;

A - площа обпирання палів на ґрунт;

u - зовнішній периметр поперечного перерізу палів;

u_{fi} - товщина і розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні i -го шару.

$$\begin{aligned} F_d &= 1 \cdot [14900 \cdot 1 \cdot 0,16 + 1,6 \cdot 0,6 \cdot (7,1 \cdot 43 + 3,1 \cdot 48 + 6,8 \cdot 20 + 8,9 \cdot 44 + 4 \cdot 98)] = \\ &= 3702,7 \text{ кПа} \cdot \text{м}^2 = 377 \text{ т}. \end{aligned}$$

$$n = \frac{\gamma_k (N_I + G)}{F_d}, \quad (2.35)$$

де $\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності за навантаженням;

N_I - розрахункове навантаження, що діє по обрізу плити;

G - вага плити;

$$n = \frac{1,4 \cdot (51980 + 719,2 \cdot 1,5 \cdot 2,5)}{377} = 203.$$

Приймаємо 210 палів.

Палі розміщуємо рядами з відстанню між ними $3d \leq 6d$. Відстань від краю палі до краю плити $0,4d \leq 50\text{мм} \leq 210\text{мм}$.

Аналогічно розрахуємо палі для останніх двох секцій. Друга секція.

$$F_d = 1 \cdot [14400 \cdot 1 \cdot 0,16 + 1,6 \cdot 0,6 \cdot (6,1 \cdot 43 + 3,1 \cdot 48 + 6,8 \cdot 20 + 8,9 \cdot 44 + 0,5 \cdot 90)] = 3248,3 \text{кПа} \cdot \text{м}^2 = 330 \text{т}.$$

$$n = \frac{1,4 \cdot (33285 + 692,1 \cdot 1,2 \cdot 2,5)}{330} = 150.$$

Приймаємо 169 палів. Третя секція

$$F_d = 1 \cdot [3300 \cdot 1 \cdot 0,16 + 1,6 \cdot 0,6 \cdot (6,1 \cdot 43 + 3,1 \cdot 48 + 6,8 \cdot 20 + 2,0 \cdot 42)] = 1133,8 \text{кПа} \cdot \text{м}^2 = 115 \text{т}.$$

$$n = \frac{1,4 \cdot (13165 + 704,8 \cdot 1,0 \cdot 2,5)}{115} = 172.$$

Приймаємо 173 палі.

2.4.3 Визначення навантаження на кожну палю

Визначимо навантаження на палі за формулою 2.36

$$N_{ce} = \frac{N_{II}}{n} \pm \frac{M_x x}{\sum x_i^2}, \quad (2.36)$$

де N_{II} - діюча сила і вага плити;

n - кількість палів;

відстань від осі плити до осі палі, в якій визначаємо зусилля;

відстань від осі плити до осі і-ої палі.

Визначимо навантаження на крайні палі, за найбільш несприятливої комбінації навантажень для першої секції.

$$N_{ca} = \frac{54677}{210} + \frac{25,1 \cdot 11,6}{404,4} = 261,1 \text{ м} < \frac{F_d}{\gamma_f} = 265 \text{ м}$$

Умова задовольняється.

Аналогічно визначимо навантаження для другої та третьої секцій

$$N_{ca} = \frac{35361,3}{169} + \frac{23,7 \cdot 10,6}{400,2} = 209,9 \text{ м} < \frac{F_d}{\gamma_f} = 235 \text{ м}$$

$$N_{ca} = \frac{14927}{173} + \frac{37,8 \cdot 14,4}{564,2} = 81,0 \text{ м} < \frac{F_d}{\gamma_f} = 82 \text{ м}$$

Умови задовольняються.

2.4.4 Конструювання плити

Проектується плита, розділена деформаційним швом, для кожної секції, включно зі стилобатною частиною будівлі. Товщину плит приймаємо 1,5 м.

Площа плит:

першої секції - 719,2 м² ; другої секції - 692,1 м² ;

третьої секції - 704,8 м² .

Перевіримо плиту на продавлювання за формулою:

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

де F - розрахункова сила продавлювання, що дорівнює подвоєній сумі навантажень на палі, розташовані з одного найбільш навантаженого боку від осі колони;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону плити (для класу В25 $R_{bt} = 1,03 \text{ МПа}$);

h_{op} - робоча висота перерізу;

a - коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили через

стілки склянки;

s_1, s_2 - відстані від граней колони до граней основи піраміди продавлювання;

Продавлювальна сила для розрахунку

$$F = 2(261,1 + 228,5 \cdot 2) = 1436,2 \text{ т.}$$

Тоді

$$1436,2 < \frac{2 \cdot 104,99}{0,85} \left[\frac{1,4}{0,62} (0,454 + 0,62) + \frac{1,4}{0,62} (0,569 + 0,62) \right] = 1762,4 \text{ т}$$

Умова виконується.

Виконаємо розрахунок плити на вигин

Моменти в перерізах

$$M_x = \sum N_{cs} x_i,$$

$$M_y = \sum N_{cs} y_i,$$

Отримаємо

$$M_{1-1} = 261,1 \cdot 3 \cdot 0,9 = 7049,7 \text{ кНм};$$

$$M_{2-2} = (261,1 + 228,5 + 209,3) \cdot 1,0 = 6989,0 \text{ кНм};$$

Таблиця 2.7 - Розрахунок армування

Перетин	М, кНм	a_m	ξ	H_0	A, см^2
1-1	7049,70	0,037	0,04	1,40	140,64
2-2	6989,00	0,057	0,06	1,40	140,89

Армуємо плиту в обох перерізах стрижнями 29 25 А500 на $v = 6,9$ м

$A = 142,39 \text{ см}^2$ тобто з кроком 200 мм на плиту. Поперечне армування приймаємо 10 А240 с $A = 0,503 \text{ см}^2$ з кроком 400 мм.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

За результатами скінченно-елементного моделювання є епюри напружень, поля напружень, переміщення.

