

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

Центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проектування будівлі ІТ центру в Харкові з дослідження роботи залізобетонного каркасу (комплексна тема)

Виконали: студенти 2 курсу, групи МБд-2
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності)

Студенти

Вівчар П.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Френдій Ю.І.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Мельник Л.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Сорочак А.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

Чубик В.Ф.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2022

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

Факультет центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

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

студентам Вівчару Павлу Михайловичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проектування будівлі ІТ центру в Харкові з дослідження роботи залізобетонного каркасу (комплексна тема)

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

Затверджені наказом ректора від «14» листопада 2022 року № 4/7-907

2. Термін подання студентом завершеної роботи до 15.12.2022

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)
16-24 листа формату А1

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викладач		
Нормоконтроль	Сорочак А.П. доцент		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурний розділ		
2.	Розрахунково-конструктивний розділ		
3.	Науково-дослідна частина		
4.	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях		
5.	Графічне оформлення креслень		

Студенти _____
(підпис)

Вівчар П.М. _____
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____
(підпис)

Мельник Л.М. _____
(прізвище та ініціали)

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

Факультет центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

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

студентам Френдію Володимирі Дмитровичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проектування будівлі ІТ центру в Харкові з дослідження роботи залізобетонного каркасу (комплексна тема)

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

Затверджені наказом ректора від «14» листопада 2022 року № 4/7-907

2. Термін подання студентом завершеної роботи до 15.12.2022

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)
16-24 листа формату А1

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викладач		
Нормоконтроль	Сорочак А.П. доцент		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурний розділ		
2.	Розрахунково-конструктивний розділ		
3.	Науково-дослідна частина		
4.	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях		
5.	Графічне оформлення креслень		

Студенти _____
(підпис)Френдій В.Д.
(прізвище та ініціали)Керівник роботи _____
(підпис)Мельник Л.М.
(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	7
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ	10
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього виду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	10
1.1.1 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових і архітектурно-художніх рішень.....	10
1.1.2 Вертикально-планувальні рішення і розрахунок вертикального транспортування.....	11
1.1.3 Опис рішень по оздобленні приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого і технічного значення	12
1.1.4 Підземний паркінг	12
1.1.5 Інженерні, складські, архівні та обслуговуючі приміщення, включаючи сходові клітки	13
1.1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації і іншого впливу.....	13
1.1.7 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду, його просторової, планувальної та функціональної організації	14
1.2 Функціональні рішення надземної частини	15
1.2.1 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових і архітектурно-художніх рішень, в тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва	15
1.2.2 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва ...	15

	4
1.2.3 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого і технічного значення	16
1.2.4 Торгові приміщення.....	16
1.2.5 IT приміщення.....	16
1.2.6 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей	17
1.2.7 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу	17
1.2.8 Опис рішень за світлообгородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден	18
1.2.9 Опис рішень по декоративно-художньому і кольоровому оздобленню інтер'єрів	18
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	19
2.1 Характеристики майданчика будівництва	19
2.2 Характеристика будівлі	19
2.3 Варіантне проектування будівельних конструкцій.....	20
2.3.1 Варіант №1 - Монолітне залізобетонне перекриття з опиранням по контуру на монолітні балки	20
2.3.2 Варіант №2 – Монолітне залізобетонне перекриття по профільованого настилу балочної клітки з двотаврів	22
2.3.3 Визначення об'ємів і собівартості матеріалів на влаштування монолітного залізобетонного перекриття по профільованому настилу балочної клітки із широкопідлогових двотаврів.....	23
2.3.3 Вибір конструкцій перекриття поверху підземного паркування	24
2.4 Підземна частина будівлі	25

	5
2.4.1 Збір навантажень.....	25
2.4.2 Тиск ґрунту.....	26
2.5 Проектування елементів каркаса підземної частини будівлі	26
2.5.1 Проектування плити перекриття на відм. -9,000	26
2.5.2 Проектування центрального ядра жорсткості	29
2.5.3 Проектування діафрагми жорсткості підземної частини будівлі	31
2.5.4 Проектування колони Км-1 і Км-2	33
2.6 Характеристика надземної частини будівлі	36
2.6.1 Збір навантажень.....	37
2.6.2 Снігове навантаження	41
2.6.3 Навантаження від скління.....	42
2.7 Проектування елементів каркасу надземної частини будівлі	43
2.7.1 Проектування плити перекриття на відм. +8,400	43
2.7.2 Проектування центрального ядра жорсткості	45
2.7.3 Проектування стіни ліфтової шахти	48
2.7.4 Проектування колони Км-1	50
2.7.5 Розрахунок закладної деталі, що з'єднує сталеву балку з залізобетонним ядром	59
2.8 Проектування фундаменту	63
2.8.1 Вихідні дані для проектування.....	63
2.8.2 Проектування пальового фундаменту	67
2.8.3 Проектування буронабивної палі	68
2.8.4 Проектування палі-оболонки.....	76
2.8.5 Спільний розрахунок схеми будівля-фундамент-основа	83

	6
2.8.6 Розрахунок армування буронабивної палі	86
2.8.7 Розрахунок армування фундаментної плити	88
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	94
3.1 Розрахункова модель підземної частини будівлі в ПК SCAD Office 21.1	94
3.2 Результати розрахунку	95
3.3 Розрахунок моделі надземної частини будівлі в ПК SCAD Office 21.1	101
3.4 Результати розрахунку	102
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	105
4.1 Охорона праці.....	105
4.1.2 Захисне заземлення.....	109
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	111
4.2.1 Оцінка стійкості об'єкта будівництва до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості.....	111
4.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на об'єкті будівництва.....	113
ВИСНОВКИ	117
БІБЛІОГРАФІЯ	118

ВСТУП

Сучасне місто складно представити без висотних будівель і споруд, їм прагнуть надати універсальність, розширюють їх призначення, надаючи їм різну форму, ділячи на функціональні зони. А також висотні будівлі і спорудження допомагають максимально ефективно використовувати ділянки землі, підвищуючи місткість, ефективність експлуатації і інтенсивність.

Конструктивною основою висотних будівель є сталевий, залізобетонний або комбінований каркас з простим ядром жорсткості або плоскими діафрагмами-зв'язками.

В більшості висотних будівель передбачено ядро жорсткості, яке сприймає горизонтальні навантаження від примикаючих частин будівлі і забезпечує стійкість і просторову жорсткість всієї будівлі в процесі монтажу і експлуатації.

Актуальність теми. Перевагами монолітного будівництва є зниження розходу сталі. Крім цього, необмежена кількість типорозмірів елементів і широкий вибір можливостей проектування геометричних форм конструкцій привели до створення нових, більш прийнятних об'ємно-планувальних рішень будівлі, втіленню раніше неможливих архітектурних ідей.

Мета роботи: Розробка проекту висотної будівлі ІТ центру з дослідженням роботи залізобетонного каркасу.

Об'єкт досліджень – просторові залізобетонні каркаси висотних громадських будівель.

Предмет дослідження – просторові залізобетонні каркаси висотних житлових будівель в об'ємній постановці при дії експлуатаційних навантажень.

Доцільність проведення досліджень зумовлена тим, що отримані результати дадуть можливість підвищити економічність та довговічність висотних громадських будівель із залізобетонним каркасом при їх експлуатації.

Завдання роботи:

- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення висотної будівлі із залізобетонним каркасом;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій багатоповерхової громадської будівлі;
- виконати статичний розрахунок комбінованого каркасу висотної житлової будівлі в об’ємній постановці при дії пульсуючих знакозмінних навантажень;
- розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

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

Галузю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих висотних багатоповерхових будівель із залізобетонним каркасом.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання залізобетонного каркасу у висотних громадських будівлях в об’ємній постановці.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції громадських висотних будівель із залізобетонним каркасом в об’ємній постановці.

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на міжнародній науково-технічній конференції присвяченій 70 - річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича «Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 10-11 листопада 2022 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: залізобетонний каркас, IT-центр, скінченні елементи.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

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

Розглянута будівля - висотний 50-ти поверховий ІТ-центр розташовується в м. Харків.

В данному розділі підземна частина будівлі, представлена у вигляді коробчастого фундаменту з трьома підземними поверхами і одним цокольним, призначеним для розміщення трьохповерхової підземної парковки і технічних обслуговуючих приміщень.

Поверховість підземної частини - 5 поверхів.

У плані підземна частина будівлі являє собою рівносторонній восьмикутник зі сторонами 34,650 м між осями.

У центральній частині будівлі розташовано монолітне ядро жорсткості, внутрішній діаметр якого 24,5 м.

Зовнішній обгороджуючий шар - залізобетонна стіна в ґрунті товщиною 1,5 м.

Перегородки - цегла КР-р-у 250x120x88/1,4НФ/100/1,4/35/ ГОСТ530-2012, товщиною 120 мм і 250 мм.

1.1.1 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових і архітектурно-художніх рішень.

Проектом передбачається розробка об'ємно-планувальних рішень підземної частини висотного ІТ-центру.

Ядро жорсткості включає в себе розміщення ліфтових шахт і сходових кліток, санітарні вузли, кладові приміщення.

На -1 поверсі громадської будівлі розміщуються:

- вбудовані контрольно-пропускні пункти (КПП) підземної автостоянки;

- приміщення для персоналу;
- кладовка прибирального інвентаря;
- складські приміщення;
- архівні приміщення;
- розподільні вузли інженерних мереж.

На - 2 поверсі розташовані:

- інженерне обладнання;
- технічні приміщення;
- побутові обслуговуючі приміщення.

Підземна автомобільна стоянка, розрахована на 240 машинно-місць, розташована на -3, -4, -5 поверхах.

У плані підземна частина будівлі являє собою рівносторонній восьмикутник зі сторонами 34,65 м між осями.

У центральній частині будівлі розташовано монолітне ядро жорсткості, внутрішній діаметр якого 24,5 м.

1.1.2 Вертикально-планувальні рішення і розрахунок вертикального транспортування

Сходові клітки, розташовані в ядровій частині будівлі, відносяться до типу НЗ - сходові клітки з входом на них на кожному поверсі через тамбур-шлюз, в якому постійно або під час пожежі забезпечується підпір повітря. Виготовлені з монолітного залізобетону.

Вхід і вихід на евакуаційні сходи здійснюється з хола першого поверху через тамбур, споряджений вогнестійкими дверима. Двері відкриваються в сторону виходу з будівлі. Сходові клітки мають природне освітлення.

Підземні поверхи (з -1-го по -5-ий) мають додаткові сходові клітки типу

НЗ, що мають вихід на вулиці на рівні -1 поверху.

Вертикальні зв'язки між поверхами здійснюються наявністю двадцяти одного ліфта.

Підземні поверхи мають зв'язок з надземними через дев'ятнадцять ліфтів, розташованих в ядровій частині будівлі (OTIS SKYRISE 2000 кг), і двох ліфтів (з -1 по -5 поверхи) марки OTIS 2000, розташованих біля зовнішньої стіни з виходом на вулицю на відмітці - 3,000.

Пожежні ліфти, в кількості двох штук, розташовані в ядровій частині, мають з'єднання з -5 по 50 поверхи. Марка ліфтів: OTIS SKYRISE, 3000 кг.

1.1.3 Опис рішень по оздобленні приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого і технічного значення

Внутрішнє оздоблення приміщень підземних поверхів виконано у відповідності з функціональним призначенням, санітарними нормами і правилами.

1.1.4 Підземний паркінг

Згідно норм оздоблення стін і стелі автостоянки повинно бути виконано з негорючих матеріалів.

Стіни

Стіни підземної парковки товщиною 1500 мм, включаючи діафрагми жорсткості і ядро товщиною 1500 мм, виконані з монолітного залізобетону В50.

Монолітні стіни покриті епоксидною фарбою WAREX 660, стійкою до стирання і агресивним речовинам.

Стеля

Стеля підземного паркування також покрита епоксидною фарбою WAREX 660.

Підлоги

Покриття підлог автостоянки має бути стійким до впливу нафтопродуктів

і розраховані на сухе (у тому числі механізоване) прибирання приміщення.

Підлоги паркування виконані з високонаповненого жорстко-еластичного покриття Sika:

- ґрунтовий шар - Sikafloor 161;
- основний шар - Sikafloor 362 з додаванням кварцового піску Sika фракції 0,1-0,4;
- фінішний шар - Sikafloor 161.

1.1.5 Інженерні, складські, архівні та обслуговуючі приміщення, включаючи сходові клітки

Стіни

Внутрішні стіни -1 і -2 поверхів виконані з цегляної кладки товщиною 120 і 250 мм. Облицьовані штукатуркою на цементно-вапняному розчині, покриті шпакльовочним шаром і фінішним покриттям – сертифікована фарба категорії KM1.

Стеля

Стелі покриті шпаклювальним шаром і фінішним покриттям – сертифікована фарба категорії KM1 для залів, складів і інших приміщень CO2-3.

Підлоги

Підлогове покриття - керамічна плитка товщиною 6 мм на клейовому розчині.

