

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 бізнес-центру в місті Дніпро

Виконала: студентка 4 курсу, групи МБп-41
спеціальності _____

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

_____ Поліщук О. П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник

_____ Ясній В. П.
(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

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

2025 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)

студентці Поліщук Олесі Петрівні

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект бізнес-центру в місті Дніпро.

Керівник роботи Ясній Володимир Петрович. д.т.н., професор

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

Затверджені наказом ректора від « 08 » 05 2025 року № 4/7-460

2. Термін подання студентом завершеної роботи

3. Вихідні дані до роботи Місце розташування об'єкту

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

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

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Безпека життєдіяльності, основи охорони праці	Окіпний І.Б. доцент		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студентка

(підпис)

Поліщук О. П.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Ясній В. П.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 ВАРІАНТНЕ ПРОЄКТУВАННЯ.....	6
1.1 Огляд і обґрунтування вибору конструктивної системи для висотної адміністративної будівлі.....	6
1.2 Аргументований вибір конструктивної системи	8
РОЗДІЛ 2 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	9
2.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	9
2.2 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва.....	11
2.3 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей.....	12
2.4 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу	12
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	13
3.1 Відомості про інженерно-геологічні, гідрогеологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва	13
3.2 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівлі, включаючи просторову схему, прийняту під час виконання розрахунків будівельних конструкцій	14
3.2.1 Загальні положення.....	14
3.2.2 Розрахункова схема будівлі	15
3.3 Збір навантажень	15
3.4 Моделювання будівлі в розрахунково-обчислювальному комплексі SCAD....	20
3.5 Результати розрахунку в програмному комплексі SCAD.....	24
3.6 Розрахунок колони першого поверху в осях А/1 Вихідні дані	31
3.7 Конструктивний розрахунок стрижня колони	32
3.8 Розрахунок балки по осі А (відм. 7,000)	34

РОЗДІЛ 4 ФУНДАМЕНТИ	36
4.1 Початкові дані. Аналіз інженерно-геологічних даних та оцінка ґрунтових умов.....	36
4.2 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва.....	37
4.3 Збір навантажень на фундамент	38
4.3.1 Загальні дані.....	38
4.3.2 Навантаження від конструкцій покрівлі.....	38
4.3.3 Навантаження від конструкцій перекриття.....	40
4.4 Проектування фундаментної плити на забивних палях	42
4.4.1 Вихідні дані.....	42
4.4.2 Визначення несучої здатності забивної палі	43
4.4.3 Визначення числа паль і проектування ростверку	44
4.4.4 Розрахунок плитного фундаменту на продавлювання в місці спирання на палю	46
4.4.5 Перевірка плити ростверку на вигин і визначення арматури.....	47
4.4.6 Перевірка плити ростверку на вигин і визначення арматури.....	48
4.5 Проектування фундаментної плити на буронабивних палях	49
4.5.1 Вихідні дані.....	49
4.5.2 Визначення несучої здатності палі по ґрунту	50
4.5.3 Розрахунок пальового фундаменту за несучою здатністю ґрунту основи.....	53
4.5.4 Розрахунок плитного фундаменту на продавлювання в місці спирання на палю	54
4.5.5 Перевірка плити ростверку на вигин і визначення арматури.....	55
РОЗДІЛ 5 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	57
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	61
БІБЛІОГРАФІЯ.....	63

ВСТУП

Зростаюча потреба в удосконаленні роботи державних установ та підвищенні якості адміністративного обслуговування обумовлює доцільність спорудження нових адміністративних центрів. Окрім функціонального призначення, їхнє будівництво може слугувати потужним імпульсом для розвитку підприємницької діяльності та залучення інвестицій в економіку міста.

Випускна кваліфікаційна робота за темою "Проект бізнес-центру в м. Дніпро".

Вид будівництва - нове будівництво. Об'єкт проектування - бізнес-центр.

Актуальність роботи полягає в потребі міста Дніпро у бізнес центрі, яка сформувалася останніми роками. Зростання цін на оренду офісних приміщень у центральному районі міста свідчить про високий попит на такі приміщення.

Мета роботи – розробити основні архітектурні та конструктивні рішення будівлі бізнес-центр із дотриманням будівельних, санітарних і протипожежних норм.

Завдання кваліфікаційної роботи:

- узагальнення, поглиблення та практичне закріплення здобутих теоретичних знань і професійних навичок за спеціальністю;
- демонстрація здатності застосовувати набуті знання для вирішення інженерно-будівельних завдань різного рівня складності;
- підтвердження рівня професійної підготовки до виконання виробничих завдань у сфері сучасного будівництва.

У результаті проектування і розрахунків було визначено найоптимальніші конструктивні та архітектурні рішення, які дали змогу досягти бажаного результату.

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

Ключові слова: висотне будівництво, багатоповерхова будівля металеві конструкції.

РОЗДІЛ 1

ВАРІАНТНЕ ПРОЄКТУВАННЯ

1.1 Огляд і обґрунтування вибору конструктивної системи для висотної адміністративної будівлі

У даному розділі випускної кваліфікаційної роботи розглядаються можливі варіанти конструктивних систем, які можуть бути застосовані при проєктуванні висотної адміністративної споруди. Об'єкт дослідження – тридцятиповерхова будівля з квадратною конфігурацією в плані та габаритними розмірами 48×43 метри.

Класифікація конструктивних систем будівель здебільшого базується на характері вертикальних несучих елементів. До основних типів вертикальних жорстких конструкцій належать:

- стрижневі (колонні системи каркасного типу);
- плоскі (діафрагми жорсткості або стіни);
- просторові модулі на один поверх (блоки);
- просторові системи на всю висоту будівлі (стовбури жорсткості);
- зовнішні оболонки, які охоплюють всю висоту споруди.

На підставі цієї класифікації виділяють п'ять основних (ординарних) систем: каркасну, стінову, блочну, стовбурову та оболонкову. Крім того, у сучасному будівництві широко застосовують комбіновані системи, які об'єднують два або більше типів вертикальних несучих елементів, зокрема: каркасно-стінові, каркасно-блочні, каркасно-стовбурові, стовбурово-оболонкові, а також комплексні системи з використанням усіх трьох типів.

Горизонтальні несучі елементи (перекриття) зазвичай проєктуються у вигляді жорстких дисків, які забезпечують просторову роботу системи (монолітні, збірні або комбіновані рішення).

У рамках дослідження розглянуто три варіанти конструктивного вирішення:

Каркасно-стовбурова система. Ця система базується на функціональному поділі роботи несучих елементів: вертикальні навантаження сприймає рамний

каркас, а горизонтальні – жорсткий центральний стовбур. Такий розподіл дозволяє істотно зменшити горизонтальні переміщення будівлі за рахунок взаємодії між рамами і стовбуром жорсткості. У стовбурі, як правило, розміщуються інженерні комунікації та ліфтові шахти.

Переваги:

- можливість передачі горизонтальних навантажень виключно на стовбур, що забезпечує роботу колон на центральне стиснення і зменшує матеріаломісткість;
- планувальна свобода внутрішнього простору;
- ефективність при проєктуванні споруд до 60 поверхів.

Ствольно-коробчаста система ("труба в трубі"). Дана конструктивна схема включає внутрішній стовбур і зовнішню несучу оболонку, які діють спільно в умовах просторової роботи на вертикальні та горизонтальні навантаження. Уся будівля функціонує як трубчаста консоль, жорсткість якої підвищується за рахунок розміщення аутригерних поверхів, що з'єднують оболонку зі стовбуром.

Переваги:

- значна стійкість до поперечних дій;
- висока загальна жорсткість системи.

Недоліки:

- доцільна лише для проєктування надвисотних будівель (до 80–90 поверхів), тому не є оптимальною для даного випадку.

Рамно-каркасна система. Складається із вертикальних колон і горизонтальних балок, що утворюють жорстко з'єднану просторову сітку. Завдяки жорсткості вузлів створюються ефективні вертикальні та горизонтальні диски, які забезпечують стабільність конструкції. Каркас розрахований на роботу при горизонтальних навантаженнях за рахунок згинання елементів.

Переваги:

- простота монтажу та конструктивної реалізації;
- забезпечення високої жорсткості та стабільності;
- гнучке планування простору.

Недоліки:

- ускладнене уніфікування вузлів через варіативність навантажень по висоті;
- вища матеріаломісткість порівняно з альтернативними варіантами.

1.2 Аргументований вибір конструктивної системи

За результатами порівняльного аналізу було прийнято рішення про використання каркасно-стовбурової конструктивної системи як найбільш доцільної для проєктованої будівлі. Обрана система дозволяє ефективно забезпечити просторову жорсткість, оптимальну витрату матеріалів, раціональну організацію внутрішнього простору та відповідає техніко-економічним вимогам до об'єктів висотою до 30 поверхів.

РОЗДІЛ 2

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

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

Проектований об'єкт – тридцятиповерхова громадсько-адміністративна споруда (бізнес-центр) загальною висотою 119 метрів, що розташовується у центральному адміністративному районі м. Дніпро. Планувальна схема будівлі має квадратну конфігурацію з розмірами в осях $48,0 \times 48,0$ м. Висота першого поверху становить 7,0 м, типового – 4,0 м.

Призначення будівлі – розміщення офісних приміщень для органів державного управління та приватних установ. У вертикальній структурі передбачено технічні поверхи, призначені для розміщення систем інженерного обладнання та машинних приміщень ліфтів. Центральну частину будівлі займає ядро жорсткості, яке охоплює приблизно 20 % площі типового поверху. Від ядра радіально відходять основні металеві несучі балки, по яких улаштоване сталезалізобетонне перекриття на основі профільованого настилу.

Для забезпечення стабільної роботи інженерних систем передбачено обмеження висоти між технічними поверхами – не більше 50 м, з метою недопущення надлишкового гідростатичного тиску в трубопроводах опалення та водопостачання. За нульову позначку (0,000) прийнято відмітку чистої підлоги першого поверху. Максимальна проєктна відмітка будівлі становить +119 м.

Проектом передбачено виконання двох незадимлюваних сходових кліток із системою підпору повітря та аварійним освітленням. Ліфтове обладнання включає вантажопасажирські підйомники вантажопідйомністю 2000 кг із рухом кабіни зі швидкістю 5 м/с. Передбачені габарити кабін ($3000 \times 2600 \times 2300$ мм і $3000 \times 3000 \times 2300$ мм) дозволяють транспортування осіб на ношах. Розміри шахт, машинних приміщень і прорізів відповідають положенням нормативного документа [19].

Архітектурно-просторове та функціональне рішення будівлі відповідає чинним вимогам до споруд громадського призначення адміністративного типу.

Площа типового поверху становить 1681,93 м², площа першого поверху – 2144,02 м², а загальний будівельний об'єм об'єкта – 274 176 м³.

Приміщення першого поверху включають:

- вестибюльну зону;
- інформаційно-диспетчерську службу;
- центральний пункт керування системами безпеки;
- центр управління пожежною безпекою;
- приміщення для обладнання МВС;
- диспетчерський центр управління інженерними системами;
- ліфтовий хол;
- торговельні площі;
- серверну системи безпеки;
- моніторингову кімнату контролю стану конструкцій;
- санітарні вузли;
- службові технічні приміщення;
- серверну;
- допоміжний технічний хол;
- тамбури;
- пункт збору відходів;
- гардероб персоналу;
- кімнату для зберігання прибирального інвентарю.

На типових (2–30) поверхах передбачено:

- ліфтові холи;
- санітарно-гігієнічні приміщення;
- кімнати для зберігання прибирального інвентарю;
- технічні холи;
- рекреаційні зони;
- офісні приміщення.

Конструкція покрівлі передбачає виконання плоскої рулонної неексплуатованої покрівлі з внутрішньою системою водовідведення. По периметру покрівлі встановлено огороження заввишки 1,5 м відповідно до вимог [16].

На шляхах руху маломобільних груп населення передбачені двері без порогів. Евакуація з типових поверхів здійснюється через дві незадимлювані сходові клітки типу НЗ, розміщені у центральному ядрі жорсткості. Основні евакуаційні виходи для відвідувачів організовані з чотирьох незалежних напрямків по периметру будівлі. Вхідні пандуси та ганки покриті тротуарною плиткою з протиковзною поверхнею.

Вітражне заповнення вхідних дверей виконується із застосуванням профілів із полівінілхлориду згідно з [20], із двокамерними енергоефективними склопакетами.

Зовнішнє архітектурне оздоблення реалізовано у вигляді навісної світлопрозорої фасадної системи зі структурним склінням. Скління відповідає спеціальним вимогам згідно з нормативним документом [16], передбачаючи також виконання внутрішніх огорожувальних елементів по всьому периметру на кожному поверсі.

2.2 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

У процесі оформлення фасадів і внутрішніх просторів будівлі використано сучасні високоякісні оздоблювальні матеріали, що відповідають актуальним вимогам архітектурної естетики та експлуатаційної надійності. Як фасадне рішення реалізовано технологію структурного скління, яка належить до інноваційних методів облицювання зовнішніх огорожувальних конструкцій. Застосування цієї технології забезпечує створення суцільної прозорої площини без видимих з'єднувальних елементів, швів і кріплень, завдяки чому досягається візуальна легкість і витонченість архітектурного образу будівлі.

Колористичне вирішення фасаду, декоративні елементи, архітектурні деталі та оформлення вхідної групи гармонійно інтегровані в загальну стилістичну

концепцію об'єкта. Композиційні принципи, закладені в організації фасадів і інтер'єрів, ґрунтуються на функціонально обумовлених планувальних і просторових рішеннях, що забезпечують раціональне використання внутрішнього простору відповідно до призначення будівлі.

2.3 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей

Забезпечення природним освітленням виконано згідно з вимогами ДБН В.2.5-28:2006 та вимог ДБН В.2.2-10:2022.

2.4 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу

Заходи щодо захисту від шуму виконуються відповідно ДБН В.2.2-12:2019 та ДБН В.1.1-31:2013. Проектними рішеннями передбачено комплекс заходів із підвищення звукоізоляційних характеристик зовнішніх і внутрішніх огорожувальних конструкцій з метою ефективного зниження рівня звукового тиску від зовнішніх джерел акустичного впливу, ударного шуму, а також шуму, що генерується інженерним обладнанням, вентиляційними системами, повітропроводами та трубопроводами. Передбачені конструктивні та технологічні рішення забезпечують дотримання нормативних вимог щодо гранично допустимих рівнів шуму у внутрішніх приміщеннях. Зменшення проникнення вуличного шуму досягається шляхом герметичного монтажу елементів фасадного скління, що забезпечує високий рівень акустичного захисту.