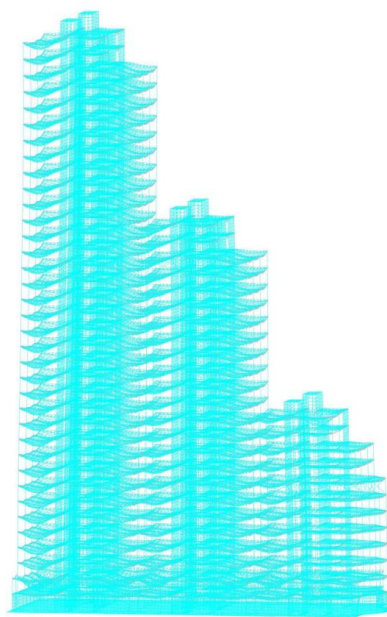


Рисунок 3.1 - Деформована схема від навантажень другої комбінації

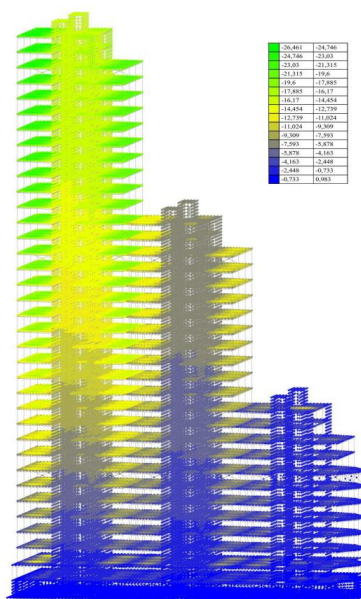
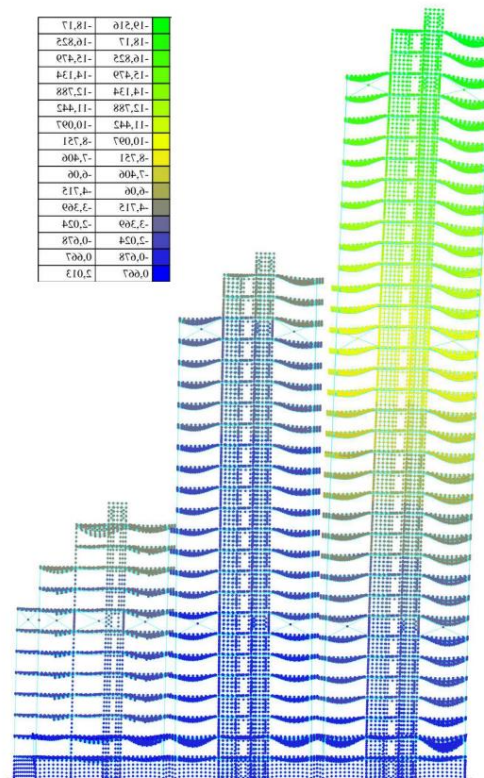