1.1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації і іншого впливу

Основними джерелами шуму в підземній частині офісної будівлі є:

- ударний і структурний шум від автомобілів, що в'їжджають і виконують маневри на підземній упаковці;

- ударний шум з вищерозташованих приміщень, що розповсюджується по плиті перекриття;
- структурний шум від інженерно-технологічного обладнання будівлі;
- високочастотна вібрація електрощитової, розповсюджується по несучих конструкціях будівлі;
- середньочастотна вібрація насосного та очисного обладнання, що розповсюджується по несучих конструкціях будівлі;
- низькочастотна вібрація вентиляційного обладнання, а також середньочастотна вібрація вентиляційних коробів і повітроводів, що розповсюджуються по несучих конструкціях будівлі;

Структурний шум від роботи ліфтового обладнання.

При проектуванні об'єкта зниження шуму і вібрації на шляху розповсюдження досягається комплексом будівельно-акустичних заходів: архітектурно-планувальний і акустичних.

Архітектурно-планувальні – планування приміщень і конструкцій будівель, при яких джерела шуму максимально віддалені від приміщень з найменшими допустимими рівнями шуму, і межують з такими, де менш жорсткі вимоги до допустимих рівнів шуму.

1.1.7 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду, його просторової, планувальної та функціональної організації

У даному розділі розробляється надземна частина офісного IT-центру. Проектна будівля являє собою в плані правильний восьмикутник зі сторонами 23,45 м.

Висота будівлі - 212 м.

Кількість надземних поверхів – 50, підземних – 5.

Висота надземних поверхів, включаючи перший - 4,2 м, підземних - 3 м.

Конструктивна схема будівлі - каркасно-ствольна.

У центральній частині будівлі розташовано залізобетонне ядро жорсткості, внутрішній діаметр якого 24,5 м.

П'ятнадцятий, тридцятий і сорок п'ятий поверхи є технічними.

Всі технічні приміщення багатофункціонального комплексу обслуговуються єдиною експлуатаційною керуючою компанією.

1.2 Функціональні рішення надземної частини

1.2.1 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових і архітектурно-художніх рішень, в тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва

Ядро жорсткості включає в себе розташування ліфтових шахт і лікарняних маршів, санітарні вузли, кладові приміщення.

На 1 поверсі громадського будинку розміщуються:

- 2 магазини одягу;
- ювелірний магазин;
- санвузли;
- кімнати прибирального інвентаря;
- пункти охорони.

З 2-50 поверхи розміщені приміщення ІТ-центру.

У центральній частині будівлі розташовано залізобетонне ядро жорсткості, внутрішній діаметр якого 24,5 м.

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

Композиційне рішення фасадів з об'ємно-просторовим рішенням має на меті створення економічно ефективного і виразного фасаду. Фасад 1-го поверху будівлі являє собою колони, оздоблені алюмінієвими панелями «Goldstar», і вітражними системами. Для облицювання фасаду

використовувалося особливо міцне багатошарове скло товщиною 4,2 см. Воно складалося з наступних шарів: закалене скло товщиною 8 мм, що не створює великих і горстих осколків у випадку пошкодження; пустий простір товщиною 16 мм, заповнений аргоном; термозміцнене скло товщиною 8 мм; зв'язуюча плівка товщиною 1,5 мм; термозміцнене скло товщиною 8 мм; термовідображаюче напилення, яке надає склу синій відтінок при яскравому сонці і голубому небі і сіро-голубий в похмуру погоду.

1.2.3 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого і технічного значення

Внутрішнє оздоблення приміщень надземних поверхів виконано у відповідності з функціональним призначенням, санітарними нормами і правилами.

1.2.4 Торгові приміщення

Стіни

Внутрішні стіни виконані з цегляної кладки товщиною 120 і 250 мм. Облицьовані штукатуркою на цементно-піщаному розчині, покриті шпаклювальним шаром і фінішним покриттям фарбою ВА за 2 рази.

Підлоги

Підлогове покриття - гранітна плитка товщиною 20 мм на клейовому розчині.

Стеля

Затирка, покраска ВА білого кольору за 2 рази.

1.2.5 IT приміщення

Стіни

Внутрішні стіни виконані з цегляної кладки товщиною 120 мм.

Облицьовані штукатуркою на цементно-піщаному розчині, покриті шпаклювальним шаром і фінішним покриттям фарбою ВА за 2 рази.

Підлоги

Підлогове покриття - гранітна плитка товщиною 20 мм на клейовому розчині.

Стеля

Оздоблення стелі представлено в вигляд підвісних стель «Армстронг».

Всі металеві несучі елементи каркаса фарбуються вогнезахисною фарбою «Уніпол»

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

Планування приміщень виконано з урахуванням норм природного освітлення і умов інсоляції. Панорамне скління фасаду дозволить оптимально використовувати природне денне освітлення. При проектуванні вітражів враховані нормативні коефіцієнти природного освітлення: для офісів коефіцієнт природного освітлення рівний 0,6%; для решти виробничих і складських приміщень, а також обіднього залу ресторану і кафе, магазинів коефіцієнт природного освітлення не нормується.

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

При проектуванні об'єкта зниження шуму і вібрації на шляху розповсюдження досягається комплексом будівельно-акустичних заходів: архітектурно-планувальних і акустичних.

Архітектурно-планувальні – планування приміщень і конструкцій будівлі, при яких джерела шуму максимально віддалені від приміщень з найменш

допустимими рівнями шуму, і межують з такими, де менш жорсткі вимоги до допустимих рівнів шуму.

1.2.8 Опис рішень за світлообгородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден

Будівля повинна мати світлове огороження на верхній точці і нижче через кожні 45 метрів, при цьому в верхніх точках будівлі повинно бути встановлено не менше двох загороджуючих вогнів, що працюють одночасно. Для забезпечення безпеки польотів повітряних суден, поблизу висотних будівель на покрівлі будівлі розміщені авіаційні вогні таким чином, що з будь-якого напрямку в горизонтальній площині було видно не менше двох вогнів.

1.2.9 Опис рішень по декоративно-художньому і кольоровому оздобленню інтер'єрів

Декоративно-художнє і колірне оздоблення приміщень технічного призначення, ліфтових холів, коридорів, сходових кліток і офісних приміщень припускається в спокійній кольоровій гамі. Оформлення інтер'єрів магазинів здійснюється відповідно з дизайн-проектом.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Характеристики майданчика будівництва

Клімат у м. Харків –помірно-континентальний з чітко вираженою сезонністю.

Вибраний майданчик будівництва характеризується наступними даними:

- кліматичний район - II В;
- вітровий район - I;
- сніговий район - III.
- зона вологості - 2 (нормальна);
- середня температура повітря найбільш холодної п'ятиденки мінус 29°C;
- розрахункове снігове навантаження - 1,5 кПа/м² (III сніговий район);
- нормативне ветрове навантаження - 0,23 кПа/м²;
- переважаючий напрямок вітру - південно-західний.

Розрахункова сейсмічність майданчика будівництва – 5 балів, у відповідності з картою С, що використовується при будівництві висотних будівель і споруд загального сейсмічного районування.

2.2 Характеристика будівлі

Конструктивна система підземної частини будівлі складається з фундаментної плити товщиною 2500 мм і розпорних діафрагм жорсткості товщиною 1500 мм і колон, розподілених радіально від монолітного ядра жорсткості будівлі діаметром 24500 мм. Вся система створює єдиний каркас завдяки плитам перекриття і контурним стінам товщиною 1500 мм.

По периметру будівлі розташована монолітна стіна в ґрунті товщиною

1500 мм. Основна роль - сприйняття навантажень від ґрунту і захист від ґрунтових вод на момент влаштування внутрішніх елементів елемента фундаменту.

Вузли з'єднання стін, діафрагм і колон з перекриттями - жорсткі, що забезпечує просторову незмінність і стійкість будівлі.

Фундаментна плита прийнята з бетону В50, F200, W6 товщиною 2,5 м. Колони, що сприймають навантаження від перекриттів будівлі, монолітні залізобетонні з бетону класу В50, F150, W8 перерізом 500×500 мм. Колони, що сприймають навантаження від скління будівлі, вітрове і снігове навантаження, мають розміри 1500х1500 мм і опускаються до відм. 15,000.

Діафрагми жорсткості - монолітні залізобетонні товщиною 1500 мм з бетону класу В50, F150, W8.

Перекриття - суцільні з бетону класу В50, F150, W8, товщина плити 250 мм.

Внутрішні перегородки - цегляні товщиною 120 і 250 мм.

Сходи - монолітні залізобетонні з монолітними залізобетонними майданчиками з бетону класу В50, F150, W8.

2.3 Варіантне проектування будівельних конструкцій

Варіантне проектування є першим етапом дипломного проектування. Розглянемо два варіанти конструктивних рішень перекриття типового поверху: монолітне залізобетонне перекриття з опиранням по контуру на монолітні балки і монолітне залізобетонне перекриття по профнастилу.

2.3.1 Варіант №1 - Монолітне залізобетонне перекриття з опиранням по контуру на монолітні балки

Розглянута будівля - висотний 50-ти поверховий офісний центр.

В даному проекті розробляється підземна частина будівлі, представлена в вигляді коробчастого фундаменту з чотирьма підземними поверхами і одним цокольным, призначеним для розміщення трьохповерхової підземної парковки і

технічних обслуговуючих приміщень.

Поверховість підземної частини – 5 поверхів.

Міцність і стійкість коробчастого фундаменту забезпечується спільною роботою монолітних радіальних діафрагм жорсткості і ядра в вертикальних площинах і горизонтальними дисками монолітних залізобетонних перекриттів і залізобетонних балок в горизонтальних площинах.

Для спільної роботи елементів в підземній частині будівлі, стін і дисків перекриттів, проектом передбачено монолітне жорстке сполучення стін з фундаментною плитою і монолітне жорстке сполучення діафрагм, балок і перекриттів.

Перекриття - монолітні плоскі балочні, товщиною 250 мм. Балки монолітні залізобетонні, 400х600 мм. Колони монолітні залізобетонні перерізом 500х500 і залізобетонні колони 1500х1500 мм. Горизонтальні навантаження сприймаються монолітними діафрагмами, товщина яких становить 1500 мм і колонами.

Перевага використання залізобетонних балок в балочному монолітному перекритті:

- висока міцність;
- вогнестійкість;
- низька вартість у порівнянні з металоконструкціями;
- стійкість до корозії. Бетон практично не піддається впливу вологого середовища.

Недоліками даного варіанта є:

- складність зведення в зимовий період;
- час зведення залізобетонних конструкцій збільшує терміни зведення будівлі;
- потребує використання великої кількості ресурсів: підйомної техніки і влаштування опалубки;
- великий розмір монолітного бетону;

– велика вага залізобетонних конструкцій.

Монолітне залізобетонне перекриття з опиранням по контуру на монолітні балки представлено на рисунку 2.1.

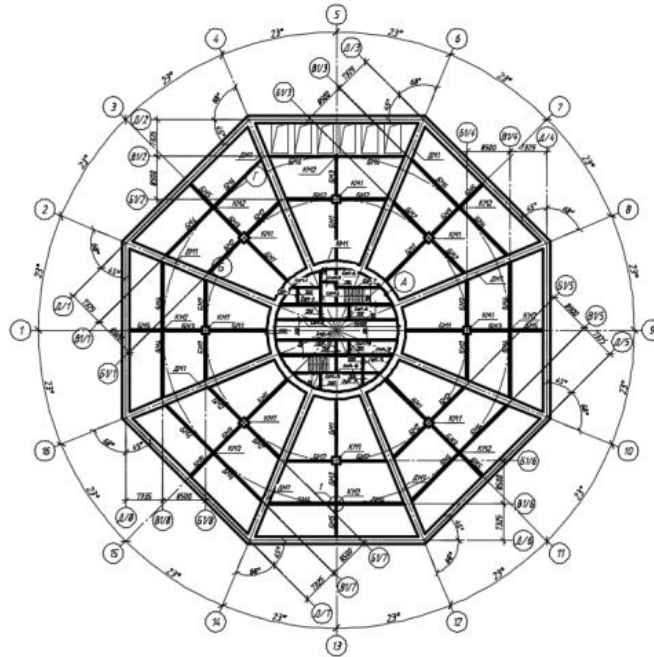


Рисунок 2.1 – Конструктивна система залізобетонного перекриття з опиранням по контуру на монолітні балки

2.3.2 Варіант №2 – Монолітне залізобетонне перекриття по профільованого настилу балочної клітки з двотаврів

Підземна частина будівлі з монолітними залізобетонними несучими вертикальними конструкціями, сталеву балочною кліткою і перекриттями з профільованого настилу і шару бетону.

Сталеві конструкції перекриттів складаються з профільованого настилу СКН75Z-1000. Листи мають поперечний переріз трапеціодальної форми.

Перевага залізобетонних перекриттів за профільованим настилом:

- незначна вага;
- швидкий монтаж;
- відсутність потреби в опалубці для бетону;
- суцільні листи забезпечують захист працівників в нижніх поверхах.

Недоліки перекриттів з профільованого настилу:

– сталеві листи є, по суті, опалубкою, що залишається в конструкції, а тому необхідне особливе вогнезахисне облицювання знизу.

Монолітне залізобетонне перекриття по профільованому настилу і балочній металевій клітці на рисунку 2.2.