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

3.1 Відомості про інженерно-геологічні, гідрогеологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва

Об'єктом капітального будівництва є багатоповерхова споруда висотою 30 поверхів, що реалізована за каркасно-стовбурною конструктивною схемою. Планувальні розміри будівлі в осях становлять $48,0 \times 48,0$ м. Об'єкт розташований у центральній частині міської забудови, що зумовлює підвищені вимоги до архітектурно-планувальних, конструктивних і інженерно-технічних рішень.

Характеристика району будівництва згідно з [2, 3, 7] наведена в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Характеристика району будівництва

Параметр	Значення параметра
Кліматичний район будівництва	3
Температура повітря найбільш холодної п'ятиденки, °С, забезпеченістю 0,92	-37
Тривалість періоду із середньою добовою температурою повітря $\leq 8^{\circ}\text{C}$, діб	222
Середня температура повітря, °С, у період із середньою добовою температурою повітря $\leq 8^{\circ}\text{C}$	-8,1
Переважаючий напрям вітру за грудень-лютий	ПдСх
Максимальна із середніх швидкостей вітру за румбами за січень, м/с	4.2
Сніговий район	III
Нормативне значення ваги снігового покриву s_g , кПа	1,5
Вітровий район	III
Нормативне значення вітрового тиску w_0 , кПа	0,38
Тип місцевості	C
Сейсмічність майданчика будівництва, у балах	
- карта А	6
- карта В	6
- карта С	7

3.2 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівлі, включаючи просторову схему, прийняту під час виконання розрахунків будівельних конструкцій

3.2.1 Загальні положення

Просторову жорсткість будівлі забезпечено системою конструктивних елементів, що включає жорстке з'єднання балок з колонами, колон із фундаментами, а також наявність монолітного ядра жорсткості та жорстких дисків перекриттів, які спільно формують стійкий просторовий каркас. Конструктивна схема передбачає застосування металевих колон і балок, тоді як ядро жорсткості виконується у вигляді монолітної залізобетонної структури.

Прив'язка будівлі до планувальних осей – центральна. Крок колон становить 6 м як у поздовжньому, так і в поперечному напрямках, при цьому відстань між крайніми колонами та ядром жорсткості дорівнює 12 м. Планувальні розміри ядра жорсткості – $24,0 \times 24,0$ м; у межах ядра розміщується сходово-ліфтовий вузол, що забезпечує вертикальну комунікацію.

Основні несучі конструкції будівлі характеризуються такими технічними параметрами:

- Колони підвального поверху та 1–5 поверхів виконані з квадратних сталевих труб розміром 500×22 мм згідно з ДСТУ 8943:2019;
- Колони з 6 по 30 поверх – зварні колонні двотаври типу 45K5 за ДСТУ 8768:2018;
- Балки міжколонного простору – широкополичні двотаври типу 26Ш2 ДСТУ 8768:2018;
- Основні балки – широкополичні двотаври типу 50Ш4 згідно з тим самим стандартом;
- Стіни виконані з важкого бетону класу В30 товщиною 300 мм, армовані арматурними стрижнями діаметром 12 мм з кроком 200 мм;
- Перекриття – сталезалізобетонні конструкції по профільованому настилу висотою 180 мм або монолітні залізобетонні товщиною 200 мм;

- Покриття – аналогічне до перекриттів: сталезалізобетонне по профільованому настилу 180 мм або монолітне 200 мм;
- Покрівля – плоска, неексплуатована, з організованою системою внутрішнього водовідведення.

3.2.2 Розрахункова схема будівлі

На рисунку 3.1 представлено розрахункову модель будівлі, побудовану у середовищі програмного комплексу SCAD для подальшого інженерного аналізу.

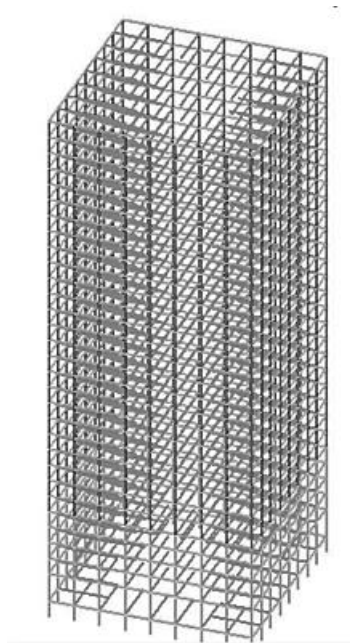


Рисунок 3.1 – Схема розташування основних груп конструктивних елементів металевого каркасу будівлі

3.3 Збір навантажень

В процесі проектування несучих конструкцій будівлі були враховані всі дійсні та можливі навантаження, впливи та їхні розрахункові поєднання із застосуванням відповідних коефіцієнтів надійності та коефіцієнтів поєднання

навантажень, що встановлені чинними нормативними документами [2]. Крім того, під час розрахунків несучих конструкцій та основ враховано коефіцієнт надійності за рівнем відповідальності споруди (γ_f), значення якого залежить від категорії будівлі за класом наслідків..

Навантаження, спричинені власною вагою конструктивних елементів, а також пульсаційна складова вітрового впливу, визначаються автоматично засобами програмного комплексу SCAD з урахуванням геометричних параметрів і жорсткості елементів.

Математична модель просторової розрахункової схеми, побудована в ПК SCAD, була перевірена на дію таких видів навантажень:

- Власна вага конструкцій будівлі — розраховується автоматично. Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,1$.
- Корисне нормативне навантаження для офісних приміщень — 200 кг/м², $\gamma_f = 1,1$.
- Корисне нормативне навантаження для ядра жорсткості (сходово-ліфтового вузла) — 400 кг/м², $\gamma_f = 1,1$.
- Навантаження від власної ваги підлогових покриттів — 90 кг/м², $\gamma_f = 1,1$.
- Навантаження від ваги покрівлі — 100 кг/м², $\gamma_f = 1,1$.
- Навантаження від перегородок (розподілене по площі приміщень) — 200 кг/м², $\gamma_f = 1,2$.
- Навантаження від огорожі покрівлі — 100 кг/м, $\gamma_f = 1,1$.
- Снігове навантаження (нормативне) — 180 кг/м², $\gamma_f = 1,4$.
- Основна компонента вітрового навантаження (нормативне) — 38 кг/м², $\gamma_f = 1,4$.
- Пульсаційна компонента вітрового навантаження — визначається автоматично, $\gamma_f = 1,4$.
- Корисне нормативне навантаження на технічні поверхи — 1000 кг/м², $\gamma_f = 1,2$.

– Навантаження від ваги вертольота на вертолiтному майданчику — 42 кг/м², $\gamma_f = 1,4$.

Серед постійних навантажень:

– Власна вага металевих конструкцій враховується автоматично. Для них прийнято $\gamma_f = 1,05$.

– Власна вага залізобетонних конструкцій також задається автоматично; коефіцієнт $\gamma_f = 1,1$.

Тимчасові навантаження.

Навантаження від перегородок і покриття підлоги.

Згідно з [2] нормативне значення навантаження від ваги тимчасових перегородок допускається враховувати, як рівномірно розподілені додаткові навантаження, зі значенням не менше 0,5 кН/м². Приймаємо значення нормативного рівномірно розподіленого навантаження від перегородок $1 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

До навантаження від перегородок додамо навантаження від покриття підлоги (вирівнювальна стяжка, чистове покриття) у вигляді рівномірно розподіленого навантаження з нормативним значенням $\frac{1\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Повне нормативне значення у вигляді суми навантажень від перегородок і покриття підлоги становитиме $p^H = \frac{2\text{кН}}{\text{м}}$.

Розрахункове значення навантажень визначається за формулою

$$p^P = p^H \cdot \gamma_f \quad (3.1)$$

де p^P - розрахункове значення навантаження;

p^H - нормативне значення навантаження;

γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням, що приймається за [2].

Оскільки повне нормативне значення від рівномірно розподіленого навантаження 2,0 кПа, то коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f , згідно з [2], дорівнюватиме 1,2. Тоді розрахункове значення навантаження від перегородок і покриття підлоги за формулою 3.1 становитиме

$$p^p = p^H \cdot \gamma_f = 2 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ кН/м}^2$$

Повне (короткочасне) нормативне значення навантаження від людей і меблів для офісних приміщень, згідно з [2], становить $p_{\text{л}}^H = 2,0 \text{ кН/м}^2$

Згідно з [2], за нормативного значення рівномірно розподіленого тимчасового навантаження $2,0 \text{ кПа}$ і більше коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f приймається рівним $1,2$. Тоді, підставляючи значення у формулу 3.1, отримаємо

$$p_{\text{л}}^p = p_{\text{л}}^H \cdot \gamma_f = 2 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{\text{л}}^H = 0,35 \cdot p_{\text{л}}^H = 0,35 \cdot 2 = 0,7 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{\text{л}}^p = q_{\text{л}}^H \cdot \gamma_f = 0,7 \cdot 1,3 = 0,91 \text{ кН/м}^2.$$

Снігове навантаження.

Снігове навантаження розраховане за [2] для м. Дніпро. Нормативне значення навантаження від ваги снігового покриву розраховуються за формулою

$$S_0^H = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g \quad (3.2)$$

Де c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру або інших чинників $c_e = 1$;

c_t - термічний коефіцієнт, $c_t = 1$;

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

S_g - нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальній поверхні землі, що приймається за [2] залежно від снігового району для території м. Дніпро, яке належить до III снігового району, $S_g = 1,5 \text{ кН/м}^2$.

Нормативне короткочасне снігове навантаження за формулою 3.2 становитиме

$$S_0^H = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове значення короткочасного навантаження від снігу отримуємо множенням його нормативного значення на коефіцієнт надійності за

навантаженням $\gamma_f = 1,4$

$$S_o^p = S_o^H \cdot \gamma_f = 1,5 \cdot 1,4 = 2,1 \text{ кН/м}^2.$$

Оскільки м. Дніпро розташоване в кліматичному районі із середньою температурою січня нижче -5°C , визначимо тривале навантаження від снігу шляхом множення його повного значення на коефіцієнт 0,5, згідно з [2].

$$S_{II}^H = 0,5 \cdot S_o^H = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75 \text{ кН/м}^2;$$

$$S_{II}^p = S_{II}^H \cdot \gamma_f = 0,75 \cdot 1,4 = 1,05 \text{ кН/м}^2.$$

Вітрове навантаження.

Розрахунок на вітрове навантаження ведемо відповідно до [2], згідно з яким, нормативне значення основного вітрового навантаження визначається за формулою

$$W = W_m + W_p \quad (3.3)$$

де W_m - середня складова вітрового навантаження;

W_p - пульсаційна складова вітрового навантаження.

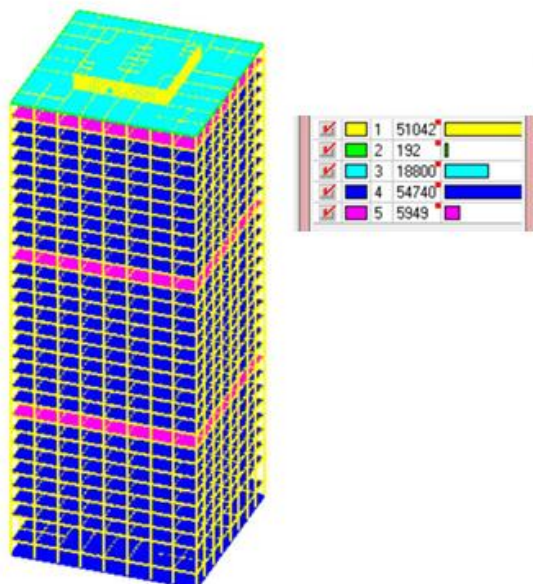


Рисунок 3.2 - Кількість навантажень на елементи

3.4 Моделювання будівлі в розрахунково-обчислювальному комплексі SCAD

На підставі даних архітектурного розділу та з урахуванням інженерно-геологічних умов ділянки було виконано математичне моделювання будівлі з метою визначення напружено-деформованого стану та зусиль, що виникають у несучих елементах конструктивної системи.

Проектом передбачено реалізацію споруди в каркасно-монолітному виконанні. Розрахункова модель сформована із застосуванням стержневих скінченних елементів типу 5 («просторовий стрижень») та оболонкових елементів типу 44, що дозволяє адекватно відобразити просторову роботу конструкцій.

Схематичне зображення розрахункової моделі будівлі представлено на рисунках 3.5 та 3.6.