Рисунок 3.2 - Деформована схема від навантажень другої комбінації



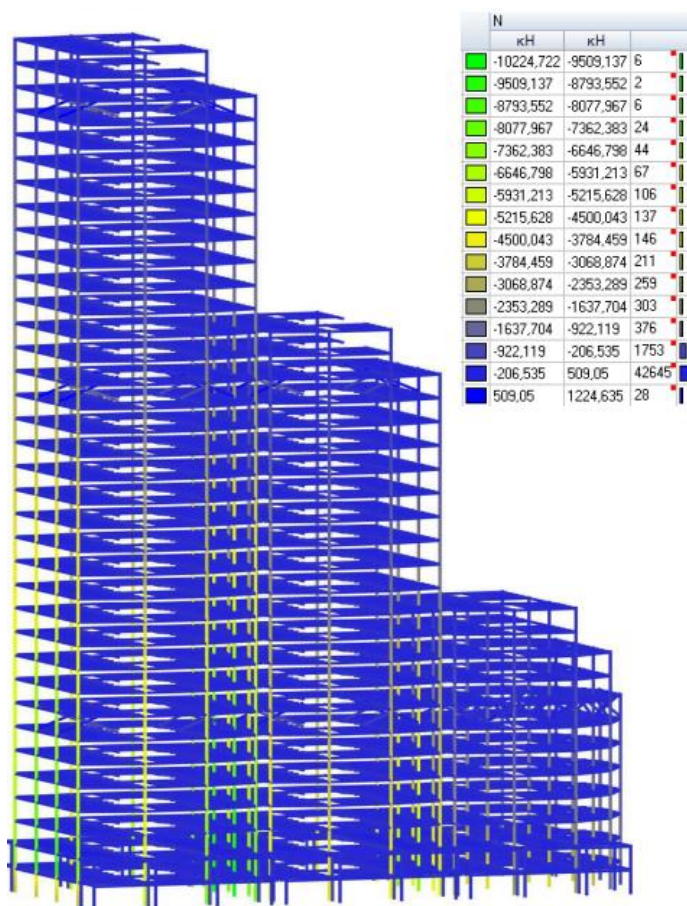


Рисунок 3.4 - Епюра N від навантаження четвертої комбінації

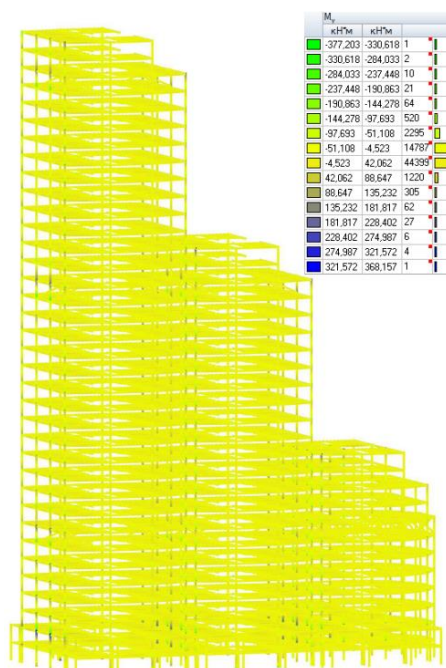


Рисунок 3.5 - Епюра M_y від навантаження четвертої комбінації

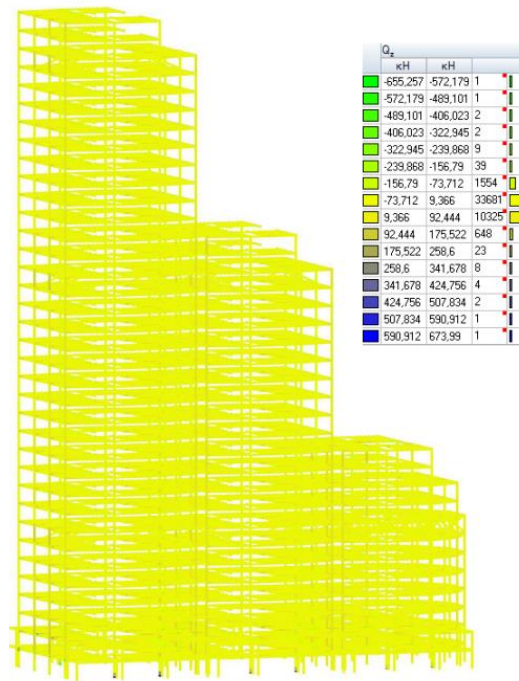


Рисунок 3.6 - Епюра Q_z від навантаження четвертої комбінації

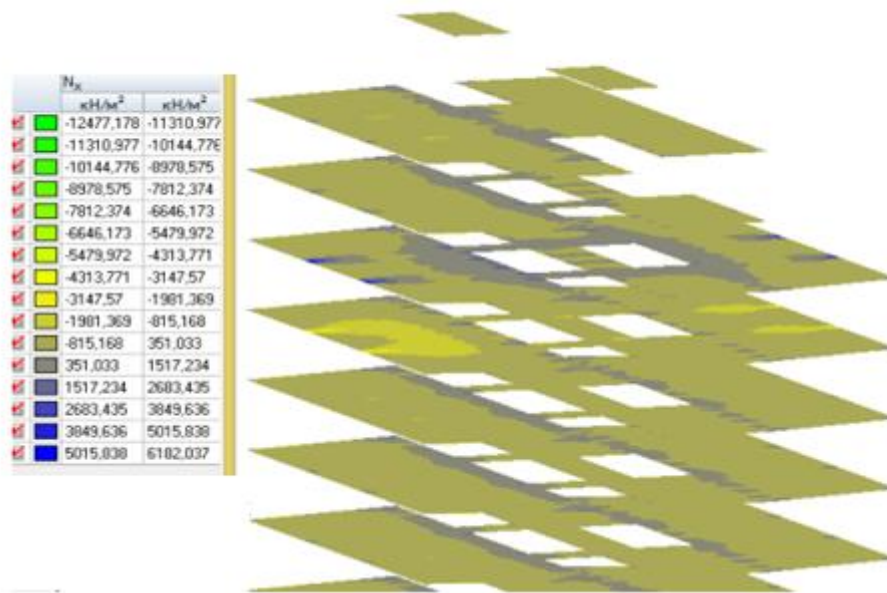


Рисунок 3.7 - Поля напружень N_x перекриттів від навантаження четвертої комбінації (фрагмент)

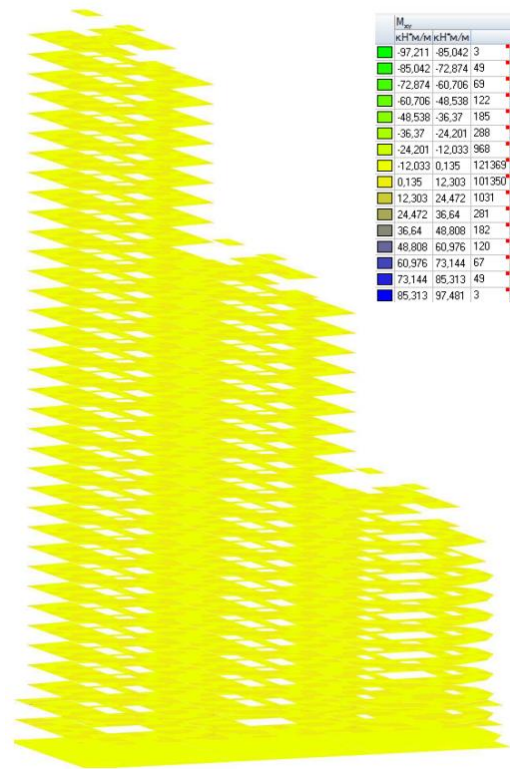


Рисунок 3.8 - Поля напружень M_{xy} перекриттів від навантаження четвертої комбінації

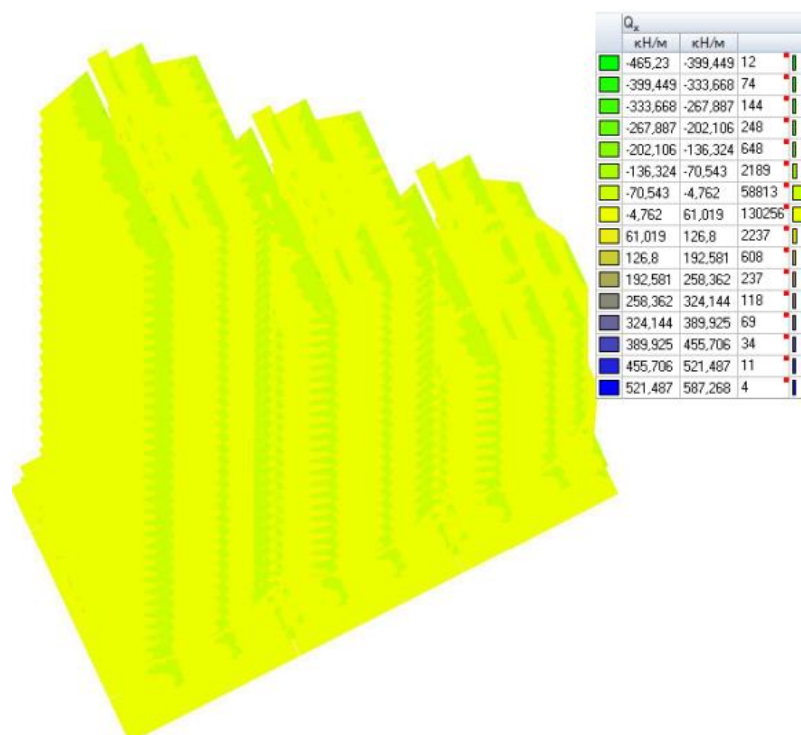


Рисунок 3.9 - Поля напружень Q_x перекриттів від навантаження четвертої комбінації