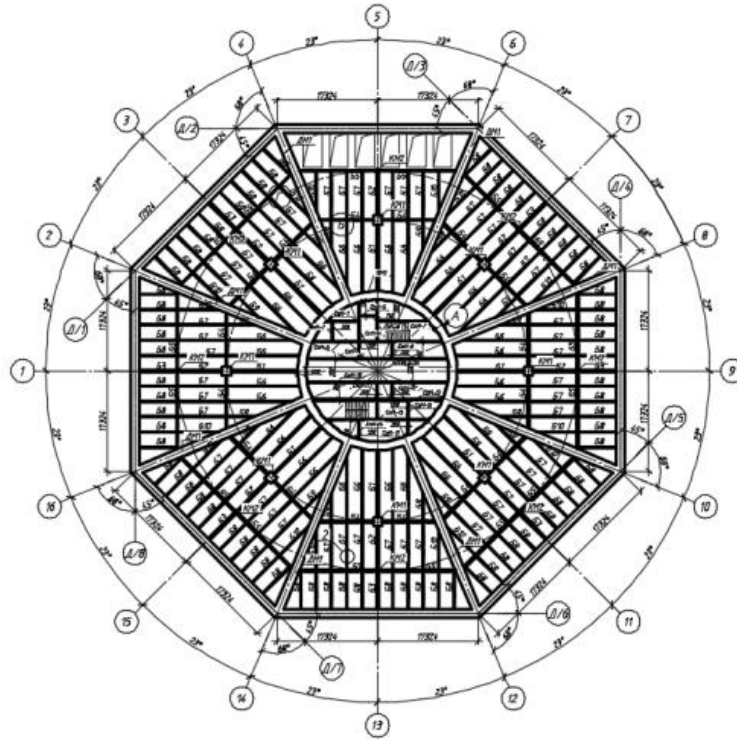


Рисунок 2.2 – Конструктивна схема монолітного залізобетонного перекриття з профільованим настилом

2.3.3 Визначення об'ємів і собівартості матеріалів на влаштування монолітного залізобетонного перекриття по профільованому настилу балочної клітки із широкопідлогових двотаврів

Підбір перерізів сталевих широкопідлогових двотаврів зроблено в ПК SCAD.

Підбір перерізів сталевих двотаврів зроблено в ПК SCAD.

Результати підбору сталевих конструкцій головної балки Б1 і другорядної балки Б2 представлені в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 - Результати підбору перерізу

Елемент	Група уніфікації	Переріз для експертизи	Результат підбору
Б1	-	Двотавр нормативний (Б)	Двотавр нормативний (Б)
Б2	-	Двотавр нормативний (Б)	Двотавр нормативний (Б)

Таблиця 2.3 - Об'єми матеріалів на влаштування монолітного балочного залізобетонного перекриття з опиранням по контуру

№ п/п	Назва	Од. вим	Об'єм
1	Бетон самоущільнюючий В50	м ³	1 203,45
2	Арматурна сталь	т	96,27
3	Профіль двотавровий типу Ш1	т	184,7
4	Профільований настил СКН75Z-1000	м ²	8023

2.3.3 Вибір конструкцій перекриття поверху підземного паркування

Вартість зведення монолітного балочного перекриття з опиранням по контуру менша собівартості матеріалів на зведення монолітного перекриття по профільованому настилу і металевій балочній клітці.

Монолітний залізобетон в порівнянні зі сталлю при його використанні в каркасах будівлі володіє рядом переваг:

- одне з основних переваг - більш ефективна дисципація (розсіювання) енергії коливань будівлі при вітрових навантаженнях;
- залізобетон більш пожежостійкий, ніж метал, і не потребує вогнезахисту, який спричиняє підвищення трудомісткості і затрати на купівлю вогнезахисних розчинів.

Виходячи також з економічних досліджень, при використанні залізобетону скорочується потрібність у зварюванні і скорочення трудозатрат на болтові з'єднання.

Порівнюючи два варіанти перекриттів, слід зробити висновок, що варіант №1 конструктивної схеми є найвигіднішим з економічної точки зору. Надалі ведемо розрахунок монолітного залізобетонного перекриття з опиранням по контуру на монолітні балки

2.4 Піземна частина будівлі

2.4.1 Збір навантажень

Визначення навантажень на міжповерхові перекриття приведено в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Збір навантаження на міжповерхові перекриття

Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності з навантаження, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
-5,-4 і -3 поверхи			
Постійні навантаження			
1) Фінішний шар Sikafloor 357 $\delta=3$ мм, $\gamma=0,039$ 1300 кг/м ³ (0,003·13);	0,039	1,3	0,0507
2) Основний шар Sikafloor 326 + кварцевий пісок Sika фракції 0,1-0,4 мм, $\delta=3$ мм, $\gamma=1250$ кг/м ³ (0,003·12,5);	0,0375	1,3	0,049
3) Грунтовий шар Sikafloor 161 $\delta=1$ мм, $\gamma=0,014$ 1400 кг/м ³ (0,001·14);	0,014	1,3	0,0182
4) Стяжка з цементно-піщаного розчину В15 $\delta=30$ мм, $\gamma=1800$ кг/м ³ (0,003·18).	0,054	1,3	0,0702
Загалом постійні:	0,144		0,188
Тимчасові навантаження			
1) Експлуатаційна від автомобільного легкового транспорту до 3 т на міжповерхові перекриття	3,5	1,2	4,2
Підсумок:	3,5		4,2
Повне навантаження:	3,644		4,388
-2 поверх			
Постійні навантаження			
1) Основний шар - Sikafloor Level T2 (Cementex T2) $\delta=5$ мм, $\gamma=1300$ кг/м ³ (0,005·13);	0,065	1,3	0,0845
2) Грунтовий шар Sika Level 01 Primer $\delta=1$ мм, $\gamma=1300$ кг/м ³ (0,001·13);	0,013	1,3	0,0169

Продовження таблиці 2.4

3) Стяжка з цементно-піщаного розчиу В15 $\delta=30$ мм, $\gamma = 1800$ кг/м ³ (0,03·18).;	0,54	1,3	0,702
Підсумок:	0,618		0,803
Тривалі навантаження			
1) Вага обладнання	3	1,05	3,15
2) Вага перегородок товщиною $\delta = 250$ мм	0,04	1,1	0,044
Всього тривалі:	3,04		3,194
Повне навантаження:	3,658		3,997

2.4.2 Тиск ґрунту

Тиск на стіну визначається по ґрунту, що має найбільшу потужність залягання.

У нашому випадку суглинок тугопластичний. Характеристики ґрунту:

Висота стіни в ґрунті 17,5 м;

Кут внутрішнього тертя ґрунту $\varphi=20^{\circ}$;

Питома вага ґрунту $\gamma=19,3$ кН/м³.

Виділяємо активний тиск на підпірну стіну на глибині Н по формулі:

$$\sigma_H = \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2}\right) = 19,3 \cdot 17,5 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^{\circ} - \frac{20}{2}\right) = 165,5 \text{кПа.}$$

Дане значення активного тиску ґрунту додається до схеми, як трапецієподібне рівномірно-розподілене навантаження по поверхні стін підвалу.

2.5 Проектування елементів каркаса підземної частини будівлі

2.5.1 Проектування плити перекриття на відм. -9,000

Розрахунок плити перекриття підземної частини будівлі, що сприймає основне навантаження від автомобільного транспорту підземної парковки, виконуємо в програмному комплексі SCAD.

На рисунках 2.3-2.6 представлені результати розрахунків підбору арматури, вираховані в програмному комплексі SCAD.

Армування плити виконуємо по ізополях армування пластин згідно розрахунків ПК SCAD.

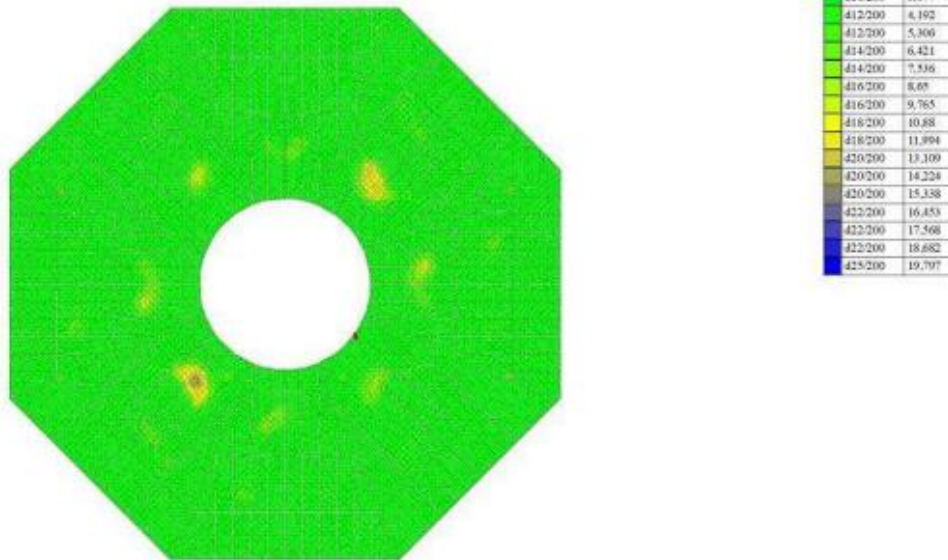


Рисунок 2.3 - Армування плити перекриття на відм.-9,000 з інтенсивністю S_1
(нижня по X)

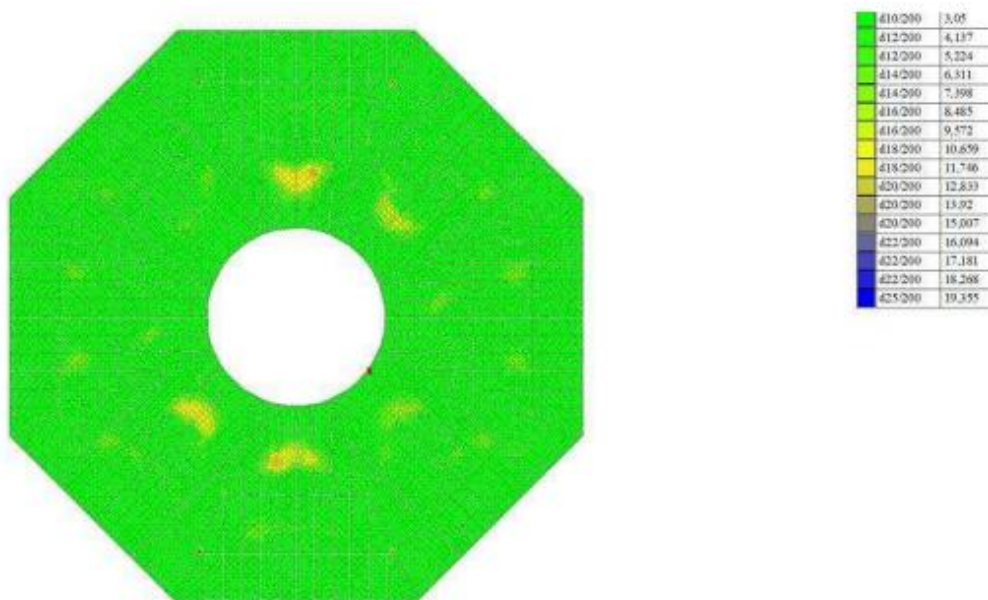


Рисунок 2.4 - Армування плити перекриття на відм. +4,200 з інтенсивністю S_3
(нижня за Y)

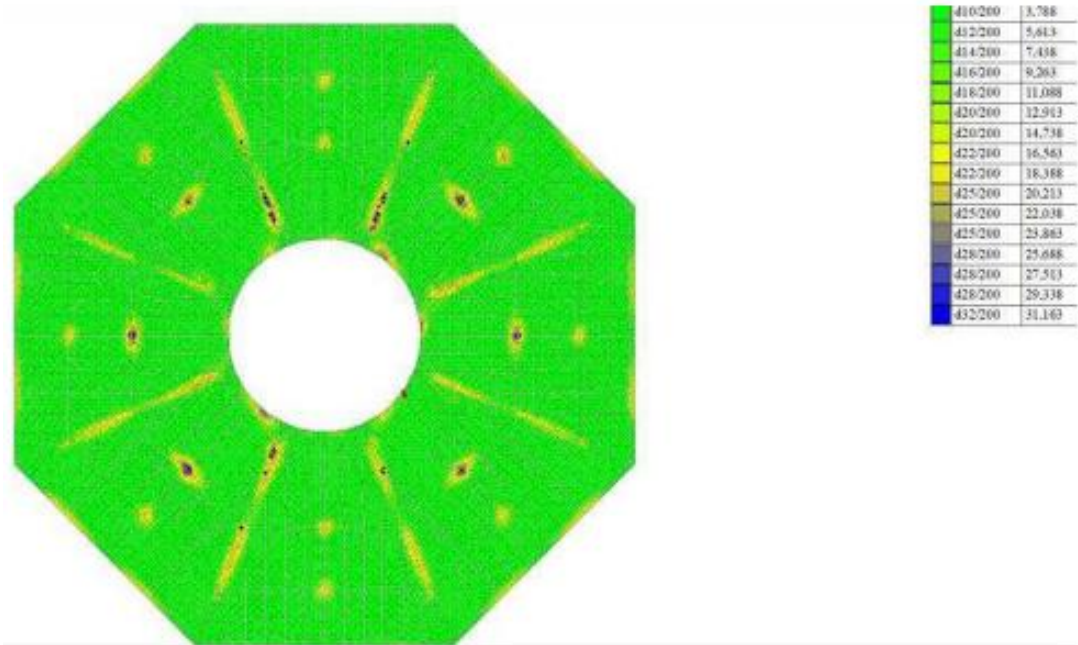


Рисунок 2.5 - Армування плити перекриття на відм.-9,000 з інтенсивністю S_2
(верхня по X)