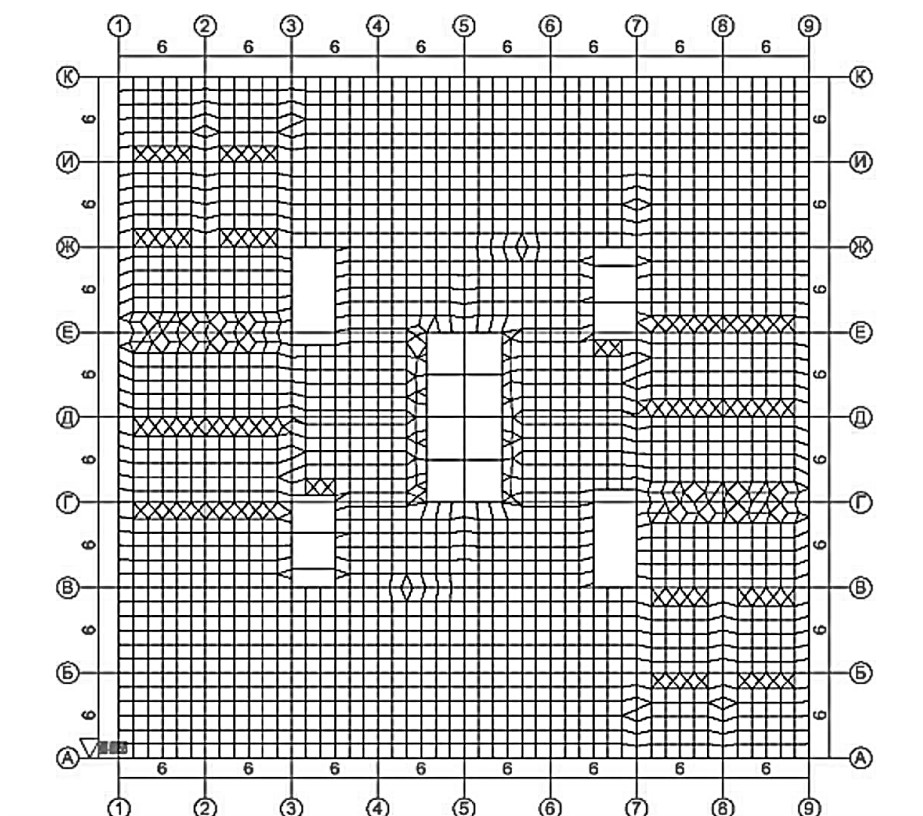


Рисунок 3.3 - Схема перекриття типового поверху

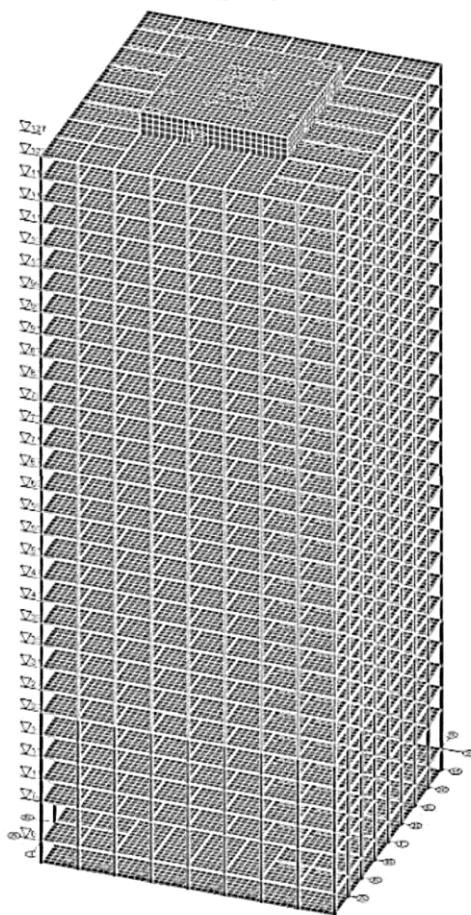


Рисунок 3.4 - Розрахункова схема будівлі

Колони підвального поверху та поверхів з 1-го по 5-й виконані з гарячекатаних сталевих профільних труб квадратного перерізу розміром 500×22 мм відповідно до вимог ДСТУ 8943:2019.

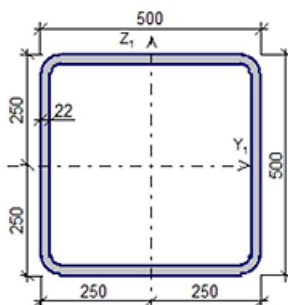


Рисунок 3.5 - Перетин колони труби 500х22

Колони, розташовані на поверхах з 6-го по 30-й, виконані із зварних сталевих

колонних двотаврових профілів типу 45K5 відповідно до вимог стандарту ДСТУ 8768:2018.

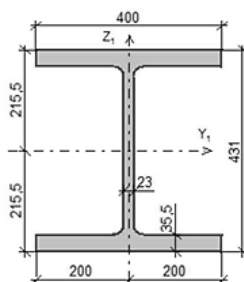


Рисунок 3.6 - Перетин колони 40K5

Міжколонні балки виконані з широкополичних двотаврових профілів типу 26Ш2 згідно з вимогами ДСТУ 8768:2018.

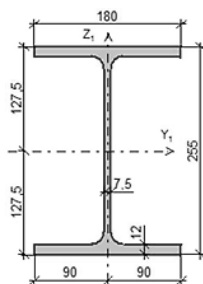


Рисунок 3.7 - Перетин балки 26Ш2

Основні балки виконані із широкополичних двотаврових профілів типу 50Ш4 відповідно до стандарту ДСТУ 8768:2018.

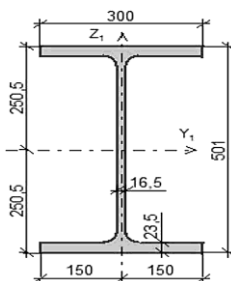
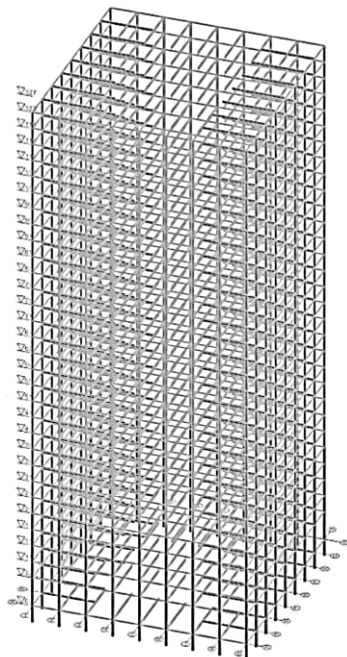


Рисунок 3.8 - Перетин балки 50Ш4

Схематичні зображення металевого каркасу та ядра жорсткості будівлі

подано на рисунках 3.9 та 3.10 відповідно.



3.9 - Схема металевого каркасу

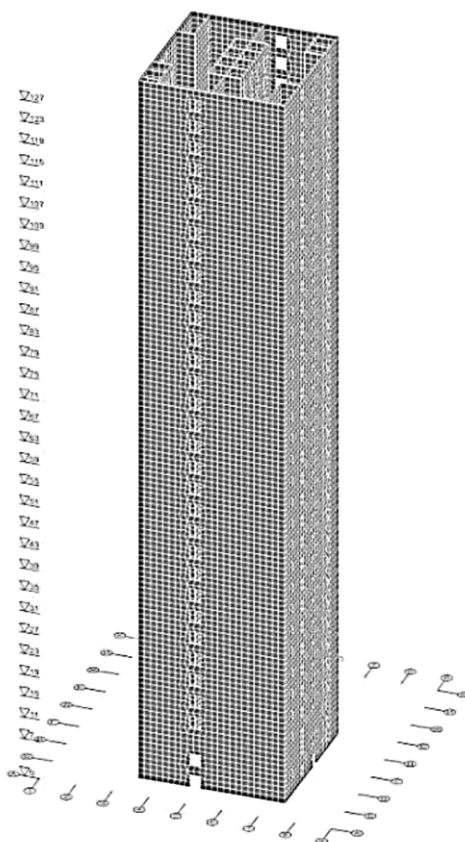


Рисунок 3.10 - Схема ядра жорсткості

3.5 Результати розрахунку в програмному комплексі SCAD

Деформації та прискорення.

Деформації будівлі представлені на рис. 3.13 - 3.16.

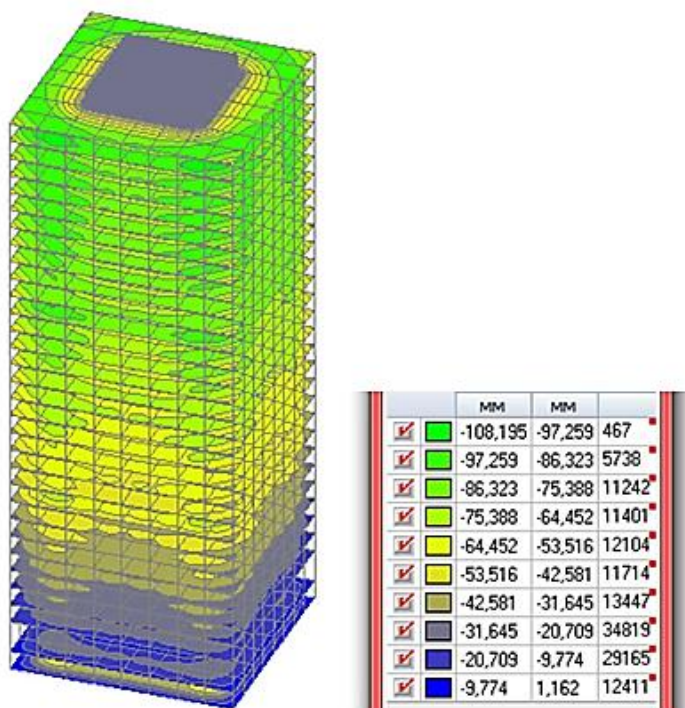


Рисунок 3.11 - Деформації по осі Z, мм

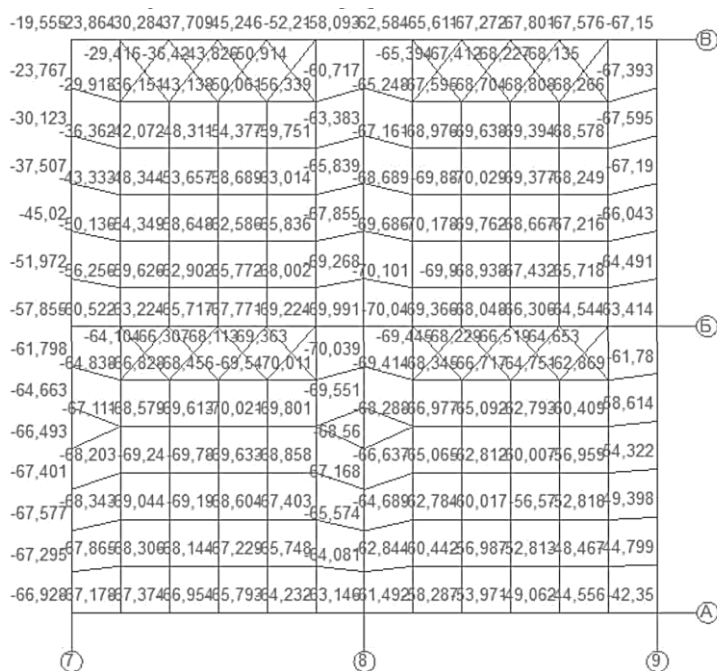


Рисунок 3.12 - Фрагмент перекриття з максимальним переміщеннями по осі Z

Максимальне переміщення від постійних і тривалих навантажень за віссю Z складе $70,04 - (19,555 + 67,115 + 42,35 + 66,928) / 4 = 21,05$ мм.

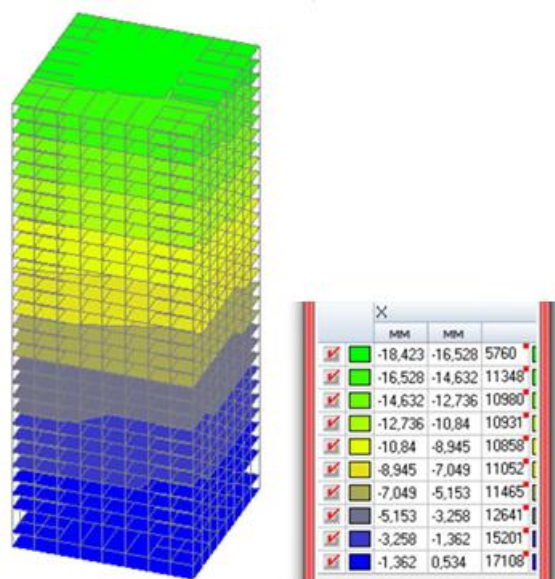


Рисунок 3.13 - Деформації по осі X, мм

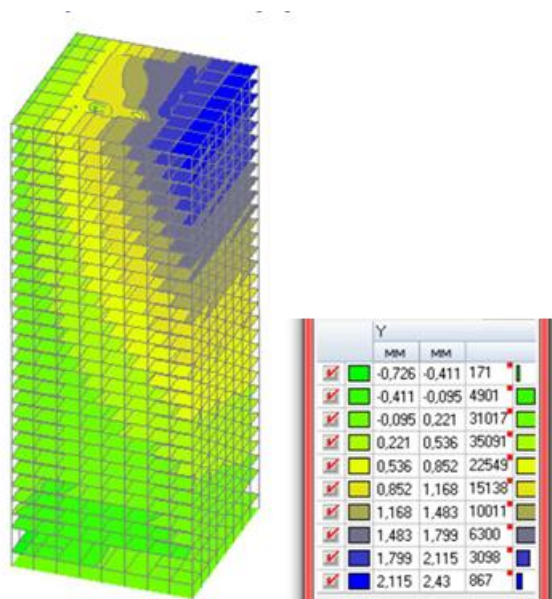


Рисунок 3.14 - Деформації по осі Y, мм

У результаті виконання статичного розрахунку отримано такі максимальні значення деформацій:

- горизонтальна по осі X: 18,42 мм;
- горизонтальна по осі Y: 2,43 мм;

– вертикальна по осі Z: 21,05 мм.

Допустимі значення деформацій:

– горизонтальні за формулою

$$f = h / 500 = 127200 / 500 = 254,4 \text{ мм}, \quad (3.1)$$

де h - висота будівлі від верху фундаменту до осі ригеля покриття.

Вертикальні за формулою

$$f = 1/200 = 6000/200 = 30 \text{ мм}. \quad (3.2)$$

Отримані деформації не перевищують допустимих значень, тобто жорсткість будівлі забезпечено.