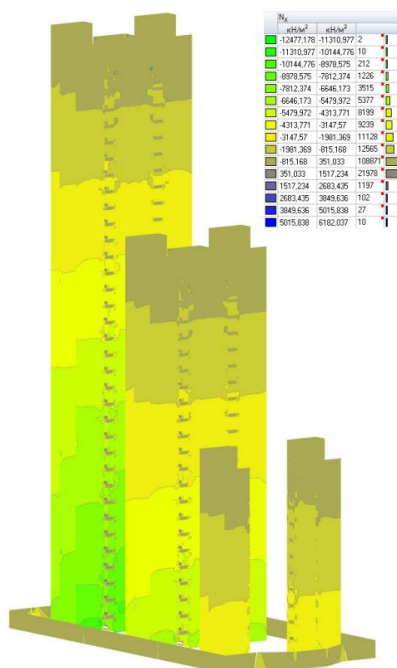


Рисунок 3.10 - Поля напружень N_x вертикальних пластинчастих елементів від навантаження четвертої комбінації

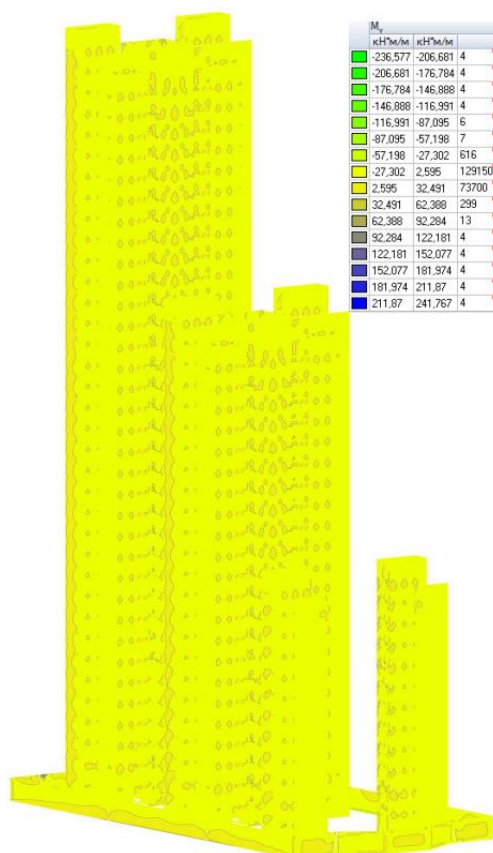


Рисунок 3.11 - Поля напружень M_x вертикальних пластинчастих елементів від навантаження четвертої комбінації

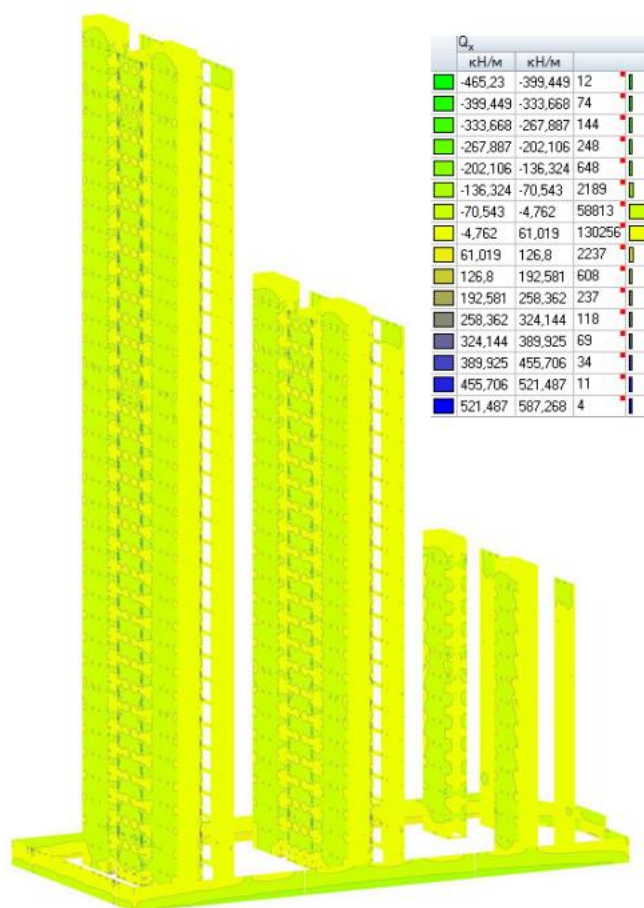


Рисунок 3.12 - Поля напружень Q_x вертикальних пластинчастих елементів від навантаження четвертої комбінації

Таким чином, отримано величини зусиль і переміщень плити перекриття з урахуванням сумісної роботи з каркасом.

РОЗДІЛ 4

ВАРІАНТНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

Варіантне проектування передбачає схематичне опрацювання трьох варіантів можливих конструктивно-компонувальних рішень проектного об'єкта з метою подальшого вибору з них найоптимальнішого.

4.1 Варіант 1

Конструктивна схема - каркасно-стовбурна. Стовбур жорсткості - несуча конструкція, виконана з монолітного залізобетону.

Розміри в плані 7,6 x 8,4 м.

Товщина стін - 350 мм.

Колони - несучі елементи, виконані у вигляді сталевих двотаврів.

Ригелі - сталеві двотаврові балки.

Висота - 133,0 м; Кількість поверхів - 35 м; Висота поверху - 3,8 м;

Загальна площа - 53200 м² ; Корисна площа - 40800 м² ;

Схему будівлі представлено на малюнку 4.1.