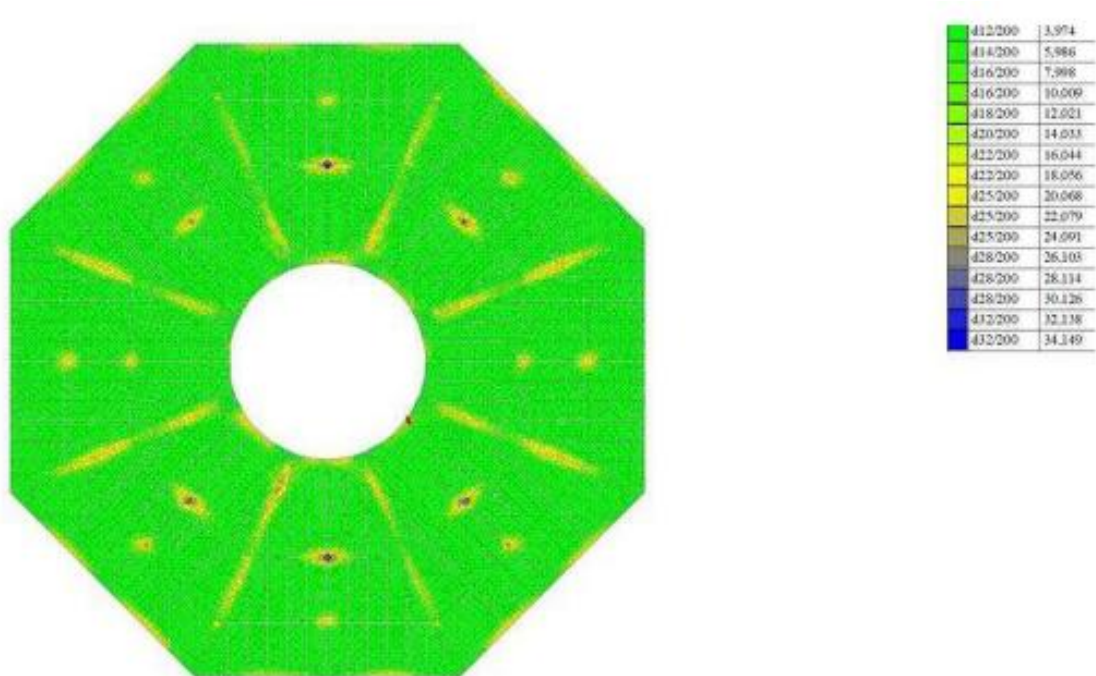


Рисунок 2.6 - Армування плити перекриття на відм.-9,000 з інтенсивністю S_4
(верхня по Y)

2.5.2 Проектування центрального ядра жорсткості

Розрахунок ядра жорсткості будівлі здійснюємо в програмному комплексі SCAD.

Розглядаємо ядро жорсткості ЯМ1 товщиною 1500 мм в рівнях відміток від -3,000 до -15,000.

На рисунках 2.7-2.10 представлені результати розрахунків підбору арматури, вираховані в програмному комплексі SCAD.

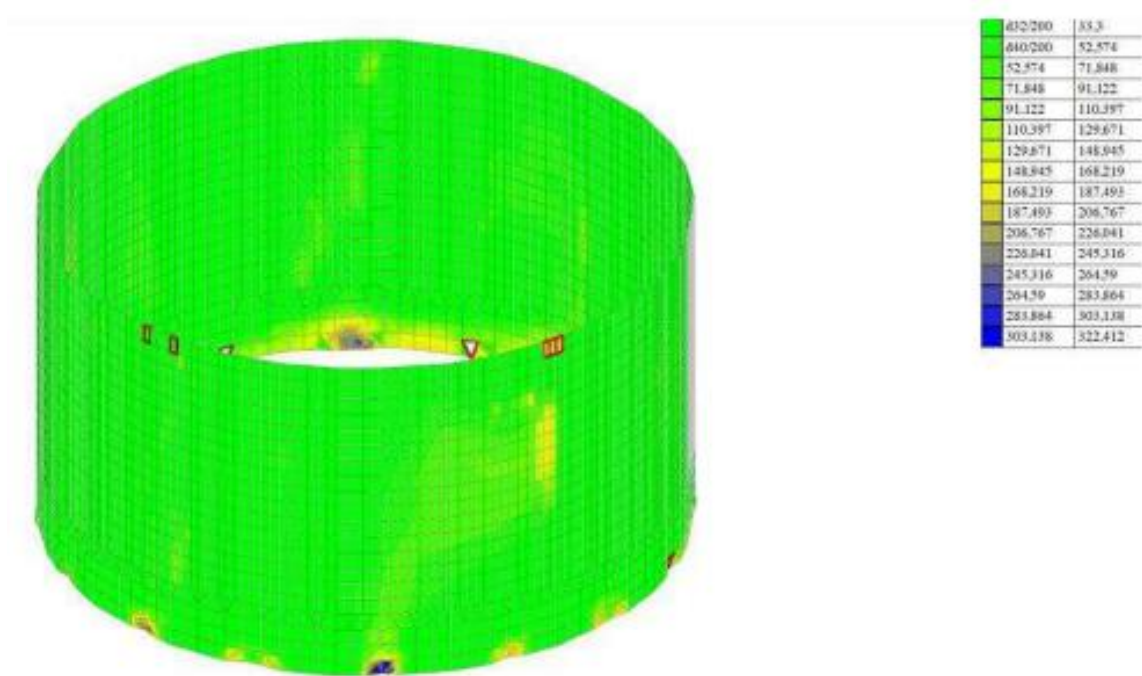


Рисунок 2.7– Арматування ядер жорсткості з інтенсивністю S_1 (нижнє по X)

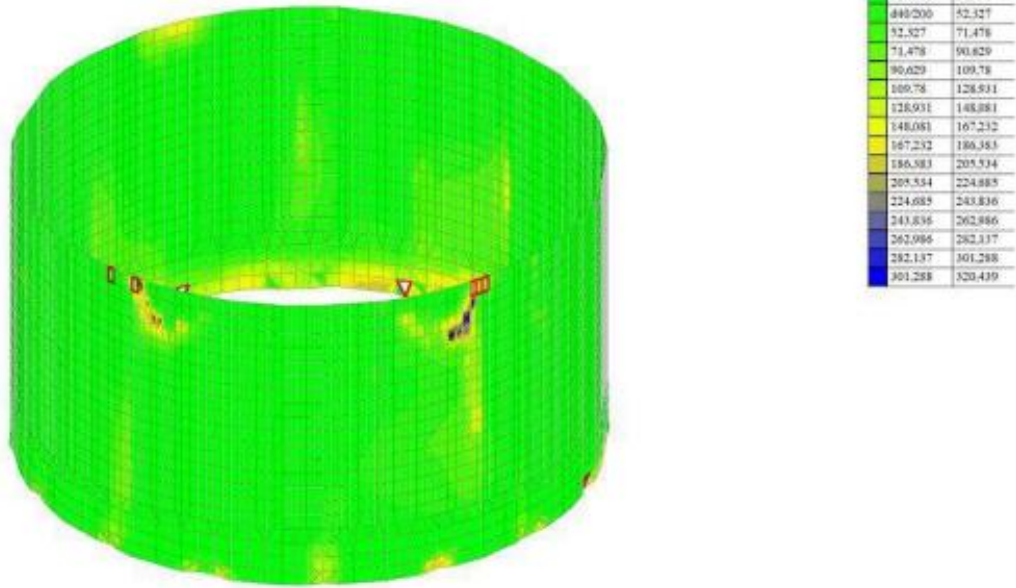


Рисунок 2.8- Армування ядер жорсткості з інтенсивністю S_3 (нижнє по Y)

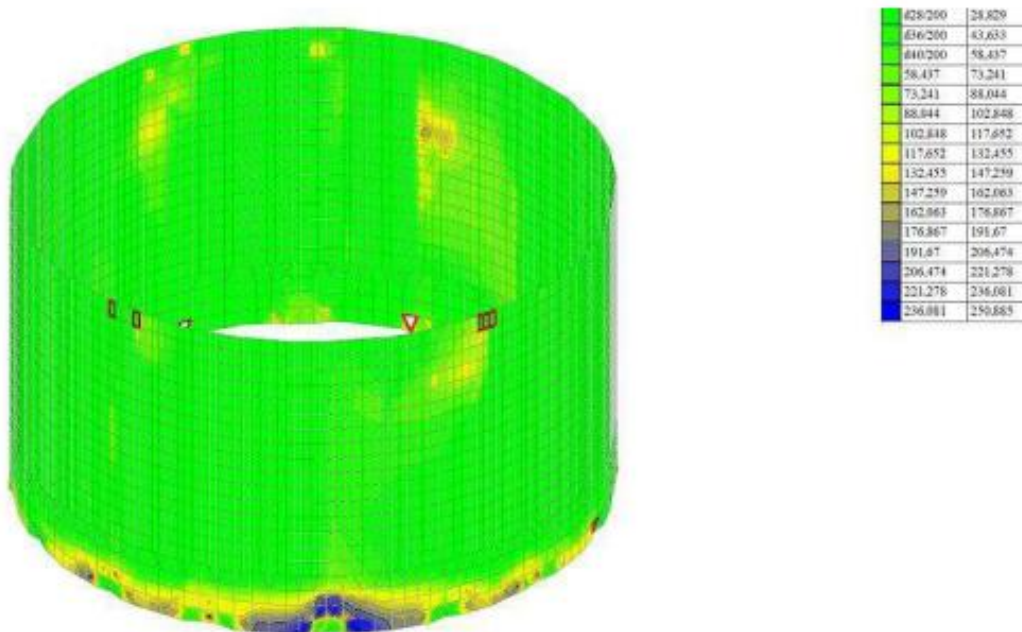


Рисунок 2.9– Армування ядер жорсткості з інтенсивністю S_2 (Верхня по X)

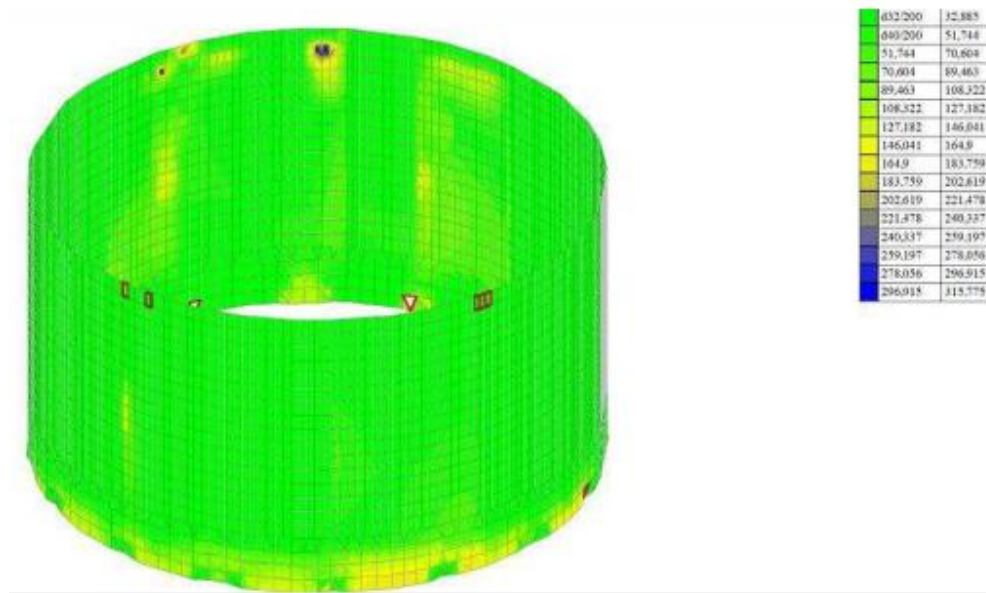


Рисунок 2.10– Армування ядер жорсткості з інтенсивністю S_4 (Верхнє поY)

Результати підбору арматури ПК SCAD

Коефіцієнт надійності $\gamma_n = 1,1$.

Тип елемента - Оболонка; Товщина 1500 мм.

2.5.3 Проектування діафрагми жорсткості підземної частини будівлі

Розрахунок діафрагми жорсткої підземної частини будівлі виконаємо в програмному комплексі SCAD.

Розглянута діафрагма жорсткості ДМ1 (вісь 14) товщиною 1500 мм розташовується в рівнях відміток від -3,000 до -15,000.

На рисунках 2.11-2.14 представлені результати розрахунків підбору арматури, вираховані в програмному комплексі SCAD.