Прискорення будівлі представлені на рис. 3.17

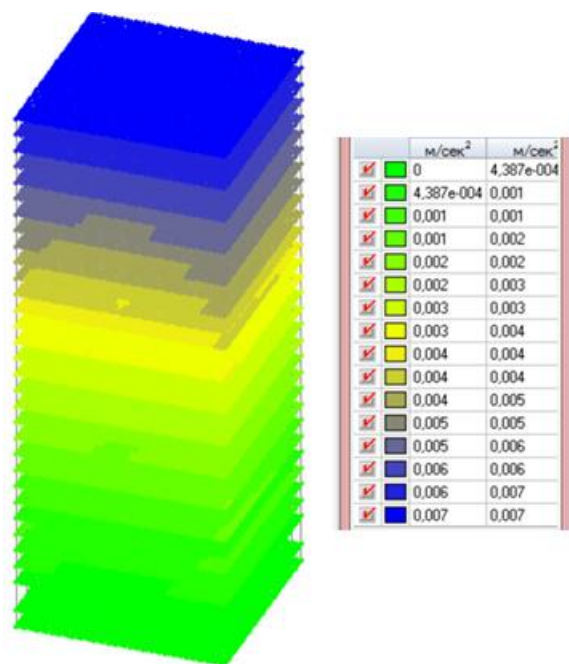


Рисунок 3.15 - Прискорення будівлі

Максимальне прискорення на вершині будівлі не перевищує максимально припустимого $a_{с,тах} = 0,08 \text{ м/с}^2$

Зусилля в колонах

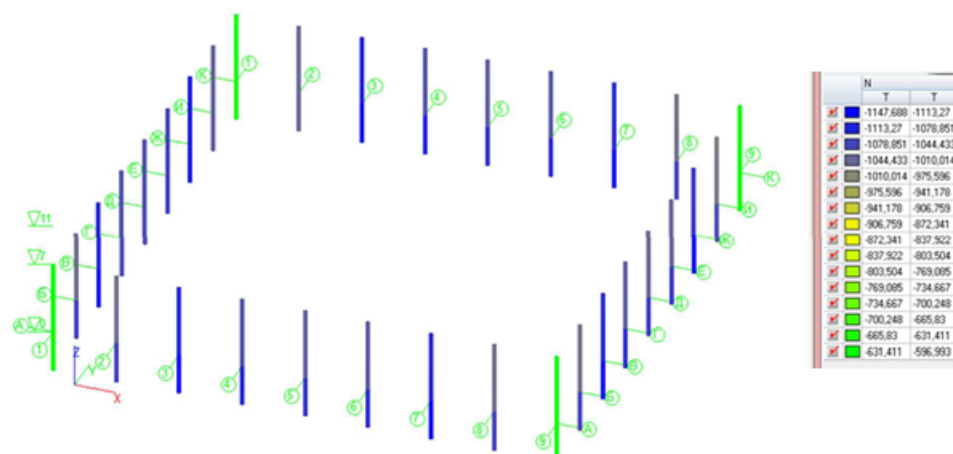


Рисунок 3.16- Значення N

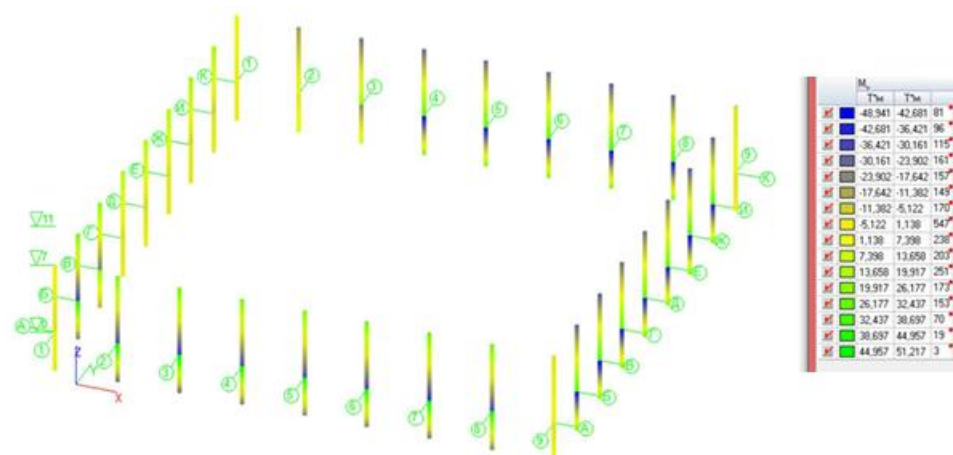


Рисунок 3.17- Значення Mu

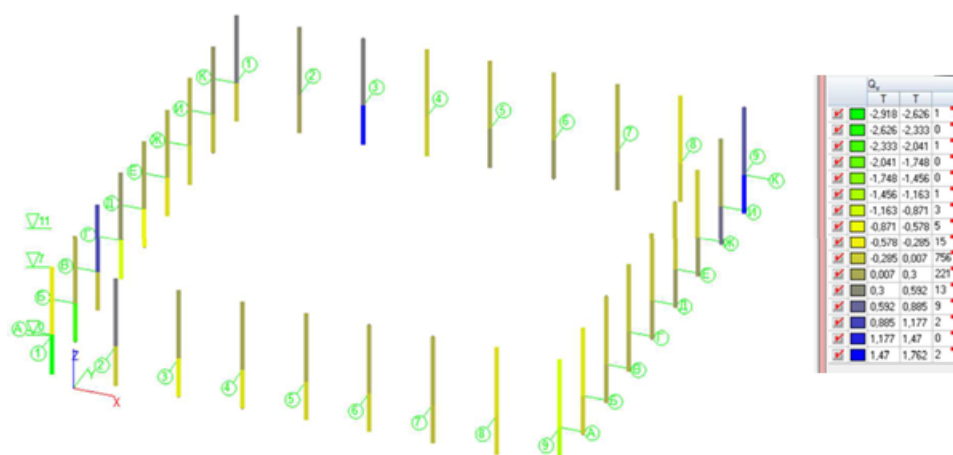


Рисунок 3.18 - Значення Qu

Максимальні зусилля $N_{\max} = 1147,688$ т, $M_{\max} = 48,941$ т-м, $Q_{\max} = 2,918$ т.

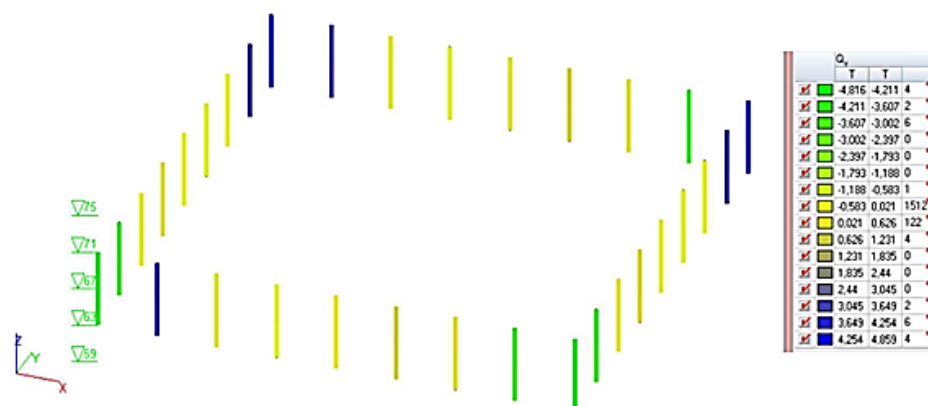


Рисунок 3.19- Значення Q_y

Максимальні зусилля $N_{\max} = 525,276$ т, $M_{\max} = 25,719$ т-м, $Q_{\max} = 4,816$ т.

Колона двадцять шостого і двадцять сьомого поверхів

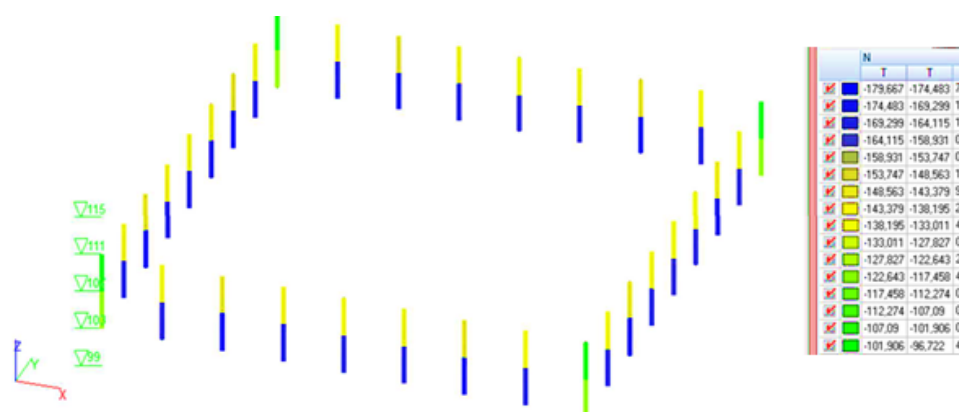


Рисунок 3.20- Значення N

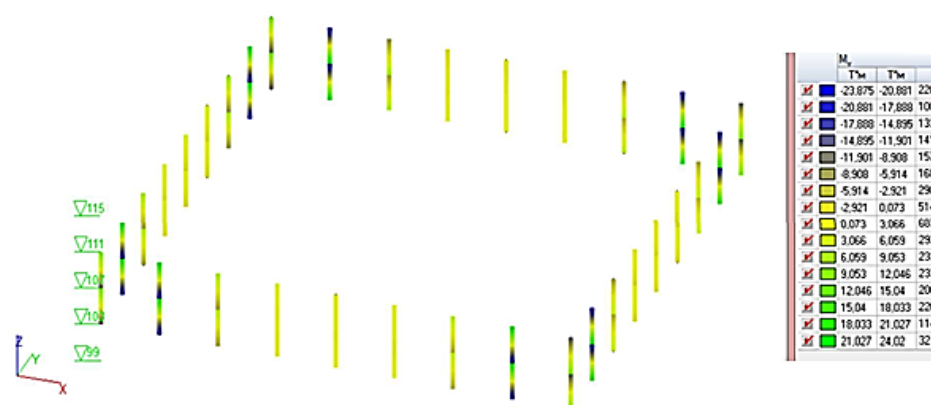
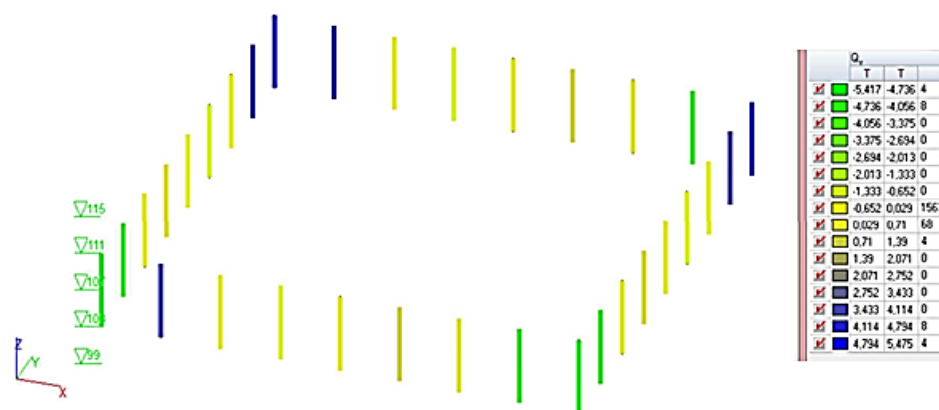


Рисунок 3.21- Значення M_y

Рисунок 3.22 - Значення Q_y

Максимальні зусилля $N_{\max} = 179,667$ т, $M_{\max} = 23,875$ т-м, $Q_{\max} = 5,417$ т.

Колонна двадцять восьмого і двадцять дев'ятого поверхів

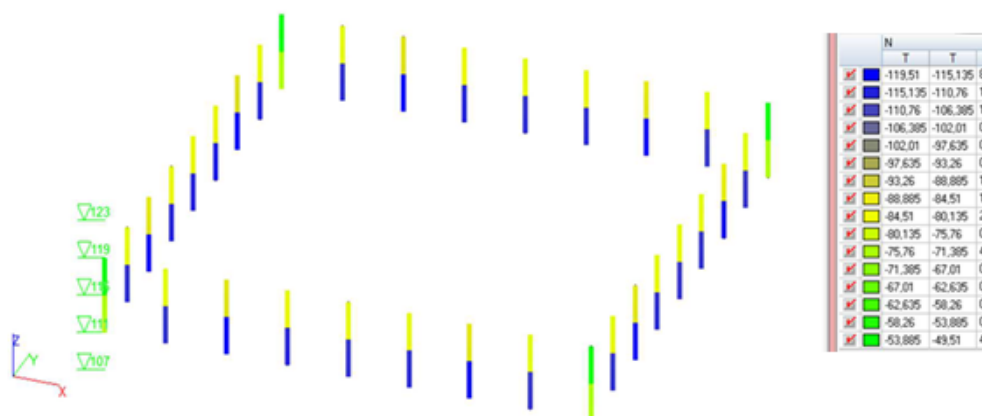
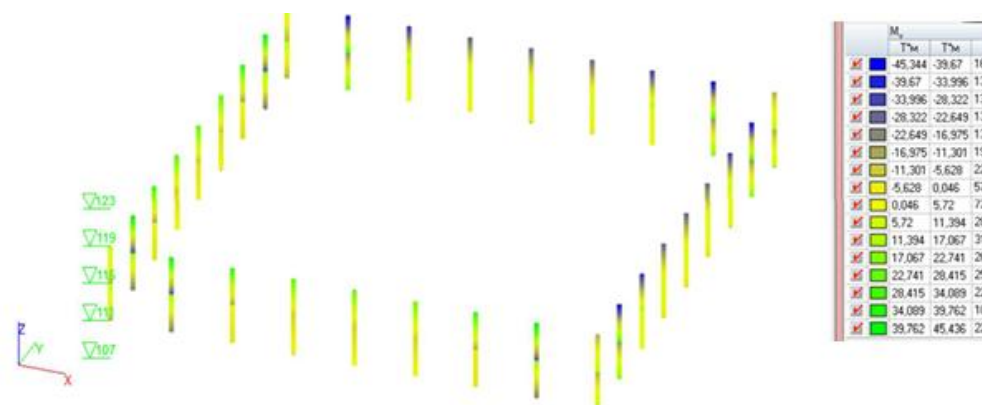
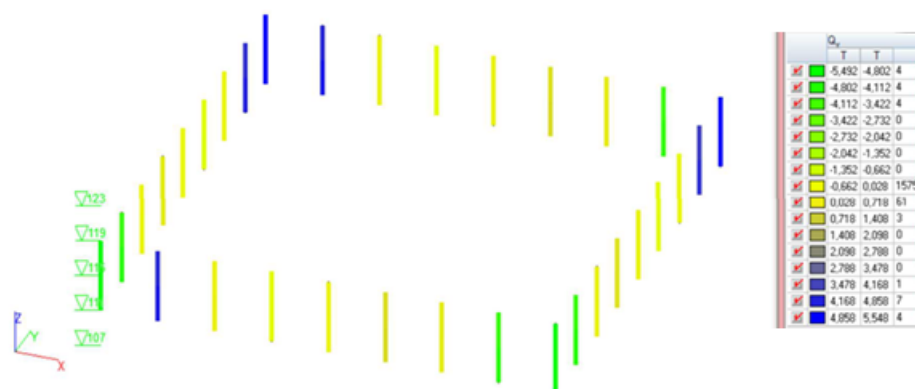


Рисунок 3.23 - Значення N

Рисунок 3.24 - Значення M_y

Рисунок 3.25 - Значення Q_y

Максимальні зусилля $N_{\max} = 119,51$ т, $M_{\max} = 45,344$ т-м, $Q_{\max} = 5,492$ т.