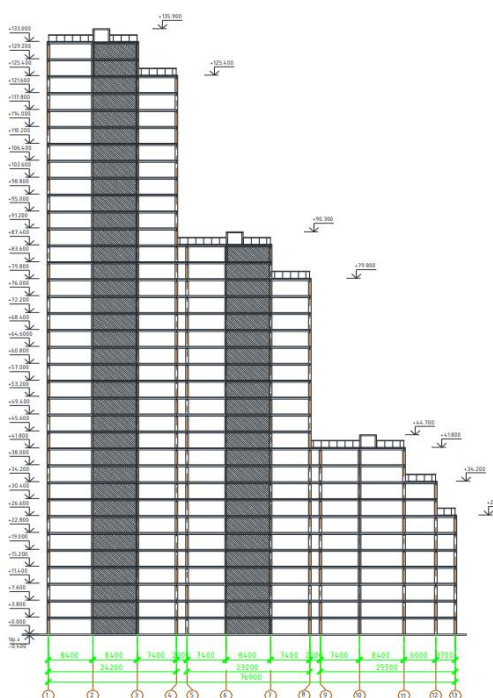


Рисунок 4.1 - Схема будівлі (1 варіант)

Використовувані конструкції та матеріали:

- ядро жорсткості - монолітний залізобетон, бетон В45; сходово-ліфтовий вузол - монолітний залізобетон, бетон 40
- колони - прокатний двотавр HD400x1086, HD400x818, HD400x677 за стандартом ARBED;
- головні балки - двотавр 50Б2; балки настилу - двотаври 26Б2, 20Б1 і 18Б2
- перекриття - монолітне залізобетонне з незнімною опалубкою з профільованого настилу, В30, товщиною 170 мм.

4.2 Варіант 2

Конструктивна схема - каркасно-ствольна

Стовбур жорсткості – виконаний із монолітного залізобетону.

Розмірами в плані 7,6x8,4 м. Товщина стін - 350 мм.

Колони - монолітні залізобетонні 500x500 мм.

Ригелі - сталеві двотаврові балки. Висота - 133,0 м;

Кількість поверхів - 35 м; Висота поверху - 3,8 м; Загальна площа – 51120 м²

Корисна площа - 38700 м² .

Використовувані конструкції та матеріали:

- ядро жорсткості - монолітний залізобетон, бетон В45; сходово-ліфтовий вузол - монолітний залізобетон, бетон В40 колони - монолітний залізобетон, В50;
- головні балки - двотавр 50Б2;
- балки настилу - двотаври 26Б2, 20Б1 і 18Б2;
- перекриття - монолітне залізобетонне з незнімною опалубкою з профільованого настилу, В30, товщиною 170 мм;

4.3 Варіант 3

Конструктивна схема - каркасно-ствольна

Стовбур жорсткості - несуча конструкція, що являє собою прямокутне в плані сталеве ядро жорсткості, утворене колонами у вершинах кутів і звареною решіткою, розмірами в плані 7,6х8,4 м.

Колони - сталеві двотаври. Ригелі - сталеві двотаврові балки. Висота - 133,0м;

Кількість поверхів - 35 м; Висота поверху - 3,8 м; Загальна площа – 54300 м²

Корисна площа - 41410 м² .

Схему будівлі представлено на малюнку 4.2.

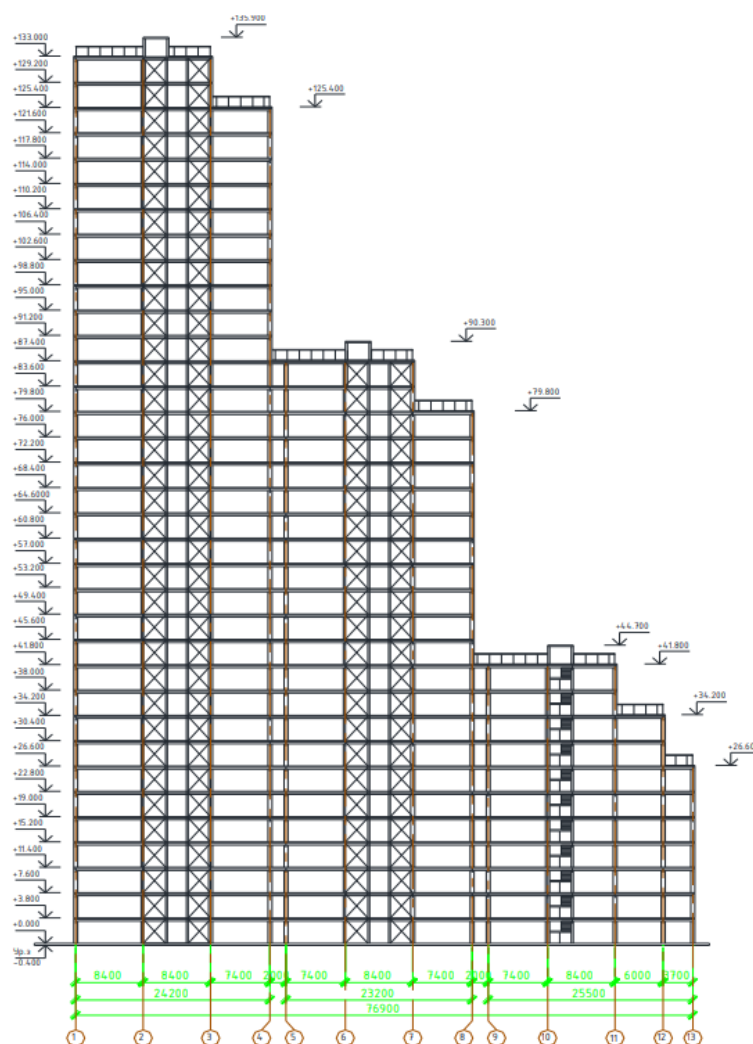


Рисунок 4.2 - Схема будівлі (3 варіант) Використовувані конструкції та матеріали:

- ядро жорсткості - прокатний двотавр HD400x1086 за стандартом ARBED, квадратні труби 300x10,0 мм; сходово-ліфтовий вузол - монолітний залізобетон, бетон В45
- колони - прокатний двотавр HD400x1086, HD400x818, HD400x677 за стандартом ARBED;
- головні балки - двотавр 50Б2;
- балки настилу - двотаври 26Б2, 20Б1 і 18Б2;
- перекриття - монолітне залізобетонне з незнімною опалубкою з профільованого настилу, В35, товщиною 170 мм;

Виконавши розрахунок трьох варіантів, для порівняння занесемо деякі результати в таблицю 4.1.