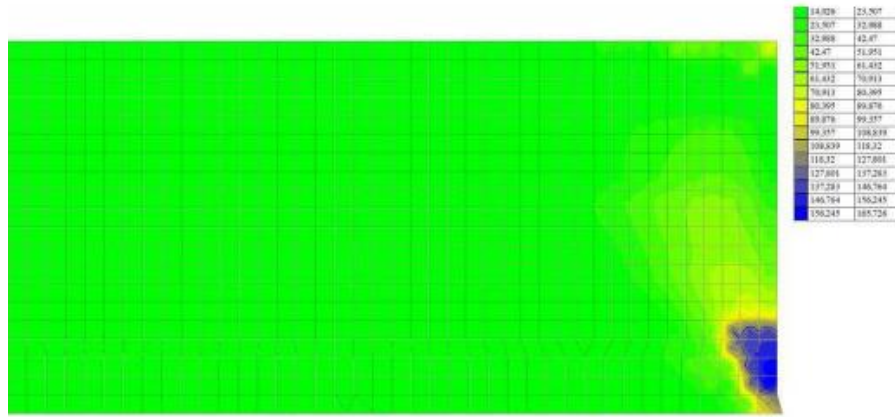


Рисунок 2.11– Армування діафрагми жорсткості з інтенсивністю S_1 (нижнє по X)

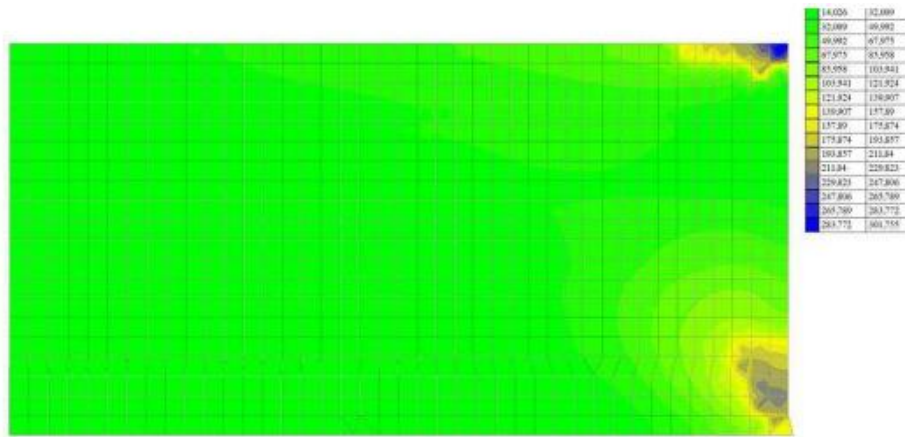


Рисунок 2.12– Армування діафрагми жорсткості з інтенсивністю S_3 (нижнє по Y)

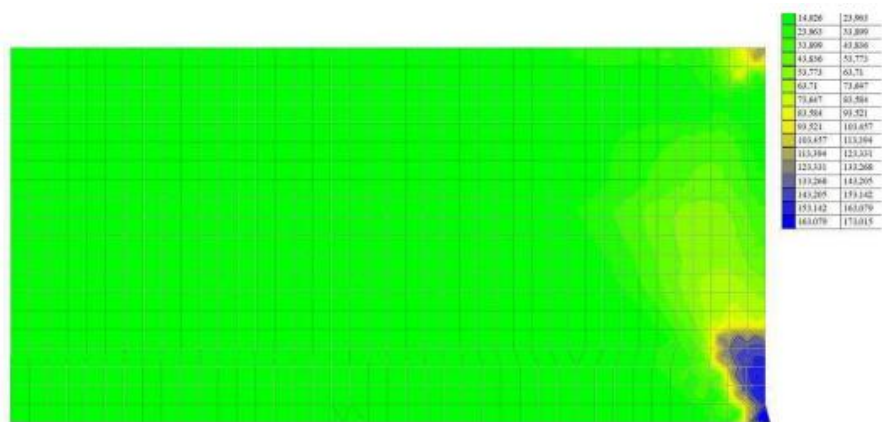


Рисунок 2.13– Армування діафрагми жорсткості з інтенсивністю S_2 (Верхнє по X)

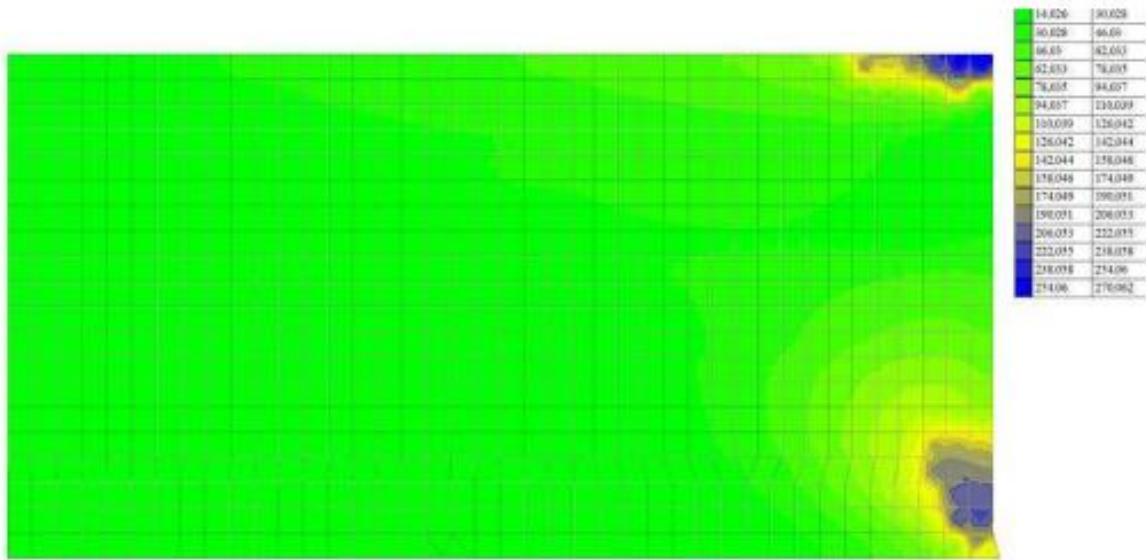
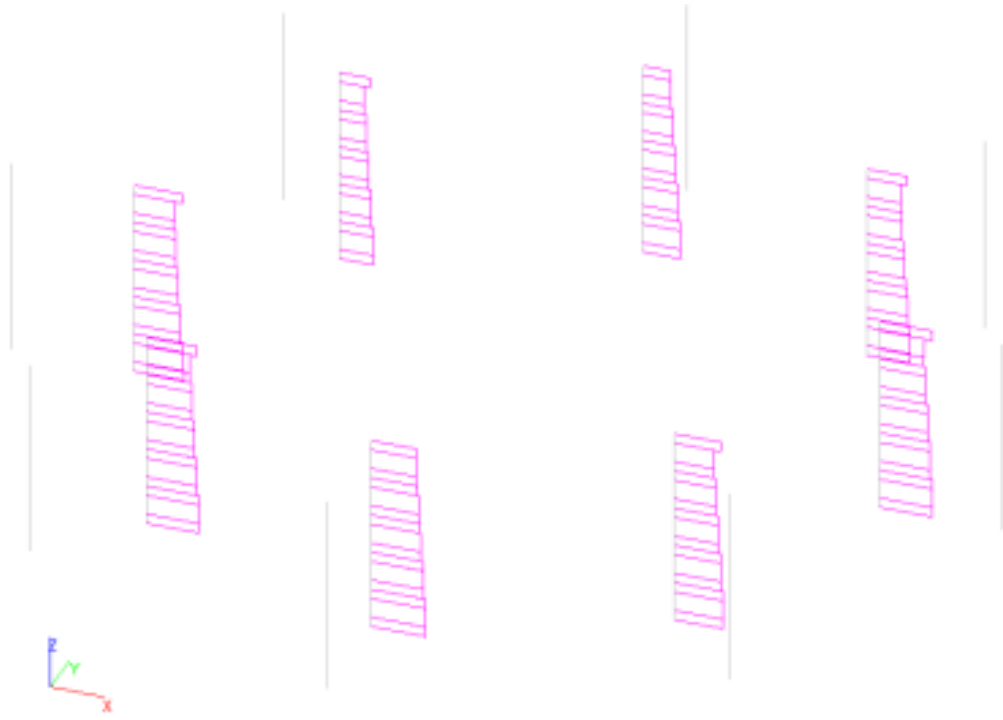


Рисунок 2.14– Армування діафрагми жорсткості з інтенсивністю S_4 (Верхнє по Y)

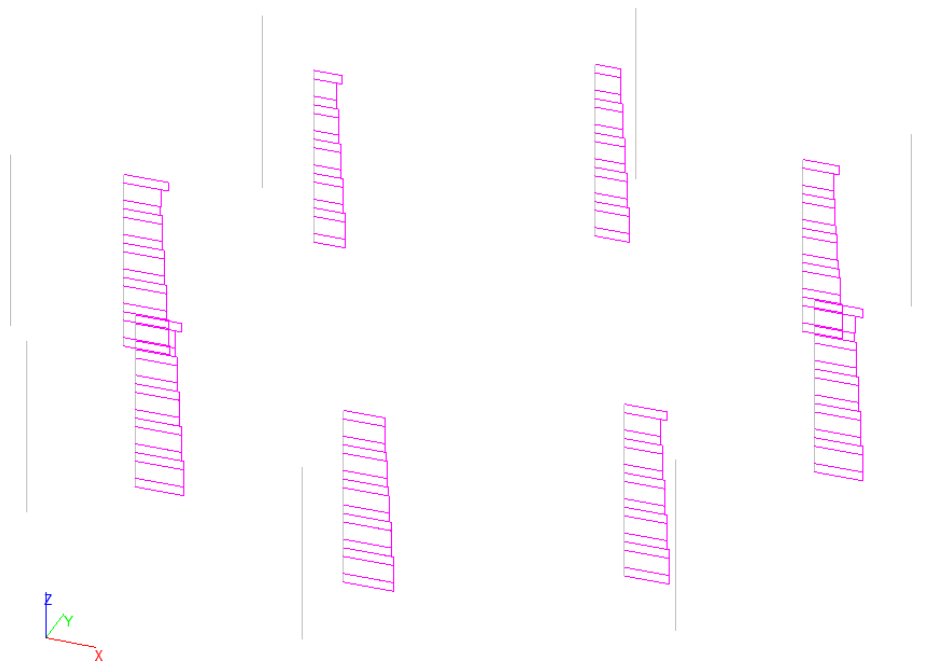
2.5.4 Проектування колони Км-1 і Км-2

Враховуючи те, що будівля відноситься до унікальних об'єктів так як колони у нас перев'язані монолітними балками з усіх боків (відповідно, елемент з незміщуваними закладеннями на двох кінцях без повороту), розрахункова довжина $0,5l$.

Після розрахунків схеми в ПК «SCAD Office» зробимо автоматичний розрахунок армування в колонах по висоті будівлі. Результати поздовжнього симетричного армування представлені на рисунках 2.15- 2.17.



а)



б)

Рисунок 2.15– Симетричне армування S_1 колони: а) для колон перерізом 1500x1500 мм, б) для колон перерізом 500x500 мм

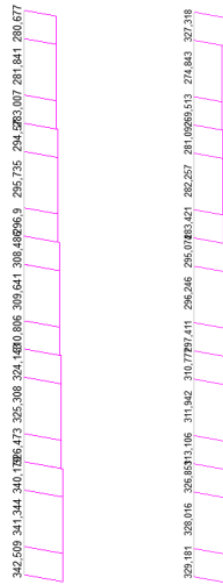


Рисунок 2.16– Максимальне значення симетричного формування S_1 для колон перерізом 1500x1500 мм

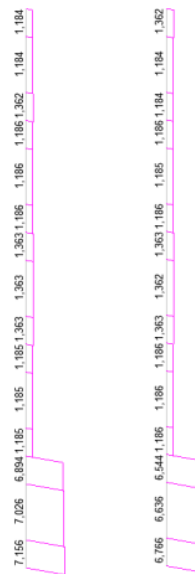


Рисунок 2.17– Максимальне значення симетричного формування S_1 для колон перерізом 500x500 мм

Проаналізувавши значення розподілу подовжньої арматури в колонах, приймаємо уніфіковані арматурні каркаси на всю довжину колон:

а) для колон з перерізом 1500x1500 мм:

- з -5 по -1 поверхи ($342,509 \text{ см}^2 - 40\text{Ø}36 = 407,2 \text{ см}^2$);

б) для колон перерізом 500x500 мм:

- 5 поверх ($7,156 \text{ см}^2 - 4\text{Ø}16 = 8,044 \text{ см}^2$;

- з -4 по -1 поверхи ($1,363 \text{ см}^2 - 4\text{Ø}12 = 4,524 \text{ см}^2$ - конструктивне).

2.6 Характеристика надземної частини будівлі

Висота будівлі - 212 м.

Форма будівлі в плані - правильний восьмикутник. Кількість поверхів - 50.

Висота поверху - 4,2 м.

Конструктивна система надземної частини будівлі каркасно-ствольна.

Жорсткість і стійкість будівлі забезпечується сумісною роботою ядер жорсткості і 16-ти залізобетонних колон по периметру, що з'єднані між собою аутригерами в рівнях 15-16, 30-31, 45-46.

Центральне залізобетонне ядро жорсткості є основним елементом, що забезпечує сприйняття горизонтальних навантажень. Внутрішній діаметр ядра 24500 мм, товщина 1000 мм. Застосований бетон класу B50, F150, W8.