Колона тридцятого поверху

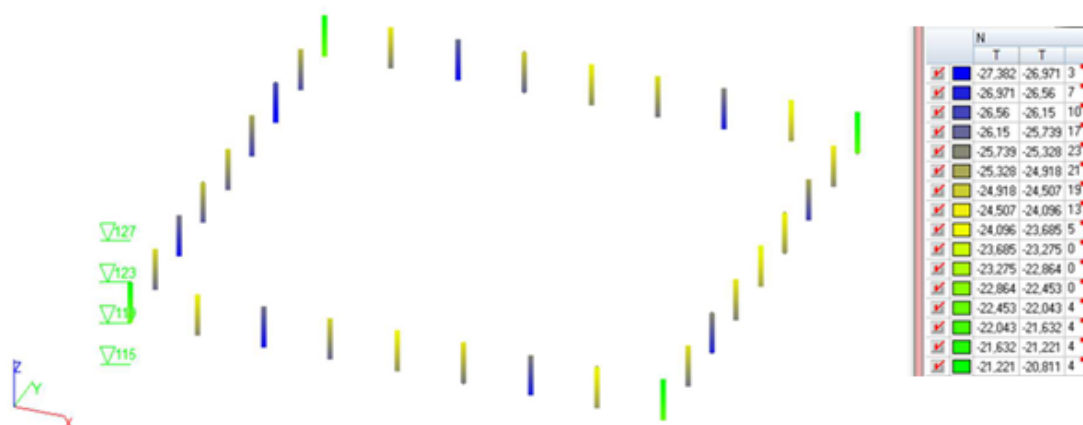
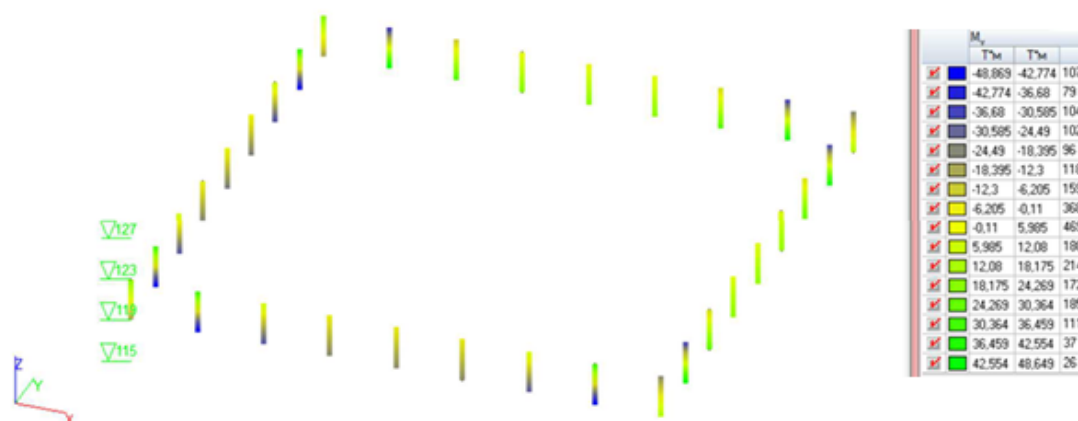
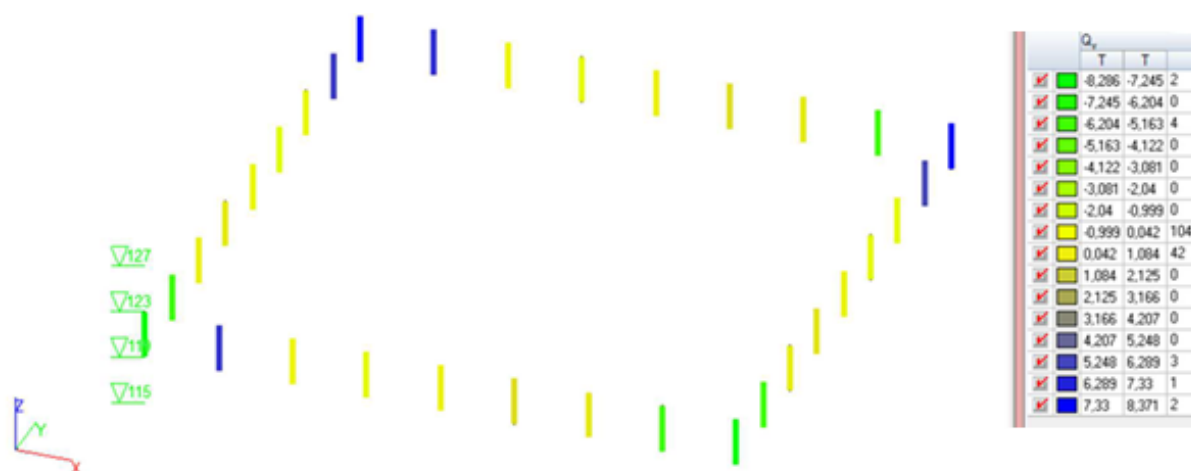


Рисунок 3.26 - Значення N

Рисунок 3.27 - Значення M_y

Рисунок 3.28- Значення Q_y

Максимальні зусилля $N_{\max} = 27,382 \text{ Т}$, $M_{\max} = 48,869 \text{ Т} \cdot \text{м}$, $Q_{\max} = 8,286 \text{ Т}$.

3.6 Розрахунок колони першого поверху в осях А/1 Вихідні дані

Тип перерізу колони - труба сталева квадратна за ДСТУ 8943:2019 500x22.

Матеріал колони - сталь С390 за ДСТУ 8539:2015.

Розрахункові характеристики сталі С390 – $R_y = 380 \text{ Н/мм}^2$ [4, дод. В, табл.

$$B.5], R_{un} = \frac{540 \text{ Н}}{\text{мм}^2}, R_s = 0,58 \cdot R_y = 220,4 \text{ Н/мм}^2$$

З розрахунку в програмному комплексі SCAD максимальне навантаження на колону:

$$N = 397,33 \text{ кН}, M_y = 2,68 \text{ кНм}, Q_y = 0,77 \text{ кН}$$

Геометричні довжини колони:

$$l_x = 700 \text{ см}; l_y = 700 \text{ см}$$

Розрахункові довжини колони:

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x = 0,5 \cdot 700 = 350 \text{ см};$$

$$l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_y = 0,5 \cdot 700 = 350 \text{ см}.$$

3.7 Конструктивний розрахунок стрижня колони

Основні характеристики перерізу колони:

Характеристика перерізу - труба сталева квадратна за ДСТУ 8943:2019 500х22:

$$h = 50 \text{ см}; b = 50 \text{ см}; t = 2,2 \text{ см};$$

$$-A = 172,25 \text{ см}^2$$

$$-m = 323,67 \text{ кг/м}$$

$$-I_x = I_y = 147691,02 \text{ см}^4$$

$$-W_{x1} = W_{x2} = W_{y1} = W_{y2} = 5907,641 \text{ см}^3$$

Перевірочні розрахунки:

Розрахунок на міцність позacentрово-стиснутих елементів зі сталі з нормативним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$, що не піддаються безпосередньому впливу динамічних навантажень, при напруженнях $\tau < 0,5R_s$ і $\sigma = \frac{N}{A_n} > 0,1R_y$ слід виконувати за формулою

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_y}{2_x \cdot W_{yn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.6)$$

де c_x, n - коефіцієнти для розрахунку елементів конструкцій з урахуванням розвитку пластичних деформацій, приймаємо за [4, табл.Е1] ; $c_x = 1,07, n = 1,5, W_{yn, \min} = \min(W_{y1}; W_{y2}) = 5907,641 \text{ см}^3$

Вигин - в одній із головних площин. Перевіримо умови виконання розрахунку:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{Q_y \cdot S_x}{I_x \cdot t} = \frac{0,77 \cdot 10^3 \cdot 947,375}{47691,02 \cdot 2,2 \cdot 10^2} = 0,07 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 0,5R_s = 0,5 \cdot 133,4 \\ &= 110,2 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} \end{aligned} \quad (3.7)$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{397,33 \cdot 10^3}{172,25 \cdot 10^2} = 23,07 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 0,1R_y = 0,1 \cdot 380 = 38 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} \quad (3.8)$$

Але при $\sigma = \frac{N}{A_n} > 0,1R_y$ виконується вимога [4, п 8.5.8]. Розрахунок на міцність:

$$\left(\frac{397,33 \cdot 10^3}{172,25 \cdot 10^2 \cdot 380 \cdot 0,95} \right)^{1,5} + \frac{2,68 \cdot 10^6}{1,07 \cdot 5907,641 \cdot 10^3 \cdot 380 \cdot 0,95} = 0,064 < 1$$

Умова виконується.

2. Розрахунок на стійкість позacentрово-стиснутих елементів постійного перерізу постійного перерізу в площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (3.9)$$

де φ_e - коефіцієнт стійкості під час центрального стиснення, визначаємо за [4] залежно від $\bar{\lambda}$ і наведеного відносного ексцентриситету;

$$I_x = I_y = 147691,02 \text{ см}^4; i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{147691,02}{172,25}} = 29,282 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{350}{29,282} = 11,953; \bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 11,953 \sqrt{\frac{380}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,52,$$

звідси, $\varphi = 0,132$

Розрахунок на стійкість:

$$\sigma = \frac{397,33 \cdot 10^3}{0,132 \cdot 172,25 \cdot 10^2} = 174,75 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 380 \cdot 0,95 = 361 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

Умова виконується.

Перевірка за умовою граничної гнучкості стиснутих елементів:

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{397,33 \cdot 10^3}{0,132 \cdot 172,25 \cdot 10^2 \cdot 380 \cdot 0,95} = 0,484 < 1 \quad (3.10)$$

Приймаємо гнучкість для перевірки граничної гнучкості $\lambda = \lambda_x = 11,953$

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,484 = 150,96 \quad (3.11)$$

$\lambda_y = 11,953 < [\lambda] = 150,96$ - умова виконується.

3.8 Розрахунок балки по осі А (відм. 7,000)

Вихідні дані.

Тип перерізу балки - двотавр широкополичний за ДСТУ 8768:2018 26Ш2.
Матеріал колони - сталь С390 за ДСТУ 8539:2015:

Розрахункові характеристики сталі С390 – $R_y = 380 \text{ Н/мм}^2$ [4], $R_{un} = 540 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$, $R_s = 0,58 \cdot R_y = 220,4 \text{ Н/мм}^2$

З розрахунку в програмному комплексі SCAD максимальне навантаження на балку:
 $N = 156,55 \text{ кН}$, $M_y = 395,87 \text{ кНм}$, $Q_y = 278,56 \text{ кН}$ Основні характеристики перерізу балки:

Характеристика перерізу - двотавр широкополичний за ДСТУ 8768:2018 26Ш6:

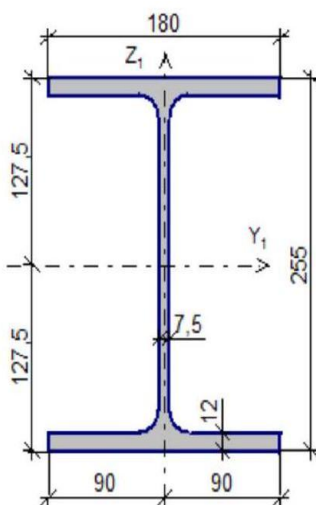


Рисунок 3.29 - Перетин балки 26 Ш2

$$\begin{aligned}
 -A &= 62,73 \text{ см}^2; \\
 -I_x &= 7429 \text{ см}^4; \\
 -W_x &= 583 \text{ см}^3; \\
 -W_y &= 129,8 \text{ см}^3; \\
 -S_x &= 325 \text{ см}^3
 \end{aligned}$$

Перевірочні розрахунки:

Розрахунок на міцність балок під час дії моменту в одній із головних площин

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{xn}} = \frac{395,87 \cdot 10^2 \cdot 10}{58300} = 6,79 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 361 \text{ МПа}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Перевірка дотичних напружень: } \tau &= \frac{Q \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} = \frac{278,56 \cdot 325 \cdot 10}{7429 \cdot 7,5} = 16,24 \text{ МПа} \leq R_s \cdot \\
 \gamma_c &= 220,4
 \end{aligned}$$

Перевірка жорсткості балки.

Перевіримо прогин балки:

$$\begin{aligned}
 f_{\max} &= \left(\frac{5}{48} M_{n0, \max} \right) \frac{l_{\text{в.б}}^2}{EI_x} = \left(\frac{5}{48} \cdot 395,87 \cdot 10^2 \right) \cdot \frac{6^2 \cdot 10^2}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 21830000} = \\
 &= 1,3 \text{ см} (3.14)
 \end{aligned}$$

Граничний прогин $f_{\max} = (l_{\text{т.б}} / 200) = 6 \text{ см}$. Прогин не перевищує граничний.

РОЗДІЛ 4

ФУНДАМЕНТИ

4.1 Початкові дані. Аналіз інженерно-геологічних даних та оцінка ґрунтових умов

Об'єкт капітального будівництва - 30-поверховий бізнес-центр висотою 119 м, розташований у центральному районі м. Дніпро.

За відносну позначку 0,000 прийнято позначку чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній позначці +182,000. Будівля з підвалом, відмітка підлоги підвалу -4,200.

Інженерно-геологічну колонку представлено на рисунку 4.1, характеристика ґрунтових умов у таблиці 4.1.