Таблиця 4.1 - Техніко-економічне порівняння варіантів

Показник	1 варіант	2 варіант	3 варіант
Маса каркасу, т	54910	79816	52430
Максимальне вертикальне переміщення, мм	-26,5	-35,2	-36,3
Максимальне горизонтальне переміщення (від вітрового навантаження), мм	27,6	24,9	68,4
Витрата сталі, т	32946	20660	38350
Витрата бетону, т	21964	59156	14080

Виходячи з переваг, описаних у веденні та результатів розрахунку, можемо бачити, що максимальні переміщення 1 варіанта (із залізобетонним ядром жорсткості та сталевим каркасом) менші, ніж у 2 і 3 варіантах, у 1,3 рази, що свідчить про більшу жорсткість і надійність каркаса, виконаного за 1 варіантом. Так само перший варіант раціональніший за витратою сталі, ніж третій на 14 % і за витратою бетону, ніж другий на 52 %.

Приймаємо перший варіант конструктивно-компонувального рішення.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Заходи з охорони праці

До будівельно-монтажних робіт приступають тільки за наявності проєкту виконання робіт.

Для зберігання матеріалів, що псуються на відкритому повітрі (цементу, гіпсу, вапна, фанери, цвяхів тощо), влаштовують закриті склади.

Ширина одиночних проходів до робочих місць і на робочих місцях не менше ніж 0,6 м, а висота проходу у світлі - не менше ніж 1,8 м.

Матеріали складують із дотриманням певних правил, описаних у п.6.4.

Відкриті отвори, технологічні отвори в перекриттях, ліфтові шахти повинні закриватися сітчастими щитами.

Засобами пожежогасіння повинні бути забезпечені місця виконання зварювальних робіт. Рубильники та розподільні щити повинні мати замикаючі пристрої. Щоб підключити тимчасові електроустановки та електроінструменти, потрібно отримати дозвіл особи, яка несе відповідальність за електробезпеку на об'єкті.

Перед початком роботи кранівник повинен провести огляд крана і перевірку приладів безпеки. Результати огляду і перевірки кранівникам вантажопідйомної машини повинні записуватися у вахтовому журналі. Після завершення роботи машиніст крана повинен замкнути кабіну крана.

Як засоби індивідуального захисту необхідно використовувати будівельні каски і запобіжні пояси. Необхідно забезпечити стропальників розпізнавальними знаками (захисна каска, жилет жовтого кольору, нарукавна пов'язка червоного кольору), випробуваними та маркованими знімними вантажозахоплювальними пристосуваннями і тарою, які відповідають масі та характеру вантажів, що переміщуються.

Стропальникам і машиністам кранів видають на руки, а також вивішують у місцях виконання робіт перелік основних переміщуваних вантажів.

На території будмайданчика мають бути встановлені вогнегасники, щити з протипожежним інвентарем.

Не допускається виконання інших робіт і перебування сторонніх осіб на ділянці, де ведуться роботи з влаштування каркаса будівлі.

Усі види робіт на висоті проводяться за нарядом-допуском з обов'язковим використанням запобіжних поясів і страхувальних канатів.

На будівельному майданчику в місцях в'їзду і виїзду встановлюють ворота, працює охорона, що розміщується в тимчасових КПП. Також на будмайданчику працює сигналізація, а вночі будівельний майданчик по периметру висвітлюється прожекторами.

4.1.1 Освітлення будівельного майданчика і місць робіт

Для будівельного майданчика і ділянок робіт передбачено загальне рівномірне освітлення. При цьому освітленість становить не менше 2лк. Причому для головних проходів та проїздів становить не менше 3лк, а для місць навантаження-вивантаження матеріалів - 10лк. Місця встановлення опалубки, лісів і огорож мають освітленість не менше 30лк.

Для освітлення будмайданчика використовуємо прожектори розташовані по периметру майданчика на висоті, що залежить від сили світла ламп і необхідної освітленості. Кількість прожекторів визначено в розділі 5 записки і становить 7 шт. Тип ЖО 04-400-001У1, лампи натрієві високого тиску (ДНаТ-400) P = 400Вт. Для обмеження сліпучої дії прожекторів розміщуємо їх на висоті 8 м.

Зовнішнє освітлення має незалежне управління. Живлення виконується окремим 3-х жильним кабелем від силового щитка ГРЩ.

Монтаж будівельних конструкцій виконується при середній освітленості не менше 30лк. Освітлення робочих місць на висоті виконано з використанням інвентарних, мобільних прожекторних щогл ППМ. Щогли підключені через УЗО, гнучким 3-х жильним кабелем КГ.

Електроживлення санітарно-побутових будівель виконується окремим 5-ти жильним кабелем від силового щитка ГРЩ через УЗО (або диференційний автомат). У кожному інвентарному будівлі є свій вступний щиток, укомплектований захисною апаратурою. Для електроприймачів 0,4/0,23кВ, застосована система заземлення типу TN-C-S.

4.1.2 Заходи щодо зниження вібрації і шуму від використовуваної будівельної техніки та установок

Методами і способами зниження шуму і вібрацій є технологічні, щодо поліпшення з покращення віброакустичних характеристик існуючих машин і обладнання, організаційні, санітарно-гігієнічні.

До технологічних заходів по боротьбі з шумом відноситься вибір таких технологічних процесів, в яких використовуються механізми і машини, що створюють мінімальні динамічні навантаження; ізоляцію шуму на шляхах його поширення, шляхом застосування звукоізолюючих конструкцій та звуко матеріалів.

Технічні рішення щодо зниження вібрації існуючих машин і обладнання спрямовані на зменшення вібрації в джерелі їх виникнення, тобто застосування вібробезпечних машин або машини з найменшою вібрацією; використання віброізолюючих пристроїв і фіксування робочих місць; використання вібропоглинаючих матеріалів.

Організаційними заходами досягається обмеження числа робочих, що піддаються впливу шуму. Розроблено схеми розміщення машин з урахуванням створення мінімальних рівнів вібрації на робочих місцях. Організація робіт шумного обладнання виключає роботу кількох машин з високим рівнем шуму одночасно. Удосконалення режимів роботи машин, виключення контакту працюючих з вібруючими поверхнями за межами робочого місця або зони введенням огорожень, попереджувальних знаків, використанням попереджувальних написів, забарвлення, сигналізації, блокування і т.п.