Аутригерні поверхи дозволяють зменшити горизонтальні переміщення верху будівлі від дії вітрових навантажень і забезпечити комфортність перекриття на верхніх поверхах. Аутригери запроектовані у вигляді залізобетонних балок-стін товщиною 500 мм. Застосований бетон класу B50, F150, W8.

Колони залізобетонні перерізом 1000x1000 мм, з бетону B50, F150, W8.

Перекриття сталезалізобетонне по профільованому настилу (Н60-845-0,9) з опиранням на металеві балки (сталь С390). Застосований бетон класу B50, F150, W8, товщина плити - 200 мм.

Вузли з'єднання стін ядер жорсткості і колон з перекриттями, а також закладання колон і стін - жорсткі, вони забезпечують просторову незмінність і стійкість будівлі.

Стіни сходово-ліфтового вузла - монолітні залізобетонні. товщиною

300 і 200 мм, з бетону В50, F150, W8.

Сходи – монолітні залізобетонні з монолітними залізобетонними майданчиками з бетону класу В50, F150, W8.

Внутрішні перегородки - цегляні товщиною 120 і 250 мм.

2.6.1 Збір навантажень

Навантаження на каркас будівлі збираються згідно норм.

В якості постійних навантажень приймаються навантаження від власної ваги несучих елементів, ваги огорожуючих і оздоблювальних конструкцій. Навантаження від власної ваги несучих елементів визначається програмним комплексом автоматично, коефіцієнти надійності з навантаження γ_f для ваги будівельних конструкцій.

В якості короточасних навантажень прийняті: корисне навантаження на перекриття будівлі, корисне навантаження на покриття, вітрове і снігове навантаження.

Навантаження на міжповерхові плити перекриття задаються в розрахунковому комплекті SCAD, у відповідності з їх призначенням.

Всі навантаження програмним комплексом SCAD Office 21.1 задаються розрахунковими.

Визначення навантажень на міжповерхові перекриття приведено в таблиці 2.5

Таблиця 2.5 – Збір навантаження на міжповерхові перекриття

Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Офісні приміщення			
Постійні навантаження			
1) Керамагранітна плитка $\delta= 20$ мм, 1800 кг/м ³ ;	0,36	1,3	0,468
2) Стяжка з цементно-піщаного розчину В15 $\delta= 30$ мм, $\gamma = 1800$ кг/м ³ .	0,54	1,3	0,702
Всього постійне:	0,90		1,17

Продовження таблиці 2.5

Тимчасові навантаження			
1) Офіси	2,00	1,2	2,40
Всього тимчасові:	2,00		2,40
Повне навантаження:	2,90		3,57

Вітрове навантаження

м. Харків розташоване в I вітровому районі за швидкісними напорами вітру. Нормативне значення вітрового тиску рівне $\omega = 0,23 \text{кПа}$.

При розрахунках будівлі розрахунки виконуються для основного типу вітрового навантаження за формулою :

$$w = w_m + w_p.$$

Нормативні значення середньої складової вітрового навантаження w_m обчислюємо за формулою:

$$w_m = \omega_0 \cdot k(z_e) c_e,$$

де ω_0 – нормативне значення вітрового тиску;

$k(z_e)$ – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для виходу $z, z_e = h = 210 \text{м}$, де h - висота будівлі (крок приймаємо 4,2 м по висоті поверху);

c_e – аеродинамічний коефіцієнт

Коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску з урахуванням еквівалентної висоти, вираховуємо за формулою:

$$k(z_e) = k_{10} (z_e / 10)^{2\alpha},$$

де параметри $k_{10} = 0,4$ і $\alpha = 0,25$.

Нормативні значення пульсаційної складової вітрового навантаження w_p обраховуємо по формулі:

$$w_p = \omega_m \cdot \zeta(z_e) v,$$

де $\zeta(z_e)$ - коефіцієнт пульсації тиску вітру для еквівалентної висоти $z, z_e = h = 210\text{м}$, де h - висота будівлі (крок приймаємо 4,2 м по висоті поверху);

v – коефіцієнт просторової кореляції пульсацій тиску вітру.

Коефіцієнт, що враховує пульсації вітрового тиску з урахуванням еквівалентної висоти, вираховуємо за формулою:

$$\zeta(z_e) = \zeta_{10} (z_e / 10)^{-\alpha},$$

де параметри $\zeta_{10} = 1,78$ і $\alpha = 0,25$

Розрахункове значення вітрових навантажень вираховуємо за формулою:

$$w = (\omega_m + \omega_p) \cdot \gamma_f \cdot B,$$

де $\gamma_f = 1,4$ – коефіцієнт надійності з навантаження;

B - навантажувальна ширина.

Всі дані заносимо в таблицю 2.6 і отримуємо розрахункову складову вітрового навантаження.

Таблиця 2.6 – Відповідні вітрові навантаження

$H, \text{м}$	$w_0, \text{кПа}$	$k(z_e)$	c_e	$w_m, \text{кПа}$	$\zeta(z)$	v	$w_p, \text{кПа}$	γ_f	$Y, \text{м}$	$w, \text{кН/м}$
4,2	0,23	0,26	1,50	0,09	1,43	0,53	0,07	1,4	4,2	0,93
8,4		0,37	1,50	0,13	1,70	0,53	0,11			1,42
12,6		0,45	1,50	0,15	1,89	0,53	0,15			1,82
16,8		0,52	1,50	0,18	2,03	0,53	0,19			2,18

Продовження таблиці 2.6

21		0,58	1,50	0,20	2,14	0,53	0,23			2,51
25,2		0,63	1,50	0,22	2,24	0,53	0,26			2,82
29,4		0,69	1,50	0,24	2,33	0,53	0,29			3,11
33,6		0,73	1,50	0,25	2,41	0,53	0,32			3,39
37,8		0,78	1,50	0,27	2,48	0,53	0,35			3,65
42		0,82	1,50	0,28	2,55	0,53	0,38			3,91
46,2		0,86	1,50	0,30	2,61	0,53	0,41			4,16
50,4		0,90	1,50	0,31	2,67	0,53	0,44			4,40
54,6		0,93	1,50	0,32	2,72	0,53	0,47			4,63
58,8		0,97	1,50	0,33	2,77	0,53	0,49			4,86
63		1,00	1,50	0,35	2,82	0,53	0,52			5,08
67,2		1,04	1,50	0,36	2,87	0,53	0,54			5,30
71,4		1,07	1,50	0,37	2,91	0,53	0,57			5,51
75,6		1,10	1,50	0,38	2,95	0,53	0,59			5,72
79,8		1,13	1,50	0,39	2,99	0,53	0,62			5,93
84		1,16	1,50	0,40	3,03	0,53	0,64			6,13
88,2		1,19	1,50	0,41	3,07	0,53	0,67			6,33
92,4		1,22	1,50	0,42	3,10	0,53	0,69			6,52
96,6		1,24	1,50	0,43	3,14	0,53	0,71			6,72
100,8		1,27	1,50	0,44	3,17	0,53	0,74			6,91
105		1,30	1,50	0,45	3,20	0,53	0,76			7,09
109,2		1,32	1,50	0,46	3,24	0,53	0,78			7,28
113,4		1,35	1,50	0,46	3,27	0,53	0,80			7,46
117,6		1,37	1,50	0,47	3,30	0,53	0,83			7,64
121,8	0,23	1,40	1,50	0,48	3,33	0,53	0,85	1,4	4,2	7,82
126		1,42	1,50	0,49	3,35	0,53	0,87			8,00
130,2		1,44	1,50	0,50	3,38	0,53	0,89			8,17
134,4		1,47	1,50	0,51	3,41	0,53	0,91			8,35

Продовження таблиці 2.6

138,6	1,49	1,50	0,51	3,43	0,53	0,94	8,52
142,8	1,51	1,50	0,52	3,46	0,53	0,96	8,69
147	1,53	1,50	0,53	3,49	0,53	0,98	8,86
151,2	1,56	1,50	0,54	3,51	0,53	1,00	9,02
155,4	1,58	1,50	0,54	3,53	0,53	1,02	9,19
159,6	1,60	1,50	0,55	3,56	0,53	1,04	9,35
163,8	1,62	1,50	0,56	3,58	0,53	1,06	9,52
168	1,64	1,50	0,57	3,60	0,53	1,08	9,68
172,2	1,66	1,50	0,57	3,63	0,53	1,10	9,84
176,4	1,68	1,50	0,58	3,65	0,53	1,12	10,00
180,6	1,70	1,50	0,59	3,67	0,53	1,14	10,15
184,8	1,72	1,50	0,59	3,69	0,53	1,16	10,31
189	1,74	1,50	0,60	3,71	0,53	1,18	10,47
193,2	1,76	1,50	0,61	3,73	0,53	1,20	10,62
197,4	1,78	1,50	0,61	3,75	0,53	1,22	10,77
201,6	1,80	1,50	0,62	3,77	0,53	1,24	10,93
205,8	1,81	1,50	0,63	3,79	0,53	1,26	11,08
210	1,83	1,50	0,63	3,81	0,53	1,28	11,23

2.6.2 Снігове навантаження

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття слід визначати за формулою:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

де $c_e = 1$ – коефіцієнт, що враховує знос снігу з покриттів будівель під дією вітру або інших факторів;

$c_m = 1$ – термічний коефіцієнт;

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

$S_g = 1,5 \text{ кН/м}^2$ – нормативне значення ваги снігової покрівлі на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі.

Підставляємо значення у формулу, одержуємо

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

Розрахункове значення снігового навантаження буде дорівнювати:

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 1,5 \cdot 1,4 = 2,1 \text{ кН / м}^2.$$

Де $\gamma_f = 1,4$ – коефіцієнт надійності по навантаженні.

Навантаження від вертольота – статичне – $0,42 \text{ кН/м}^2$, динамічне – $0,80 \text{ кН/м}^2$;

2.6.3 Навантаження від скління

Нормативне значення:

$$q_a^n = q_c^n + q_{\text{лод.}}^n = 45 \text{ кг / м}^2 + 20 \text{ кг} = 65 \text{ кг / м}^2,$$

Розрахункове значення:

$$q_a^n = q_a^n \cdot \gamma_f \cdot B = 65 \text{ кг / м}^2 \cdot 1,2 \cdot 4,2 \text{ м} = 327,6 \text{ кг / м}^2 = 3,3 \text{ кН / м}.$$

де $\gamma = 1,2$ – коефіцієнт надійності по навантаженні.

B - вантажна ширина.

2.7 Проектування елементів каркасу надземної частини будівлі

2.7.1 Проектування плити перекриття на відм. +8,400

Розрахунок проводимо в програмному комплексі SCAD, плита перекриття сталезалізобетонна по профільованому настилу товщиною 200 мм розташована на відмітці +8,40.

На рисунках 2.18-2.21 представлені результати розрахунків підбору арматури, вираховані в програмному комплексі SCAD.

Армування плити виробляємо по ізоляціям формування платин згідно розрахунків ПК SCAD.