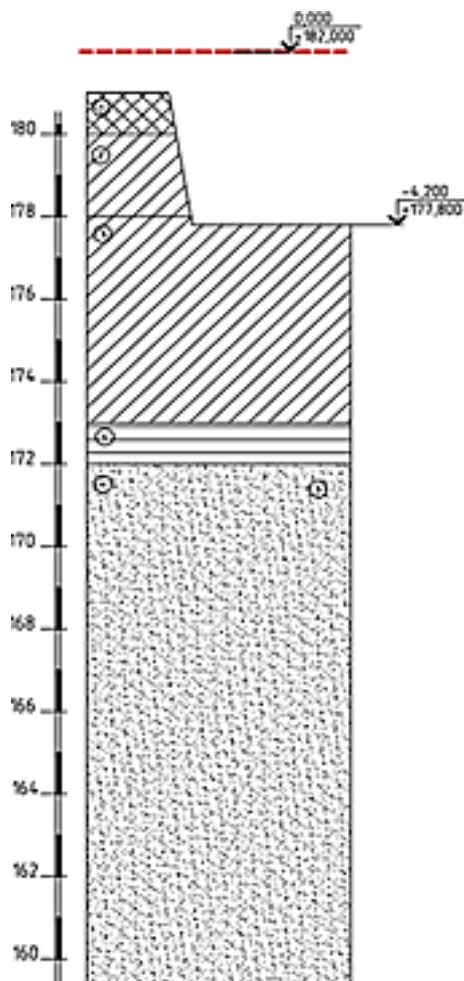


Рисунок 4.1 - Інженерно-геологічна колонка

Таблиця 4.1 - Фізико-механічні характеристики ґрунту

Номер ІГЕ	Повне найменування ґрунту	$h, \text{м}$	$W,$ д.о.	$e,$ д.о.	Щільність, т/м^3			$\gamma(\gamma_{\text{sb}}),$ кН/м^3	$I_L,$ д.о.	$S_r,$ д.о.	Механічні хар-ки ґрунтів			$R_o,$ кПа
					ρ	ρ_s	ρ_d				$E,$ МПа	$\varphi,$ град	$c,$ кПа	
ІГЕ-1	Насипний ґрунт	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ІГЕ-2	Суглинок тугопластичний	2	0,24	0,78	1,880	2,71	1,52	18,8	0,36	0,83	13,1	20,4	21,5	165,2
ІГЕ-3	Суглинок м'якопластичний	5	0,28	0,83	1,89	2,71	1,48	18,9	0,73	0,91	13,5	18,3	21,5	150,4
ІГЕ-4	Глина напівтверда	1	0,22	0,8	1,85	2,74	1,2	18,5	0,06	0,75	19,5	18,5	50,5	200
ІГЕ-5	Пісок середньої крупності	23	0,22	0,72	1,89	2,66	1,55	18,9	-	0,81	21	29,2	0,6	-

ІГЕ-1 - Насипні ґрунти, потужністю 1 м.

ІГЕ-2 - Суглинок тугопластичний, потужністю 2 м.

ІГЕ-3 - Суглинок текучепластичний, потужністю 5 м.

ІГЕ-4 - Глина напівтверда, потужністю 1 м.

ІГЕ-5 - Пісок середньої крупності, потужністю 23 м.

Корозійна активність ґрунтів стосовно вуглецевої сталі - середня.

За ступенем агресивного впливу на бетон і залізобетон усіх марок (W4, W6, W8) ґрунти не мають агресивної активності.

Ґрунтових вод не виявлено.

4.2 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва

Відповідно до завдання дипломного проєкту передбачено проєктування плитно-пального фундаменту з використанням забивних та буронабивних паль. У рамках виконання роботи необхідно провести техніко-економічне обґрунтування (ТЕО) запропонованих конструктивних рішень. Для цього буде виконано розрахунок двох варіантів пального фундаменту з плитним ростверком, порівняно їхні технічні та економічні показники, за результатами чого буде обґрунтовано вибір оптимального типу паль.

4.3 Збір навантажень на фундамент

4.3.1 Загальні дані

У межах інженерного аналізу як розрахункову ділянку прийнято фрагмент плитного фундаменту під внутрішню несучу стіну, розташовану в межах осей 3/Г–Д. На зазначену ділянку фундаменту передаються наступні групи навантажень:

- навантаження від покрівельної конструкції, що включає власну вагу покриття та нормативне снігове навантаження;
- навантаження від міжповерхових перекриттів вищерозташованих поверхів, до складу яких входять: власна вага конструкції підлоги, маса перегородок, маса плит перекриття, а також короточасне експлуатаційне навантаження;
- навантаження від власної ваги залізобетонної стіни.

Тимчасові навантаження поділяються на короточасні (наприклад, корисне навантаження від присутності людей і функціонального обладнання) та тривалі (власна вага внутрішніх перегородок). Постійні навантаження охоплюють власну вагу плит перекриттів і конструкцій підлог.

Під час зведення навантажень, що діють на покриття та перекриття, застосовується основне поєднання навантажень, відповідно до якого коефіцієнт для постійних навантажень приймається рівним 1, для короточасних – 0,9, а для тривалих – 0,95.

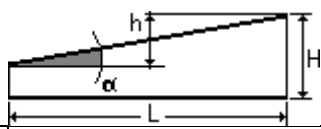
Ширина навантажуваної смуги, з якої передається зусилля на стіну, становить 6 м.

4.3.2 Навантаження від конструкцій покрівлі

Згідно з [2], розрахункове значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі дорівнює 1,6 кПа (160 кгс/м²) - III сніговий район. Оскільки короточасне навантаження від власної ваги снігового покриву

перевищує корисне навантаження на покриття, то під час збору навантаження враховуємо тільки снігове навантаження.

Таблиця 4.2 - Навантаження від конструкції покрівлі

Параметр	Значення	Одиниці виміру
Місцевість		
Нормативне значення снігового навантаження	0,16	Т/м ²
Тип місцевості	В - Міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно вкриті перешкодами заввишки понад 10 м	
Середня температура січня	-17,3	°С
Будівля		
		
Висота будівлі Н	119	м
Ширина будівлі В	48	м
h	0	м
a	0	град
L	48	м
Неутеплена конструкція з підвищеним тепловиділенням	Ні	
Коефіцієнт надійності за навантаження g _f	1,4	



Одиниці виміру: т/м² — Розрахункове значення (II граничний стан) — Розрахункове значення (I граничний стан)
 — Знижене нормативне.

Рисунок 4.2 - Навантаження на покрівлю

Таблиця 4.3 - Навантаження на 1 м² від ваги конструкції покрівлі

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне ЕПП $\sigma = 0,003 \text{ м}; p = 0,031 \text{ кН/м}^3$	0,0001	1,3	0,00013
ЕКП $\sigma = 0,005 \text{ м}; p = 0,0402 \text{ кН/м}^3$	0,0002	1,3	0,00026
Цементно-піщана стяжка $\sigma = 0,05 \text{ м}; p = 18 \text{ кН/м}^3$	0,9	1,3	1,17
Керамзитовий ґравій $\sigma = 0,2 \text{ м}; p = 6 \text{ кН/м}^3$	1,2	1,3	1,56
Утеплювач мін. Вата Rockwool $\sigma = 0,11 \text{ м}; p = 1,8 \text{ кН/м}^3$	0,198	1,2	0,24
Монолітна плита перекриття $\sigma = 0,2 \text{ м}; p = 25 \text{ кН/м}^3$	5	1,1	5,5
Разом постійні:	7,29		8,47
Короткочасні: Снігове навантаження	1,25	1,4	1,75
Разом тимчасові:	1,25		1,75
Разом повні:	8,54		10,22

Навантаження на стіну від ваги конструкції покриття з вантажної площі за формулою:

$$N_1 = 10,22 \cdot 6 = 61,32 \text{ кН/м} \quad (4.1)$$

4.3.3 Навантаження від конструкцій перекриття

Під час формування розподіленого навантаження на міжповерхове перекриття враховуються як постійні, так і тимчасові навантаження. До складу тимчасових навантажень входять: короткочасні (експлуатаційні) – зумовлені дією змінного корисного навантаження від перебування людей і встановленого обладнання, а також тривалі – маса внутрішніх перегородок. Постійними навантаженнями вважаються власна вага конструкцій перекриття та підлогового покриття.

У розрахунках приймається основне поєднання навантажень, згідно з яким до розрахункової схеми включаються постійні навантаження з коефіцієнтом $\gamma_f =$

1,0, короточасні – з коефіцієнтом $\gamma_f = 0,9$, а тривалі – $\gamma_f = 0,95$.

Відповідно до вимог [2], нормативне значення рівномірно розподіленого корисного навантаження для перекриттів офісних приміщень становить $2,0 \text{ кН/м}^2$, а для торговельних залів – $4,0 \text{ кН/м}^2$. При значенні корисного навантаження $2,0 \text{ кПа}$ і вище, коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f для рівномірно розподілених навантажень слід приймати рівним 1,2.

Таблиця 4.4 - Навантаження від конструкції перекриття типового поверху

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Постійне: Керамічна плитка $\sigma = 0,008 \text{ м}; p = 24 \text{ кН/м}^3$	0,192	1,2	0,230
Плитковий клей $\sigma = 0,004 \text{ м}; p = 18 \text{ кН/м}^3$	0,072	1,3	0,094
Цементно-піщана стяжка М150 $\sigma = 0,025 \text{ м}; p = 1,8 \text{ кН/м}^3$	0,045	1,3	0,059
Монолітна плита перекриття $\sigma = 0,2 \text{ м}; p = 25 \text{ кН/м}^3$	5	1,1	5,5
Разом постійне:	5,31		5,88
Короточасні: Корисне (офіси)	2	1,2	2,4
Тривале від перегородок із ГКЛ	0,228	1,2	0,273
ПОВНЕ:	7,54		8,55

Навантаження на стіну від ваги конструкції перекриття одного типового поверху з вантажної площі за формулою

$$N_2 = 8,55 \cdot 6 = 51,3 \text{ кН/м} \quad (4.2)$$

Таблиця 4.5 - Навантаження від конструкції перекриття першого поверху

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Постійне: Керамічна плитка $\sigma = 0,008 \text{ м}; p = 24 \text{ кН/м}^3$	0,192	1,2	0,230
Плитковий клей $\sigma = 0,004 \text{ м}; p = 18 \text{ кН/м}^3$	0,072	1,3	0,094
Цементно-піщана стяжка М150 $\sigma = 0,025 \text{ м}; p = 1,8 \text{ кН/м}^3$	0,045	1,3	0,059

Продовження таблиці 4.5

Монолітна плита перекриття $\sigma = 0,2 \text{ м}; p = 25 \text{ кН/м}^3$	5	1,1	5,5
Разом постійна:	5,31		5,88
Короткочасні: Корисна (кабінети)	3	1,2	3,6
Тривале від перегородок із ГКЛ	0,11	1,2	0,13
ПОВНЕ:	8,42		9,61

Навантаження на стіну від ваги конструкції перекриття першого поверху з вантажної площі за формулою

$$N_3 = 9,61 \cdot 6 = 57,66 \text{ кН/м.} \quad (4.3)$$

Сумарне розрахункове навантаження від власної ваги стіни за формулою

$$e_{CT} = 1,1 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 119 = 981,75 \text{ кН/м} \quad (4.4)$$

де 119 м - загальна висота стіни, 0,3 м - товщина стіни, 25 кН/м³ - об'ємна вага бетону.

Разом максимальне навантаження розрахункове від стіни за формулою

$$NP = N_1 + N_2 \cdot 28 + N_3 + N_4 \cdot 28 + e_{CT} = 61,32 + 51,3 \cdot 27 + 57,66 + 981,75 = 2486 \text{ кН/м} \quad (4.5)$$

4.4 Проектування фундаментної плити на забивних палях

4.4.1 Вихідні дані

Виконаємо розрахунок фундаментної плити на забивних палях для фрагмента стіни в осях 3/Г-Д.

За [26] рекомендується приймати товщину фундаментної плити не менше ніж 50 см і не більше ніж 200 см, клас бетону - не менше ніж В20, армування - не менше ніж 0,3%, а марку за водонепроникністю - не менше ніж W6.

Приймаємо висоту фундаментної плити товщиною 1,3 м із бетону класу В30, із подвійним армуванням арматурою класу А500С із кроком 200 мм в обох напрямках.

Відмітка голови палі -5,200, після зрубування відмітка голови палі становить -5,450, що на 50 мм вище підшви ростверку. Підшва ростверку на позначці - 5,500.

4.4.2 Визначення несучої здатності забивної палі

Приймаємо палі довжиною 8 м - С80.30. Спирання забивних паль передбачаємо на пісок середньої крупності ПГЕ-5, що залягає на позначці - 10,000, заглиблюючи в цей шар на 3,2 метра. Відмітка кінця палі складе -13,200 м.

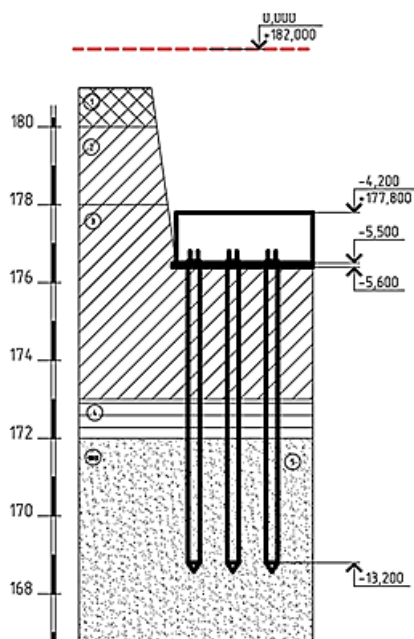


Рисунок 4.3 - Забивна паля

За характером роботи в ґрунті паля з даними умовами обпирання є висячою. Несуча здатність висячих паль визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf,i} \cdot f_i \cdot h_i) \quad (4.6)$$

$$F_d = 1[1 \cdot 4256 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot 305,35] = 749,46 \text{ кПа};$$

Де F_d - несуча здатність всячої палі, кПа;

γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 1 ;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;

A - площа поперечного перерізу палі, м²;

$\gamma_{cR} = 1$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі;

U – периметр поперечного перерізу палі, м²;

$\gamma_{cf} = 1$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі;

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

h_i – товщина i -го шару ґрунту, м.

Допустиме навантаження на палю визначається за формулою

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{749,46}{1,4} = 540 \text{ кН} \quad (4.7)$$

де $\gamma_k = 1,4$ – коефіцієнт надійності.

4.4.3 Визначення числа паль і проектування ростверку

За відомої несучої здатності палі 540кН , а також за умови врахування рівномірної передачі навантаження через ростверк на палі фундаменту, визначимо необхідну кількість палі у фрагменті плиткового фундаменту вантажною шириною 6 м. Розрахунок ведемо за I граничним станом, тобто від розрахункових навантажень.

Кількість паль, необхідну для влаштування фрагмента фундаменту під внутрішню стіну по осі 3 від навантаження $N_p = 2486 \text{ кН/м}$ (див. табл. табл. 4.3), за формулою

$$n = \frac{N_p}{F_d/\gamma_K - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp} - 1,1 \cdot 10 \cdot g_{cb}} \quad (4.8)$$

де $0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}$ - навантаження, що припадає на одну палю від ростверку; $1,1 \cdot 10 \cdot g_{cb}$ - вага палі.

$$n = \frac{2486}{540 - 0,9 \cdot 1,3 \cdot 25 - 1,1 \cdot 1 \cdot 18,3} = 5,07 \text{ палей}$$

Крок палей у стрічковому ростверку a , м, визначається за формулою

$$a = \frac{F_d/\gamma_K}{N_p} = \frac{540}{2486} = 0,22 \text{ м} \quad (4.9)$$

де N_p - погонне навантаження на рядовий фундамент, кН/м. Приймаємо у фундаменті по осі 3 крок палей 0,22 м. Палі розташовуємо в чотири ряди. Кількість палей на довжину 6 м – $n = 28$ шт.