Санітарно-гігієнічні заходи полягають у забезпеченні робочих індивідуальними засобами захисту від шуму і вібрації і контролем за їх правильним використанням; проведенні систематичних медичних оглядів для виявлення робочих, які за станом здоров'я не можуть працювати під впливом шуму; своєчасному виявленню у робочих ознак захворювань шумової та вібраційної хворобою.

Як індивідуальні засоби захисту використовують, навушники, вкладиші, шоломи, дія яких заснована на ізоляції й поглинанні звуку. У зв'язку з великим поширенням в будівництві різного ручного інструменту надзвичайно актуальна проблема зменшення передачі вібрації на руки робітників. Зниження рівня вібрації, що передається на руки, досягається шляхом використання віброзахисних рукавиць, в яких амортизатором є прокладка із спеціального поролону товщиною до 12мм.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Законодавча база України

Основу нормативно-правової бази в сфері цивільної оборони, захисту населення і території від наслідків надзвичайних ситуацій складають: Кодекс цивільного захисту України, закони «Про війська цивільної оборони», «Про аварійно-рятувальні служби»; укази Президента України «Про Концепції захисту населення і територій у випадку загрози і виникнення НС» і Положення «Про міністерство України з питань НС і в справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи», постанови Кабінету Міністрів України про затвердження «Положення про цивільну оборону України», «Про єдину державну систему попередження і реагування на НС техногенного і природного характерів», «Положення про керування з питань НС і цивільного захисту населення обласних і міських державних адміністрацій» та інші нормативні акти.

4.2.2 Стійкість споруди від ударної хвилі

Нові об'єкти народного господарства повинні будуватися з урахування вимог, виконання яких сприяє підвищенню сталості об'єкта.

Будівлі і споруди на об'єкті необхідно розташовувати розосереджено. Відстані між будівлями повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість перенесення вогню з однієї будівлі на іншу, навіть якщо пожежу не гасять.

Ширина протипожежного розриву L_p м визначається за формулою:

$$L_p = H_1 + H_2 + (15 \dots 20), \text{ де } H_1 \text{ і } H_2 \text{ — висоти сусідніх будівель, м.}$$

Будівлі адміністративно господарського та обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найважливіші виробничі будівлі слід будувати заглибленими або пониженої висотності, прямокутної форми у плані. Це зменшує парусність будівель і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Належну стійкість до впливу ударної хвилі мають залізобетонні будівлі з металевими каркасами в бетонній опалубці.

Для підвищення стійкості до світлового випромінення у будівлях та спорудах, що будуються, повинні застосовуватися вогнетривкі конструкції, а також вогнетривка обробка елементів будівлі, які горять. У кам'яних будівлях перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі будівлі повинні розділятися на секції вогнетривкими стінами (брандмауерами).

У ряді випадків при проектуванні та будівництві промислових будівель і споруд має бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу. Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості і продовольчих складів.

3. У складських приміщеннях повинна бути мінімальна кількість вікон і дверей. Складські приміщення для зберігання легкозаймистих речовин (бензин, гас, нафта, мазут) повинні розташовуватися в окремих блоках заглибленого або

напівзаглибленого типу біля меж території об'єкта чи поза нею.

4. Деякі унікальні види технологічного обладнання доцільно розміщувати у найміцніших спорудах (підвалах, підземних приміщеннях) або у будівлях з легких вогнетривких конструкцій павільйонного типу, під накриттям чи без нього. Це обумовлюється тим, що у багатьох випадках обладнання може витримати набагато більший тиск ударної хвилі, ніж будівлі, в яких воно знаходиться, а при зруйнуванні будівель в результаті падіння конструкцій встановлене в них обладнання виходитиме з ладу .

5. На підприємствах, що виробляють або використовують сильнодіючі отруйні та вибухонебезпечні речовини, при будівництві і реконструкції необхідно передбачати захист ємностей та комунікацій від зруйнування ударною хвилею чи конструкціями, що падають, а також заходи, що виключають розливання отруйних речовин і вибухонебезпечних рідин.

6. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей, а місця для миття машин — з урахуванням використання їх для знезараження автотранспорту.

7. Шляхи на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям і забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будівлями, спорудами і складами; в'їздів на територію об'єкта має бути не менше двох з різних напрямків. Внутрізаводські залізничні шляхи повинні забезпечувати найпростішу схему руху, займати мінімальну площу території об'єкта та мати обгінні ділянки. Вводи залізничних ліній в цехи повинні бути, як правило, тупикові.

8. Системи побутової та виробничої каналізації повинні мати не менше двох випусків у міські каналізаційні мережі та пристрої для аварійних скидів у котловани, яри, траншеї тощо.

Дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування

будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Тому можливість елементів опиратися дії ударної хвилі характеризують тільки надлишковим тиском у її фронті, вважаючи, що масштаби руйнувань не залежать від потужності і висоти найбільш ймовірних ядерних вибухів.

Для визначення ступеня руйнувань чи ушкоджень:

- вивчають вихідні дані і розраховують параметри ударної хвилі на відповідних відстанях;
- для розрахованих значень надлишкових тисків оцінюють ступінь руйнування розглянутих елементів;
- оцінюють можливість виникнення вторинних вражаючих факторів;
- з огляду на ступінь руйнувань найслабших елементів об'єкта, визначають ступінь руйнування об'єкта в цілому.

Вихідними даними для оцінки фізичної стійкості є: конструктивні особливості елемента, його форма, вага, габарити, характеристики міцності [1].

Оцінка ступеня руйнувань будинків і споруд, сховищ і ПРУ, енергетичного устаткування і мереж, верстатного і технологічного устаткування, вимірювальної апаратури, засобів зв'язку й оповіщення, транспортних та інших засобів може здійснюватися або методом порівняння наявних довідкових даних для розглянутого виду чи аналогічного йому елемента, або методом розрахунку впливу ударних навантажень і сил зсуву на елемент.

Для порівняльної оцінки необхідно мати відповідні таблиці можливих руйнувань елементів об'єкта в залежності від надлишкового тиску у фронті ударної хвилі: будинків, споруд, транспорту, устаткування, енергетичних споруд і мереж. Ці таблиці складаються на основі статистичних даних, отриманих при аналізі руйнувань у Хіросімі й Нагасакі та при проведенні випробувальних ядерних вибухів на полігонах, і можуть поповнюватися результатами розрахунків при конструюванні нових елементів.