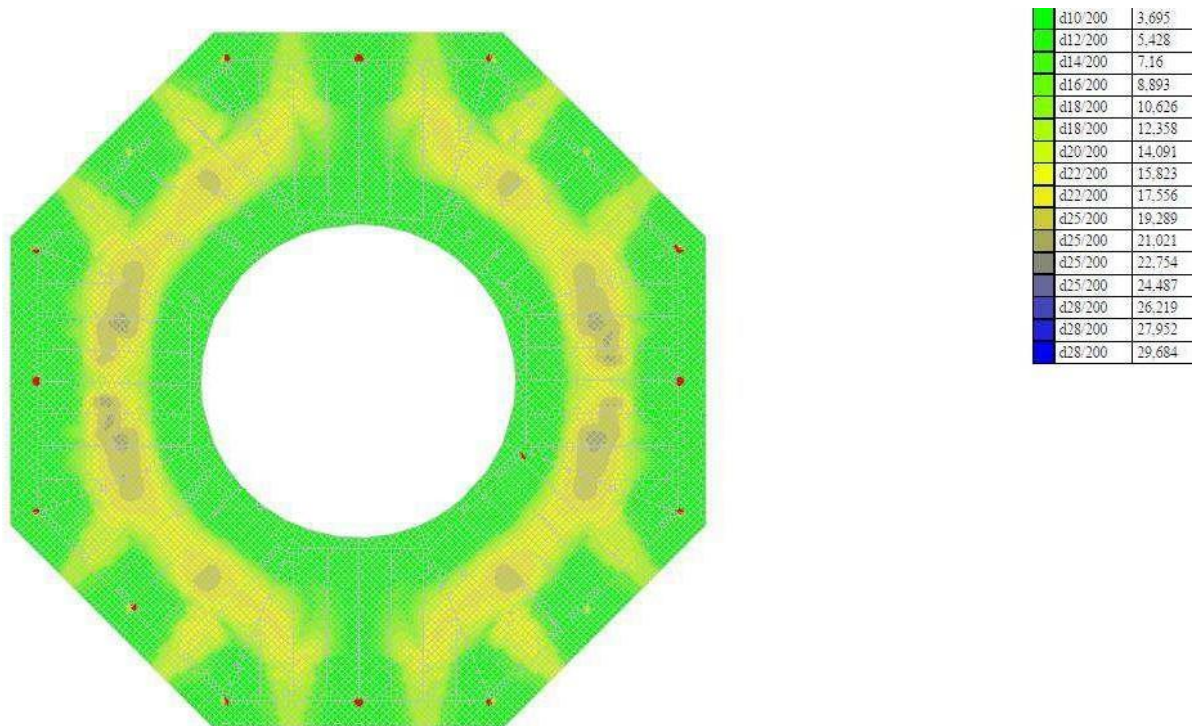
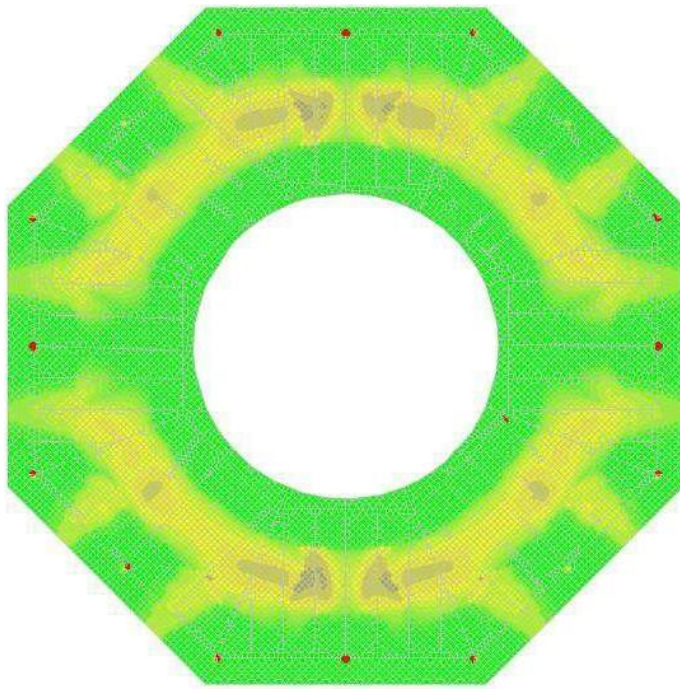
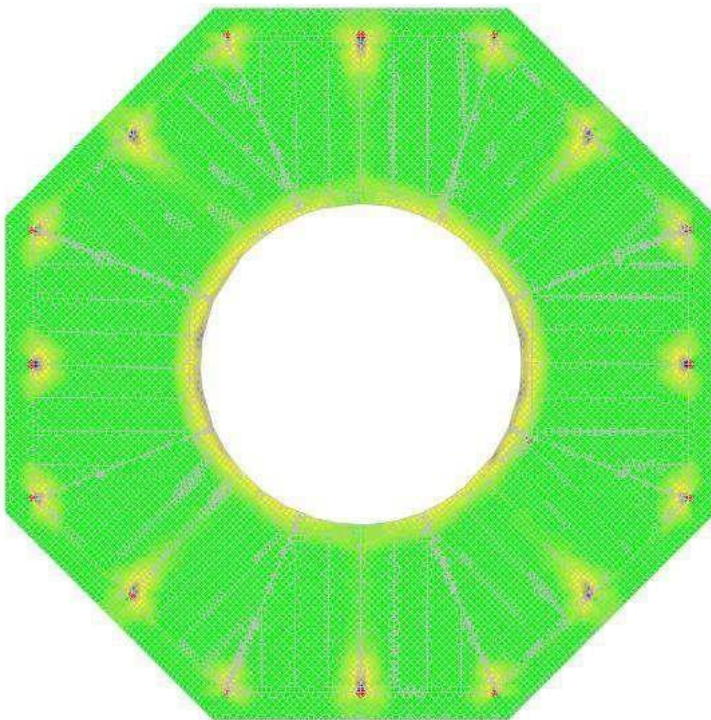


Рисунок 2.18- Армування плити перекриття на відм. +4,200 з інтенсивністю S_1
(нижня по X)



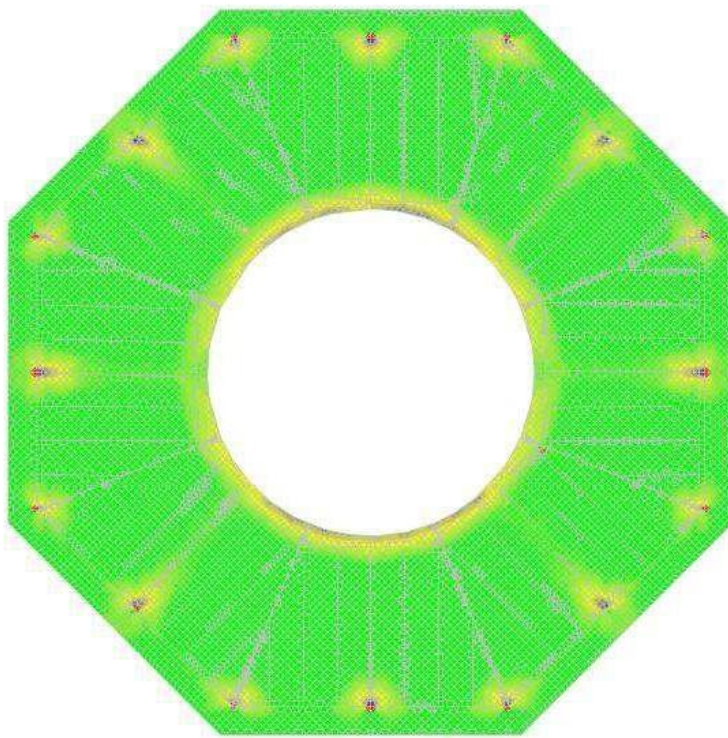
a10/200	3,775
a12/200	5,587
a14/200	7,4
a16/200	9,212
a18/200	11,024
a20/200	12,837
a20/200	14,649
a22/200	16,461
a22/200	18,274
a25/200	20,086
a25/200	21,899
a25/200	23,711
a28/200	25,523
a28/200	27,336
a28/200	29,148
a32/200	30,96

Рисунок 2.19- Армування плити перекриття на відм. +4,200 з інтенсивністю S_3
(нижня за Y)



a12/200	5,153
a16/200	8,343
a18/200	11,533
a20/200	14,723
a22/200	17,913
a25/200	21,103
a25/200	24,293
a28/200	27,483
a28/200	30,673
a32/200	33,863
a32/200	37,053
a36/200	40,243
a36/200	43,433
a36/200	46,623
a36/200	49,814
a40/200	53,004

Рисунок 2.20- Армування плити перекриття на відм. +4,200 з інтенсивністю S_2
(верхня по X)



d12/200	5,161
d16/200	8,359
d18/200	11,557
d20/200	14,756
d22/200	17,954
d25/200	21,152
d25/200	24,35
d28/200	27,549
d28/200	30,747
d32/200	33,945
d32/200	37,144
d36/200	40,342
d36/200	43,54
d36/200	46,738
d36/200	49,937
d40/200	53,135

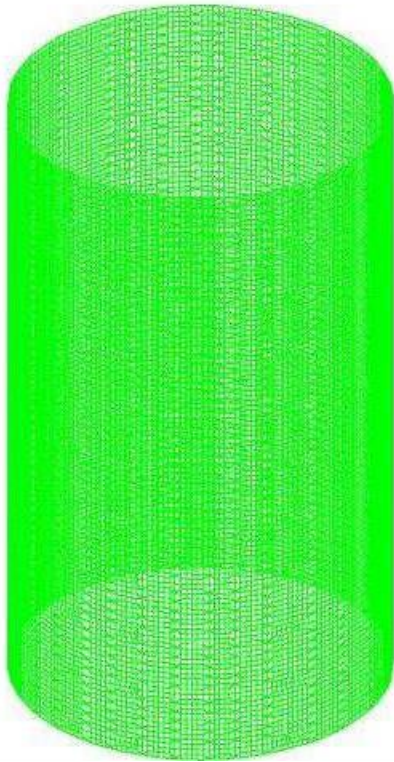
Рисунок 2.21- Армування плити перекриття на відм. + 4,200 з інтенсивністю S_4
(верхня за Y)

2.7.2 Проектування центрального ядра жорсткості

Розрахунок ядер жорсткості будівлі виконуємо в програмному комплексі SCAD.

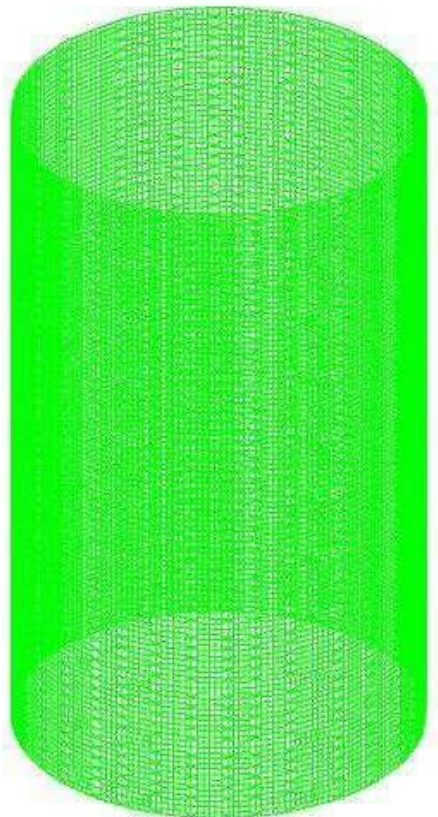
Розглядаємо ядро жорсткості ЯМ1 товщиною 1000 мм на всю висоту надземної частини.

На рисунках 2.22-2.23 представлені результати розрахунків підбору арматури, вираховані в програмному комплексі SCAD.



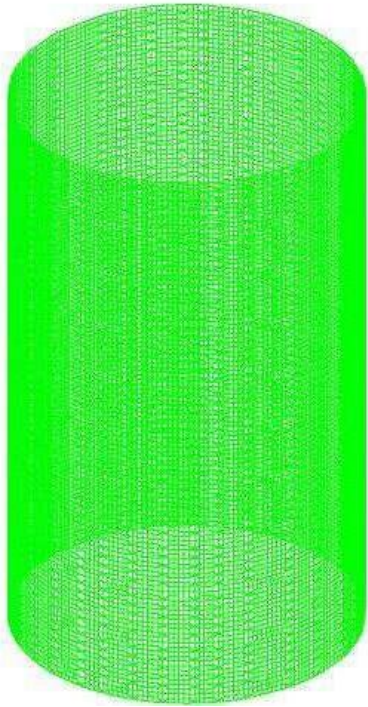
632/200	39,952
39,952	70,402
70,402	100,852
100,852	131,302
131,302	161,751
161,751	192,201
192,201	222,651
222,651	253,101
253,101	283,55
283,55	314
314	344,45
344,45	374,9
374,9	405,349
405,349	435,799
435,799	466,249
466,249	496,699

Рисунок 2.23– Армування ядер жорсткості з інтенсивністю S_1 (нижнє по X)



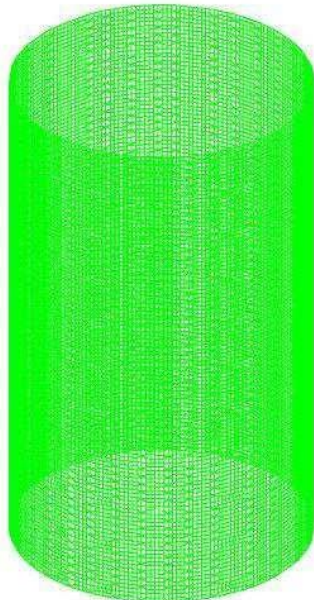
d28/200	30,676
d40/200	51,85
51,85	73,024
73,024	94,198
94,198	115,372
115,372	136,546
136,546	157,72
157,72	178,893
178,893	200,067
200,067	221,241
221,241	242,415
242,415	263,589
263,589	284,763
284,763	305,937
305,937	327,11
327,11	348,284

Рисунок 2.24- Армування ядер жорсткості з інтенсивністю S_3 (нижнє по Y)



d28/200	30,676
d40/200	51,85
51,85	73,024
73,024	94,198
94,198	115,372
115,372	136,546
136,546	157,72
157,72	178,893
178,893	200,067
200,067	221,241
221,241	242,415
242,415	263,589
263,589	284,763
284,763	305,937
305,937	327,11
327,11	348,284

Рисунок 2.25– Армування ядер жорсткості з інтенсивністю S_2 (Верхнє по X)



d32/200	31,285
d40/200	53,067
53,067	74,85
74,85	96,632
96,632	118,414
118,414	140,197
140,197	161,979
161,979	183,761
183,761	205,544
205,544	227,326
227,326	249,108
249,108	270,891
270,891	292,673
292,673	314,455
314,455	336,238
336,238	358,02

Рисунок 2.26 – Армування ядер жорсткості з інтенсивністю S_4 (Верхнє по Y)

Результати підбору арматури ПК SCAD наведено в табл.

Тип елемента - оболонка; Товщина 1000 мм.