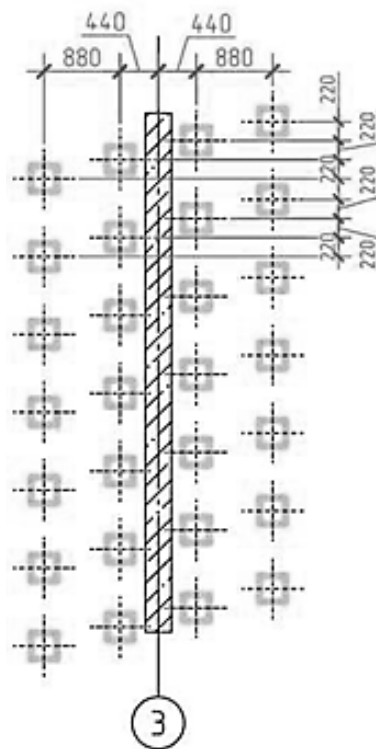


Рисунок 4.4 - Схема розташування палей під внутрішню стіну

4.4.4 Розрахунок плитного фундаменту на продавлювання в місці спирання на палю

Пальовий фундамент розраховується за першою групою граничних станів. Тут має виконуватися умова за формулою

$$N_{cb} \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \quad (4.10)$$

де N_{cb} - розрахункове навантаження на палю від будівлі, кН.

Розрахунок N_{cb} виконують за формулою

$$N_{cb} = N \cdot a = 2486 \cdot 0,22 = 536 \text{ кН} \quad (4.11)$$

Звідси перевірка: $N_{cb} = 536 \text{ кН} < 540 \text{ кН}$

Умова виконується.

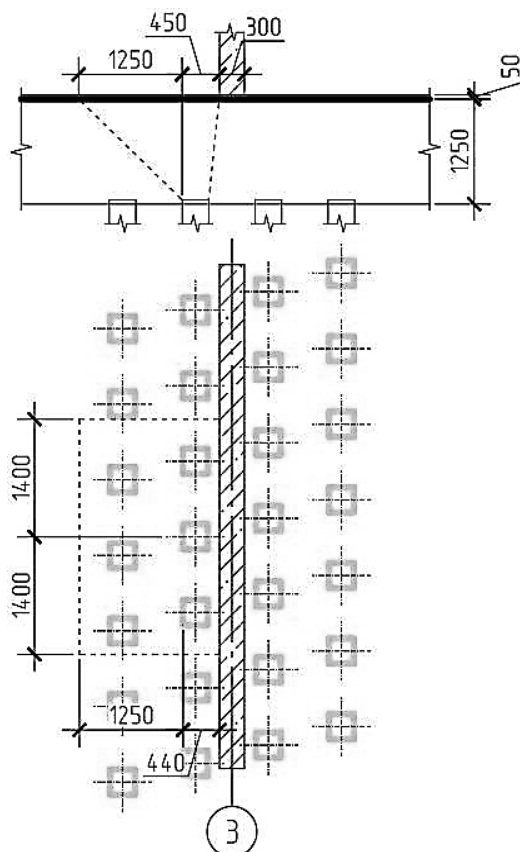


Рисунок 4.5 - Схема до розрахунку плитного фундаменту на продавлювання

4.4.5 Перевірка плити ростверку на вигин і визначення арматури

Перевірка проводиться з умови за формулою

$$F \leq \alpha \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_{op}, \quad (4.12)$$

де α - коефіцієнт, що приймається для важкого бетону рівним 1 ;

u_m - середньоарифметичне значення периметрів верхньої і нижньої підстав піраміди, що утворюється при продавлюванні в межах робочої висоти перерізу;

$R_{bt} = 1050$ кПа - розрахунковий опір бетону марки В25;

F - продавлювальна сила;

h_{op} - робоча висота плитного фундаменту.

$$h_{op} = h - 0,05 = 1,3 - 0,05 = 1,25 \text{ м.} \quad (4.13)$$

Перетин колони 800×800 мм. Відстань від межі бетону до осі робочої арматури 50 мм.

Розрахункова вантажна площа на одну палю: $1 \cdot 1 = 1 \text{ м}^2$. Навантаження на палю від власної ваги ростверку з вантажною площею палі: $1,1 \cdot 25 \cdot 1 = 27,5 \text{ кН. кН}$

Вертикальне навантаження на палю від колони: $N_{cb} = 536 \text{ кН}$.

Разом сумарне вертикальне навантаження на палю:

$$N_{cb} = 536 + 27,5 = 563,5 \text{ кН.}$$

Визначимо периметри основ піраміди: $4 \cdot 0,3 = 1,2$ м - периметр меншої основи;

$$(2,8 + 1,69) \cdot 2 = 8,98 \text{ м - периметр більшої основи.}$$

Знайдемо середньоарифметичне значення периметрів:

$$\frac{(1,2 + 8,98)}{2} = 5,09 \text{ м}$$

Перевірка умови:

$$563,5 \text{ кН} < 1 \cdot 1050 \cdot 5,09 \cdot 1,25 = 6680 \text{ кН,}$$

Умова виконується, отже, фундаментна плита витримує продавлювальну силу без додаткового армування.

4.4.6 Перевірка плити ростверку на вигин і визначення арматури

Для рядового пальового фундаменту під стіну, прийнятого в даній роботі, проєктуємо стрічковий ростверк із розміщенням паль у 4 ряди.

Розміри фрагмента поперечного перерізу плити приймаємо 3240×1300 мм, звиси ростверку за межі палі - 150 мм. Клас бетону плити приймаємо В25. Відмітка верху плити - -4,200, низу плити - -5,500. Сполучення палі з ростверком - жорстке, оголена арматура палі заводиться в ростверк на 250 мм (не менше 20 діаметром арматури).

Навантаження на ростверк становить $N = 2486$ кН/м. Опорні та прогонові моменти, що виникають у ростверку, $M_{\text{оп}}$ кНм, $M_{\text{пр}}$ кНм, визначаються за формулами

$$M_{\text{оп}} = \frac{N \cdot L_p^2}{12} = \frac{2486 \cdot 1,239^2}{12} = 318 \text{ кНм}; \quad (4.14)$$

$$M_{\text{пр}} = \frac{N \cdot L_p^2}{24} = \frac{2486 \cdot 1,239^2}{24} = 159 \text{ кНм}, \quad (4.15)$$

де L_p - розрахункова величина прольоту, м, що визначається за формулою

$$L_p = 1,05 \cdot (a + d) = 1,05 \cdot (0,88 + 0,3) = 1,239 \text{ м} \quad (4.16)$$

де a - крок паль, м;

d - сторона перерізу палі, м.

За величиною моментів визначається необхідний переріз робочої арматури ростверку за формулами

$$\alpha_{0П} = \frac{M_{оп}}{b \cdot h_{оп}^2 \cdot R_b} \quad (4.17)$$

$$A_{S, оп} = \frac{M_{оп}}{\xi \cdot h_{оп} \cdot R_s} \quad (4.18)$$

де ξ - коефіцієнт, що визначається за таблицею залежно від величини $\alpha_{оп}$

$h_{оп}$ - висота робочого перерізу, м;

b - ширина стиснутої зони перерізу, м;

R_s - розрахунковий опір арматури, кПа;

R_b - розрахунковий опір бетону стисненню для бетону класу В15, кПа.

Підставляємо значення у формулу, отримуємо

$$\alpha_{0П} = \frac{M_{оп}}{b \cdot h_{оп}^2 \cdot R_b} = \frac{318}{3,24 \cdot 1,25^2 \cdot 14500} = 0,004 \quad (4.19)$$

За $\alpha_{оп} = 0,004$ визначаємо $\xi = 0,995$. Площу робочої арматури за формулою

$$A_{S, оп} = \frac{M_{оп}}{\xi \cdot h_o \cdot R_s} = \frac{318 \cdot 10^4}{0,995 \cdot 1,25 \cdot 435000} = 5,88 \text{ см}^2 \quad (4.20)$$

Приймаємо верхню і нижню арматуру на 1 м.п. з 5Ø12 A500C – $A_s = 6,57 \text{ см}^2$.

У середній зоні плити встановлюємо додаткове конструктивне армування Ø12 A500C із кроком 200 мм.

Для утримання верхньої арматури в проектному положенні влаштовуємо в плиті плоскі каркаси з кроком 1000 мм.

4.5 Проектування фундаментної плити на буронабивних палях

4.5.1 Вихідні дані

Буронабивні палі діаметром 320 мм із заглибленням у піски середньої

крупності ІГЕ-5. Відмітка кінця палі складе - 19,200 м. Палі без розширення під нижнім кінцем.

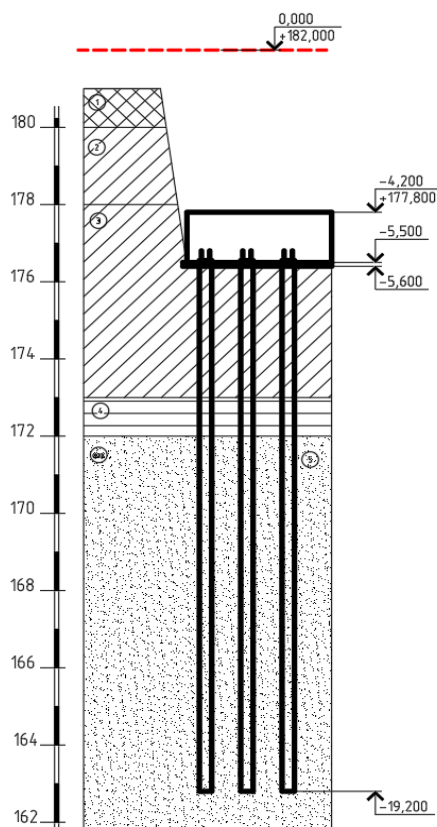


Рисунок 4.6 - Буронабивні палі

4.5.2 Визначення несучої здатності палі по ґрунту

За характером роботи в ґрунті паля з даними умовами обпирання є висячою. Несуча здатність буронабивних висячих паль визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf,i} \cdot f_i \cdot h_i \right) \quad (4.21)$$

де F_d - несуча здатність висячої палі, кПа;

γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 0,8;

A - площа поперечного перерізу палі, м²;

$\gamma_{cR} = 1$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі;

U - периметр поперечного перерізу палі, м²;

$\gamma_{cf} = 0,8$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі;

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

h_i - товщина i -го шару ґрунту, м.

$$F_d = 1[1 \cdot 1896 \cdot 0,08 + 1 \cdot 0,8 \cdot 744,63] = 747 \text{ кПа.}$$

Розрахунковий опір R ґрунту під нижнім кінцем палі слід приймати для піщаних ґрунтів у основі бурової палі, що занурюється з повним видаленням ґрунтового ядра за формулою

$$R = 0,75 \cdot \alpha_4 (\alpha_1 \cdot d \cdot \gamma' + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma \cdot h) \quad (4.22)$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за табл. 7.7 [25] залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ґрунту основи, визначеного відповідно до вказівок п. 3.5 [25];

$\gamma^{\wedge}$ -розрахункове значення питомої ваги ґрунту, кН/м³, в основі палі (у разі водонасичених ґрунтів з урахуванням зважувальної дії води);

γ -усереднене (за шарами) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, кН/м³, розташованих вище за нижній кінець палі (у разі водонасичених ґрунтів з урахуванням зважувальної дії води);

d - діаметр, м, набивної та бурової паль;

h - глибина закладення, м, нижнього кінця палі, що відрховується від природного рельєфу або рівня планування (у разі планування зрізанням).

$$R = 0,75 \cdot 0,27(24,4 \cdot 0,32 \cdot 18,9 + 45,5 \cdot 0,59 \cdot 18,86 \cdot 18,2) = 1896 \text{ кПа,}$$

$$\gamma = \frac{3,4 \cdot 18,9 + 1 \cdot 18,5 + 5,2 \cdot 18,9}{9,6} = 18,86 \text{ кН/м}^3$$

Несуча здатність буронабивної палі за матеріалом при армуванні 4Ø14 A400 і класі бетону B20 і діаметрі стовбура 320 мм за формулою

$$F = \gamma_{B3} \cdot \gamma_{B5} \cdot \gamma_{пл} \cdot R_b \cdot A_B + \gamma_s \cdot R_s \cdot A_s = 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 9500 \cdot 0,08 + 1 \cdot 0,000616 \cdot 365000 = 870 \text{ кН.} \quad (4.23)$$

Допустиме навантаження на буронабивну палю приймаємо виходячи з меншого значення величини за формулою

$$N_{cb} \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{747}{1,4} \approx 534 \text{ кПа} \quad (4.24)$$

Визначення числа палей і проектування ростверку.

За відомої несучої здатності палі 533 кН, а також за умови врахування рівномірної передачі навантаження через ростверк на палі фундаменту, визначимо необхідну кількість палей у фрагменті плитного фундаменту вантажною шириною 6 м. Розрахунок ведемо за І граничним станом, тобто від розрахункових навантажень.

Кількість палей, необхідну для влаштування фрагмента фундаменту під внутрішню стіну по осі 3 від навантаження $N_p = 2486 \text{ кН/м}$ (див. табл. табл. 4.3), за формулою:

$$n = \frac{N_p}{F_d/\gamma_k - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp} - 1,1 \cdot 10 \cdot g_{пл}} = \frac{2486}{533 - 0,9 \cdot 1,3 \cdot 25 - 1,1 \cdot 1 \cdot 30,2} = 5,28 \text{ палей} \quad (4.25)$$

Де $0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}$ - навантаження, що припадає на одну палю від ростверку;

$1,1 \cdot 10 \cdot g_{пл}$ - вага палей.

Крок палей у стрічковому ростверку a , м, визначається за формулою

$$a = \frac{F_d/\gamma_k}{N_p} = \frac{533}{2486} = 0,21 \text{ м} \quad (4.26)$$

де N_p - погонне навантаження на рядовий фундамент, кН/м. Приймаємо у фундаменті по осі 3 крок палей 0,21 м. Палі розташовуємо в 6 рядів, з урахуванням виконання умови - відстань між палями у світлі - 1 м. Кількість палей на довжину 6 м - $n=30$ шт.