Метод розрахунку передбачає визначення динамічних навантажень,

створюваних надлишковим тиском у фронті ударної хвилі, і реакції елемента на ці навантаження. Вихідними даними при використанні цього методу є: надлишковий тиск у фронті ударної хвилі і характер його зміни в часі (протягом фази стискання), тривалість фази стискання і швидкість руху фронту ударної хвилі. У більшості випадків дію ударної хвилі оцінюють питомим імпульсом — добутком надлишкового тиску на час його дії. Оскільки ΔP_{ϕ} залежить не тільки від часу, а й від відстані до епіцентру, і від потужності джерела ПУХ, розрахунок імпульсу з використанням інтегрального числення ускладнений. Тому звичайно використовують кусково-лінійну апроксимацію кривої ΔP_{ϕ} як функції часу.

Таким чином, дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Однак ряд таких заходів як розосередження нових будівель та споруд, забезпечення протипожежних розривів, наявність в будівлі залізобетонного каркасу та шляхів із твердим покриттям, запроектовані брандмауери істотно підвищують шанси людей вижити під час катастрофи, а також зменшують ризик отримання травм чи пошкоджень, сприяють швидшому доступу рятувальних служб до місця трагедії.

ВИСНОВКИ

У представленій кваліфікаційній роботі було розроблено проєкт на зведення офісної будівлі в м. Чернігів.

У межах архітектурного розділу було виконано основні архітектурно-будівельні креслення, вирішено питання організації, планування та оздоблення приміщень.

У конструктивному розділі було здійснено розрахунок основних несучих конструкцій будівлі в ПК SCAD з подальшою перевіркою розрахунків для окремих елементів і вузлів, зроблено розрахунок двох варіантів пальового фундаменту: із забивних і буронабивних паль, і виконано їх техніко- економічне порівняння.

У результаті комп'ютерного моделювання в науково-дослідному розділі було параметри напружено-деформівного плити перекриття з урахуванням спільної просторової роботи каркасу.

Кваліфікаційну роботу виконано з використанням чинних нормативних документів, довідкової та навчальної літератури.

Графічна частина відображає основні рішення, прийняті в роботі.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.2.2-9-2019 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
4. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2016.
5. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель, 2021.
7. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
8. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
9. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
10. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
11. ДБН А.2.2-3-2014 «Склад, та зміст проектної документації на будівництво» [На заміну ДБН А.2.2-3-2012; чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України 2014, 40 с.;
12. ДСТУ Б А.2.4-4-2009 «Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги для проектної та робочої документації» [На заміну ДСТУ Б А.2.4-4-99 (ГОСТ 21.101-97); чинний від 2009-01-24]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2009, 66 с.;

13. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій» [На заміну ДБН Б.2.2-12:2018; чинний від 2019-04-26]. Вид. офіц. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України 2019, 117 с;
14. ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» [На заміну ДБН В.1.1-12:2006; чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2014, 110 с.;
15. ДБН В.1.2-2:2006 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування» [Чинний від 2006-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України 2006, 75 с.;
16. ДБН В.2.1-10-2009 «Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти. Основні положення проектування» [чинний від 2009-07-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2009, 78 с.;
17. ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» [На заміну СНиП 2.03.01-84; чинний від 2011-06-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2011, 71 с.;
18. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» [На заміну ДСТУ Б В.2.6-194:2013 та ДБН В.2.6-163:2010 у частині розділу 1; чинний від 2015-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України 2014, 199 с.;
19. ДСТУ Б А.2.4-15:2008 «Антикорозійний захист конструкцій будівель і споруд» [На заміну ГОСТ 21.513-83; чинний від 2010-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2009, 13 с.;
20. ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» [На заміну СНиП III-4-80; чинний від 2012-04-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України 2012, 116 с.;
21. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія» [На заміну СНиП 2.01.01-82 і таблиці 2 ДСТУ-Н Б А.2.2- 5:2007; чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2011, 123 с.;

22. ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги» [На заміну ДБН В.1.1-7-2002; чинний від 2017-06-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України 2017, 35 с.;

23. ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель. Основні положення» [На заміну ДБН В.2.1-10-2009; чинний від 2019-01-01]. Вид.офіц. Київ: Мінрегіон України 2018, 36 с.;

24. Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool / Mykhailo Hud, Nataliya Chornomaz, Viktoriia Ihnatieva, Ihor Koval // Scientific Journal of TNTU. — Tern. : TNTU, 2022. — Vol 106. — No 2. — P. 133–137.

25. Mykhailo Hud, Natalia Chornomaz, Roman Grytseliak, Denys Baran, Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads, Procedia Structural Integrity, Volume 36, 2022, Pages 87-91, ISSN 2452-3216, [\(https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.007\)](https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.007). (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000075>)

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

27. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

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

29. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний

посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.

30. Yaroslav Shved, Yaroslav Kovalchuk, Liudmyla Bodrova, Halyna Kramar, Natalya Shynhera, Material consumption optimization of a welded rafter truss made of angle profiles, *Procedia Structural Integrity*, Volume 36, 2022, Pages 10-16, ISSN 2452-3216, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2021.12.076>.

31. Shved, Yaroslav, Yaroslav Kovalchuk, and Natalya Shynhera. "Welded truss deformation under thermal influence." *Вісник Тернопільського національного технічного університету* 105.1 (2022): 13-18.

32. ДСТУ-П ОHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).

33. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення"

34. ДСТУ 2293:2014 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять

35. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків

36. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови

37. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці

38. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.

39. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі» / В. Б. Каспрук. - Тернопіль: ТНТУ, 2017. -14с

40. «Основи наукових досліджень і теорія експерименту : Навчальний посібник / укл. Ю. Б. Капаціла, П. О. Марущак, В. Б. Савків, О. П. Шовкун. Тернопіль: ФОП Паляниця В.А., 2023. 186 с.».

41. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пуллюя, 2022. – 150 с.

42. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник

для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.