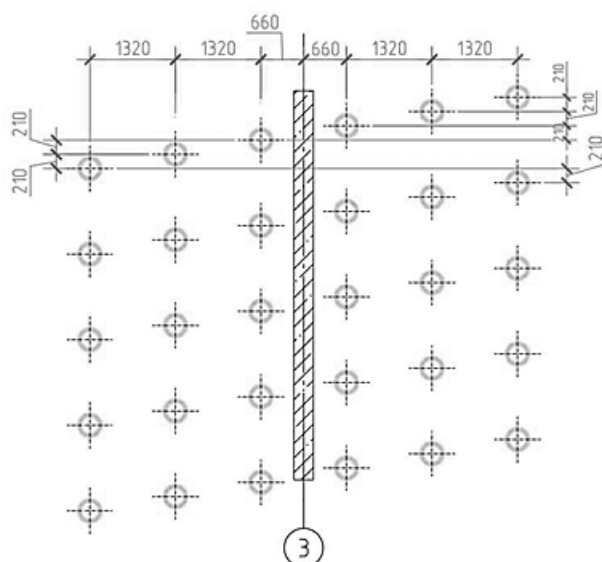


Рисунок 4.7 - Схема до розрахунку плитного фундаменту на продавлювання

4.5.3 Розрахунок пальового фундаменту за несучою здатністю ґрунту основи

Пальовий фундамент розраховується за першою групою граничних станів. Тут має виконуватися умова за формулою

$$N_{cb} \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \quad (4.27)$$

де N_{cb} - розрахункове навантаження на палю від будівлі, кН, яке визначається за формулою

$$N_{cb} = N \cdot a = 2486 \cdot 0,21 = 522 \text{ кН} \quad (4.28)$$

Звідси перевірка: $N_{cb} = 522 \text{ кН} < 533 \text{ кН}$. Умова виконується.

4.5.4 Розрахунок плитного фундаменту на продавлювання в місці спирання на палю

Перевірка проводиться з умови за формулою

$$F \leq \alpha \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_{op} \quad (4.29)$$

α - коефіцієнт, що приймається для важкого бетону рівним 1 ;

u_m - середньоарифметичне значення периметрів верхньої і нижньої основ піраміди, що утворюється при продавлюванні в межах робочої висоти перерізу;

$R_{bt} = 1050$ кПа - розрахунковий опір бетону марки В25;

F - продавлювальна сила;

h_{op} - робоча висота плитного фундаменту.

$$h_{op} = h - 0,05 = 1,3 - 0,05 = 1,25 \text{ м}$$

Перетин колони 800×800 мм. Відстань від межі бетону до осі робочої арматури 50 мм.

Розрахункова вантажна площа на одну палю: $1,32 \cdot 1,32 = 1,74 \text{ м}^2$.

Навантаження на палю від власної ваги ростверку з вантажної площі палі: $1,25 \cdot 25 \cdot 1,74 = 54,4 \text{ кН}$

Вертикальне навантаження на палю від колони (див.п.4.5.4): $N_{cb} = 522 \text{ кН}$.

Разом сумарне вертикальне навантаження на палю: $N_{cb} = 522 + 54,4 = 576,4 \text{ кН}$.

Визначимо периметри основ піраміди: $4 \cdot 0,3 = 1,2$ м - периметр меншої основи;

$$(2,8 + 1,91) \cdot 2 = 9,42 \text{ м} - \text{периметр більшої основи.}$$

$$\text{Знайдемо середньоарифметичне значення периметрів: } \frac{(1,2 + 9,42)}{2} = 5,31 \text{ м}$$

Перевірка умови:

$576,4 \text{ кН} < 1 \cdot 1050 \cdot 5,31 \cdot 1,25 = 6969 \text{ кН}$, умова виконується, отже, фундаментна плита витримує продавлювальну силу без додаткового армування.

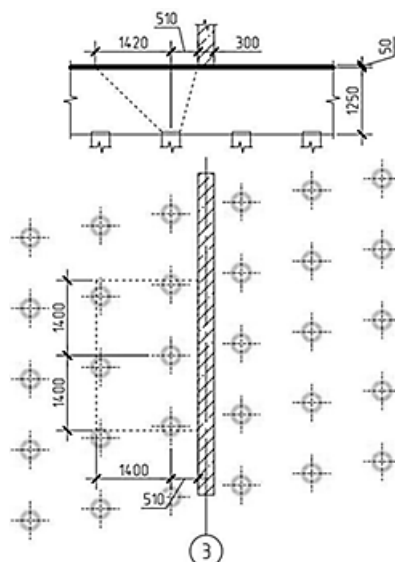


Рисунок 4.8 - Схема роботи ростверку на продавлювання колоною

4.5.5 Перевірка плити ростверку на вигин і визначення арматури

Для рядового пальового фундаменту під стіну, прийнятого в цій роботі, проєктуємо стрічковий ростверк із розміщенням паль у 6 рядів.

Розміри фрагмента поперечного перерізу плити приймаємо 7220×1300 мм, звиси ростверку за межі палі - 150 мм. Клас бетону плити приймаємо В25. Відмітка верху плити —4,200, низу плити—5,500. Сполучення палі з ростверком - жорстке, оголена арматура палі заводиться в ростверк на 250 мм (не менше 20 діаметром арматури).

Навантаження на ростверк становить $N = 2486$ кН/м. Опорні та прогонні моменти, що виникають у ростверку, $M_{\text{оп}}$ кНм, і $M_{\text{пр}}$ кНм, визначаються за формулами

$$M_{\text{оп}} = \frac{N \cdot L_p^2}{12} = \frac{2486 \cdot 1,722^2}{12} = 614 \text{ кНм}; \quad (4.30)$$

$$M_{\text{пр}} = \frac{N \cdot L_p^2}{24} = \frac{2486 \cdot 1,722^2}{24} = 307 \text{ кНм}, \quad (4.31)$$

де L_p - розрахункова величина прольоту, м, що визначається за формулою

$$L_p = 1,05 \cdot (a + d) = 1,05 \cdot (1,32 + 0,32) = 1,239 \text{ м} \quad (4.32)$$

де a - крок паль, м;

d - сторона перерізу палі, м.

За величиною моментів визначається необхідний переріз робочої арматури ростверку за формулами

$$\alpha_{оп} = \frac{M_{оп}}{b \cdot h_{оп}^2 \cdot R_b} \quad (4.33)$$

$$A_{S, Оп} = \frac{M_{оп}}{\xi \cdot h_{оп} \cdot R_s} \quad (4.34)$$

Де ξ - коефіцієнт, що визначається за таблицею залежно від величини $\alpha_{оп}$;

$h_{оп}$ - висота робочого перерізу, м;

b - ширина стиснутої зони перерізу, м;

R_s - розрахунковий опір арматури, кПа;

R_b - розрахунковий опір бетону стисненню для бетону класу В15, кПа.

Підставляємо значення у формулу 4.33, отримуємо:

$$\alpha_{оп} = \frac{M_{оп}}{b \cdot h_{оп}^2 \cdot R_b} = \frac{614}{7,22 \cdot 1,25^2 \cdot 14500} = 0,0038$$

За $\alpha_{оп} = 0,0038$ визначаємо $\xi = 0,995$

Площа робочої арматури за формулою 4.34

$$A_{S, Оп} = \frac{M_{оп}}{\xi \cdot h_{оп} \cdot R_s} = \frac{614 \cdot 10^4}{0,995 \cdot 1,25 \cdot 435000} = 11,35 \text{ см}^2$$

Приймаємо верхню і нижню арматуру на 1 м.п. з 5d18A500C $-A_s = 12,725 \text{ см}^2$.

У середній зоні плити встановлюємо додаткове конструктивне армування $\emptyset 12$ A500C із кроком 200 мм.

Для утримання верхньої арматури в проектному положенні влаштовуємо в плиті плоскі каркаси з кроком 1000 мм.

РОЗДІЛ 5

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

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

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

Особи, відповідальні за утримання будівельних машин у працездатному стані, зобов'язані забезпечувати технічне обслуговування і ремонт згідно з вимогами експлуатаційних документів заводу-виробника.

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

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

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

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

Забороняється ліквідація пробок шляхом збільшення тиску в системі понад максимальний.

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

дріт забороняється.

Забороняється перегинати шланги з бетонною сумішшю, що рухається.

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

Щоб уникнути перекидання автобетононасоса забороняється подовжувати кінцевий шланг стріли.

Забороняється проводити роботи під стрілою автобетононасоса, а також піднімати стрілою будь-які вантажі.

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

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

Роз'єднання бетоноводів виконується робітниками в захисних окулярах.

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

Під час переміщення автобетононасос має перебувати в транспортному положенні.

Пересування автобетононасоса з повністю або частково висунутою стрілою забороняється.

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

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

Не допускається проводити ремонт зварювальних установок під напругою.

Довжина первинного ланцюга між пунктом живлення і пересувною зварювальною установкою не повинна перевищувати 10 м. Ізоляція проводів має

бути захищена від механічних ушкоджень (ці вимоги не стосуються живлення установки по тролейній системі).

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

До роботи з електрозварювання допускаються особи, які пройшли відповідне навчання, інструктаж і перевірку знань вимог безпеки з оформленням у спеціальному журналі та мають кваліфікаційне посвідчення.

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

Електрозварникам необхідно мати кваліфікаційну групу з електробезпеки не нижче II.

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

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

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

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

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

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

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

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

Пожежну безпеку на будівельному майданчику слід забезпечувати відповідно до вимог [17].

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

Будівельний майданчик має бути забезпечений протипожежним обладнанням та інвентарем згідно з [18]. Характер протипожежного обладнання встановлюють за погодженням із місцевими органами державного пожежного нагляду залежно від ступеня пожежної небезпеки об'єкта та його державного значення.

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

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У межах виконання кваліфікаційної роботи було здійснено проектування багатоповерхового бізнес-центру, що передбачається до реалізації в межах міської забудови м. Дніпро. Об'єкт має адміністративно-офісне призначення та розрахований на інтенсивну експлуатацію в умовах щільної міської інфраструктури, що зумовлює підвищені вимоги до надійності, функціональності та енергоефективності будівлі.

На етапі варіантного проектування було проведено поглиблений конструктивний аналіз трьох різних варіантів несучих систем будівлі, які відрізнялися як за типом основних елементів каркасу, так і за структурною схемою просторової жорсткості. Порівняння здійснювалося на основі розрахункових показників, зручності зведення, вартості, а також архітектурно-функціональної доцільності. В результаті було визначено найбільш оптимальну конструктивну схему, що забезпечує мінімальні матеріальні витрати при збереженні високих показників надійності та жорсткості, й саме вона була обрана для подальшої деталізації у наступних розділах проєкту.

В архітектурно-будівельному розділі роботи здійснено розроблення комплексного об'ємно-просторового рішення бізнес-центру, з урахуванням сучасних вимог до організації офісних приміщень, нормативних параметрів інсоляції, природного освітлення та евакуаційних заходів. Запроектовано планувальні схеми поверхів, визначено функціональне зонування, конструкцію покриття та типові фасадні рішення. Проведено теплотехнічний аналіз зовнішніх огорожувальних конструкцій відповідно до чинних вимог щодо енергоефективності, що дозволило обґрунтувати вибір матеріалів і товщини стінових шарів з урахуванням температурного режиму регіону.

Розділ розрахунково-конструктивного забезпечення містить розробку основної просторової розрахункової моделі будівлі, сформованої в середовищі інженерного програмного комплексу SCAD Office. У рамках цього етапу здійснено підбір та перевірку основних несучих елементів, включаючи колони, ригелі, плити

перекриття та діафрагми жорсткості. Окремо було розглянуто питання підземної частини будівлі, де виконано розрахунок пальово-плитного фундаменту. Порівняльний аналіз варіантів пальових систем (забивних та буронабивних) дозволив технічно обґрунтувати доцільність використання буронабивних паль для даного інженерно-геологічного середовища.

Отримані результати комплексного інженерного аналізу підтверджують технічну та містобудівну доцільність реалізації багатоповерхової адміністративної будівлі у м. Дніпро. Проєкт відповідає сучасним вимогам до офісної інфраструктури, враховує актуальні тенденції енергоефективного проектування та здатен забезпечити високий рівень експлуатаційної надійності упродовж прогнозованого терміну служби.

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 Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 158 с.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Будівництво. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 103 с.
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. Гудь, М. І., Бойко, Р. А., & Кравчук, С. В. (4.6). Конструктивні рішення перекриття висотних громадських споруд. Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “, 29-29.
9. Hud, M., Koval, I., & Frankiv, M. (4.7). 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. Підгурський М.І. Проектування металевих конструкцій. Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Теоретичні основи проектування з прикладами розрахунку / М.І. Підгурський, І.М. Підгурський. – Тернопіль: ФОП Паляниця В.М, 2021. – 236 с.

12. Клименко, Ф. Є., Барабаш, В. М., & Стороженко, Л. І. (4.8). Металеві конструкції: підручник. Львів: Світ, 312.
13. Пермяков, В. О., Нілов, О. О., & Шимановський, О. В. та ін. Металеві конструкції: підручник. Київ: Видавництво «Сталь», 2008. 812 с.
14. Закон України "Про пожежну безпеку". – Київ: Верховна Рада України, 1993.
15. ДСТУ Б В.2.7-300:2016. Безпека праці при виробництві будівельних матеріалів. – Київ: ДП «Український науково-дослідний і проектний інститут будівельних матеріалів», 2016. – 45 с.
16. ДБН В.2.2-41:2019 Висотні будівлі. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2019.
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 EN 81-20:2016 Безпечність конструкції і експлуатації ліфтів. Частина 20. Ліфти пасажирські і вантажопасажирські. – К.: Мінекономрозвитку України, 2016. – 120 с.
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. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіон України. — Київ: Мінрегіон, 2009 (із зміною № 1 від 16.01.2020).

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. Вukiv, N., Yasniy, P., Lapusta, Y., & Iasnii, V. (2022). Finite element analysis of reinforced-concrete beam with shape memory alloy under the bending. *Procedia Structural Integrity*, 36, 386-393..

30. Ясній, В. П., & Микитишин, Т. (2023). Вплив форми та розміру зразків на міцність бетону за стиску. *Вісник Тернопільського національного технічного університету*, 111(3), 97-105..

31. ДСТУ Б В.2.8-10-98:1999. Стропи вантажні. Класифікація, параметри та розміри. Технічні вимоги. — Київ: Держбуд України, 1999.

32. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. — 38 с.

33. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. — 50 с.