Таблиця 2.7 - Результати підбору арматури ядер жорсткості

Зона розташування елемента	Тип	Подовжня апаратура інтенсивність в $\text{см}^2/\text{м}$ діаметри (\emptyset) в мм крок (S) в мм						Поперечна арматура площа в см^2 діаметри (\emptyset) в мм	
		По X			По Y			Крок з площини 400 мм	
		S ₁	S ₂	%	S ₃	S ₄	%	AW _x	AW _y
Ділянка суцільної стінової конструкції	\emptyset/S	$\emptyset 32/200$	$\emptyset 28/200$		$\emptyset 28/200$	$\emptyset 32/200$		$\emptyset 16/400$	$\emptyset 16/400$
Посилення зони дверного проїому	\emptyset/S	$\emptyset 28/200$	$\emptyset 28/200$		$\emptyset 32/200$	$\emptyset 32/200$		$\emptyset 16/400$	$\emptyset 16/400$

2.7.3 Проектування стіни ліфтової шахти

Розрахунки стіни ліфтової шахти виконуємо в програмному комплексі SCAD.

Розсувна стіна Ст-11 (вісь Г') товщиною 200 мм.

На рисунках 2.27-2.30 представлені результати розрахунків підбору арматури, вираховані в програмному комплекті SCAD

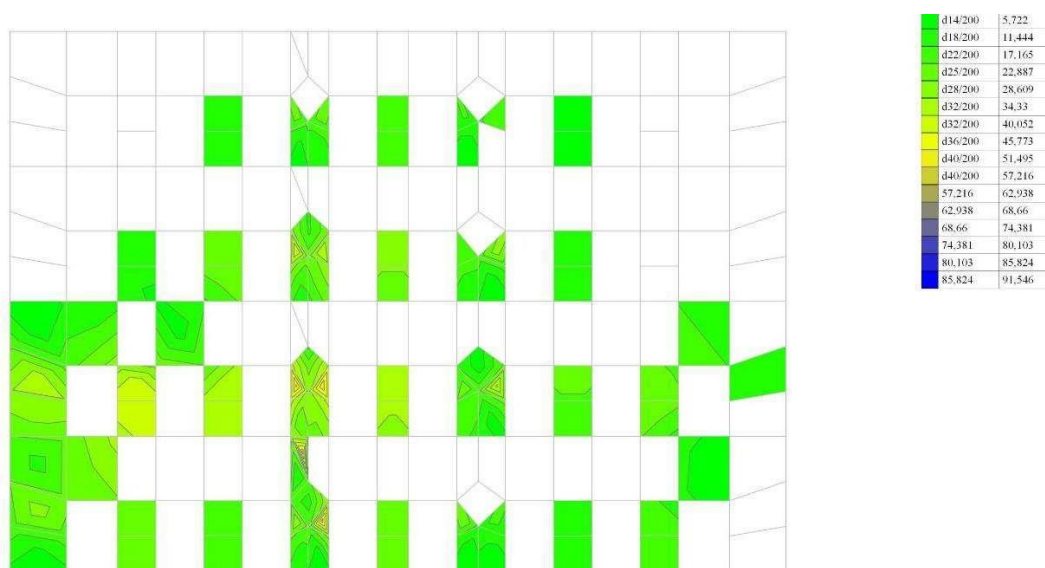
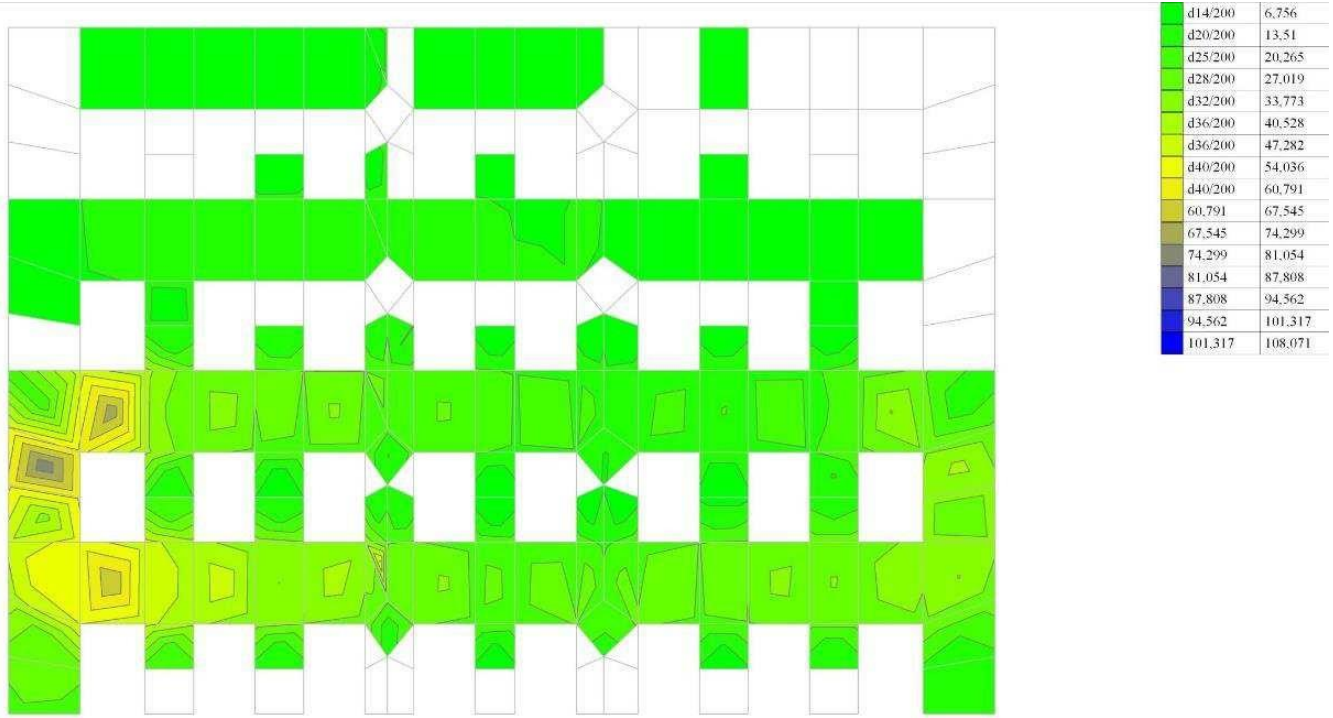
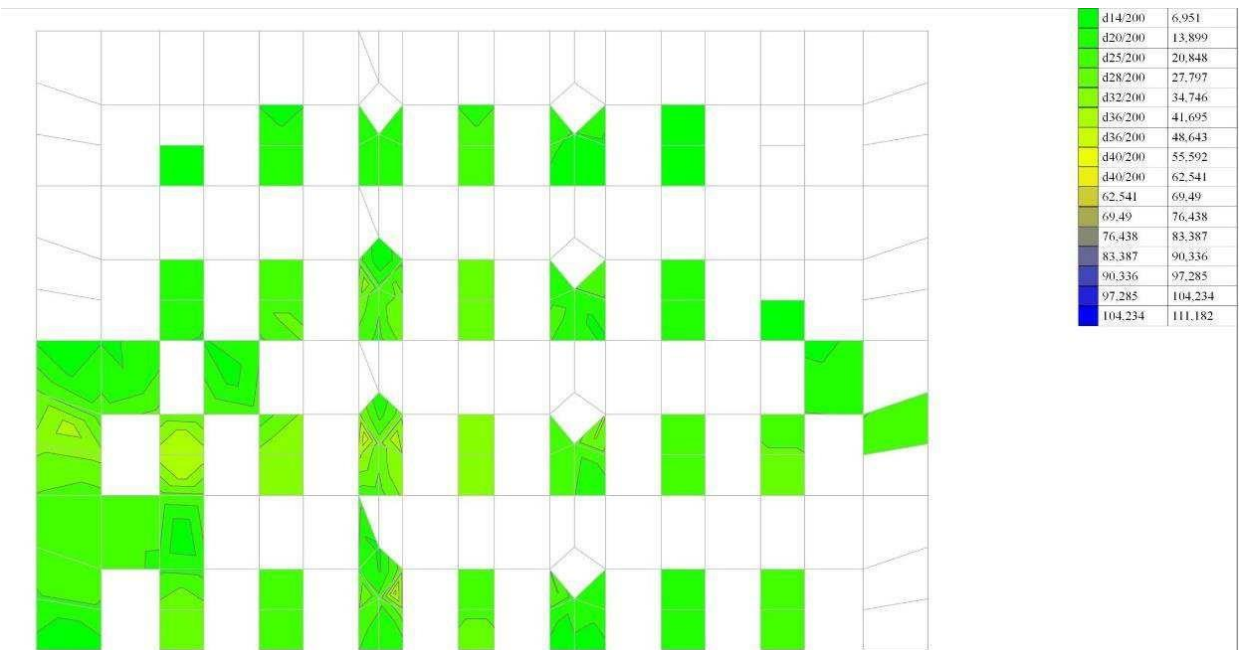


Рисунок 2.27- Арматування стіни з інтенсивністю S₁ (нижнє по X)

Рисунок 2.28– Армування стіни з інтенсивністю S_3 (нижнє по Y)Рисунок 2.29- Армування стіни з інтенсивністю S_2 (верхнє по X)

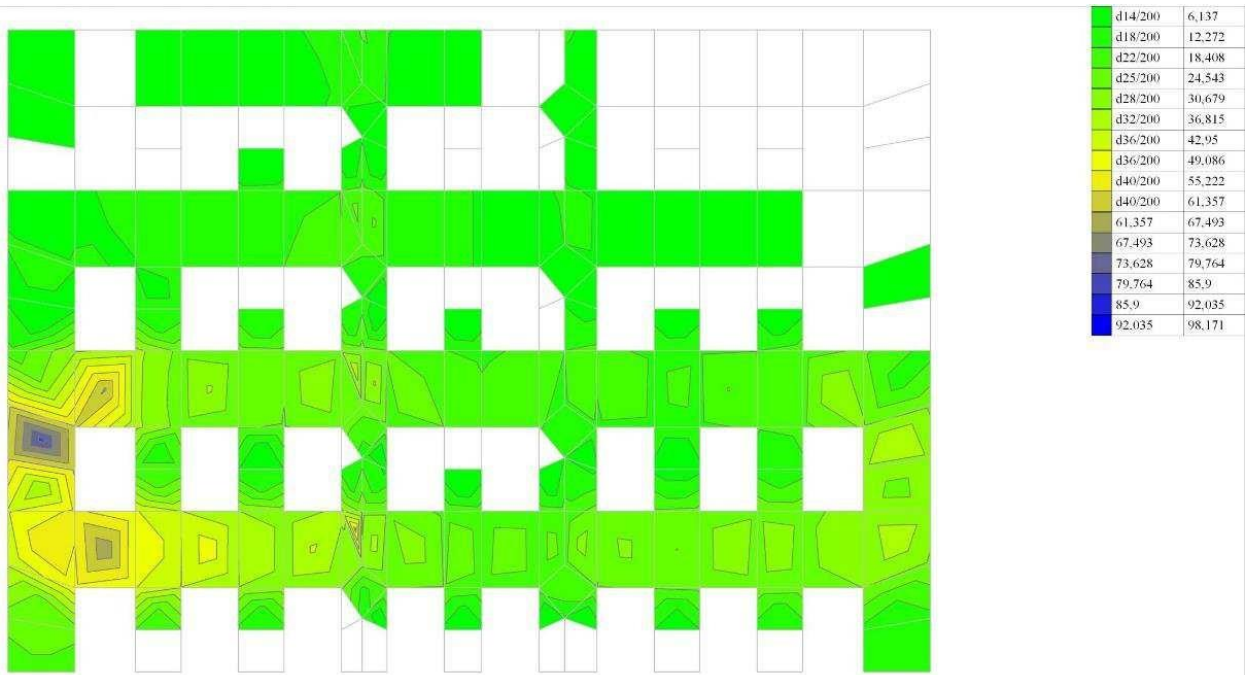


Рисунок 2.30– Армування стіни з інтенсивністю S4 (верхнє по Y)

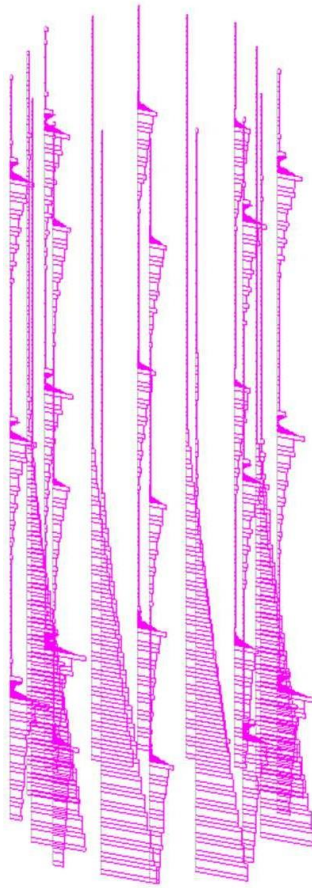
2.7.4 Проектування колони Км-1

Розрахунок колони виконаємо згідно норм «Бетонні та залізобетонні конструкції».

Так як будівля відноситься до унікальних об'єктів рівень відповідальності - підвищений, відповідно, мінімальний коефіцієнт надійності по відповідальності рівний 1,1.

Так як колони у нас не перев'язані монолітними балками (відповідно, обмежено зміщуване закладення на двох кінцях з обмеженим поворотом), розрахункова довжина вираховується за пп.е) та рівна 1,2l.

Після розрахунків схеми в ПК «SCAD Office» зробимо автоматичний розрахунок розподілу армування в колонах по висоті будівлі. Результати подовжнього симетричного армування представлені на рисунку 2.31- 2.38



а)

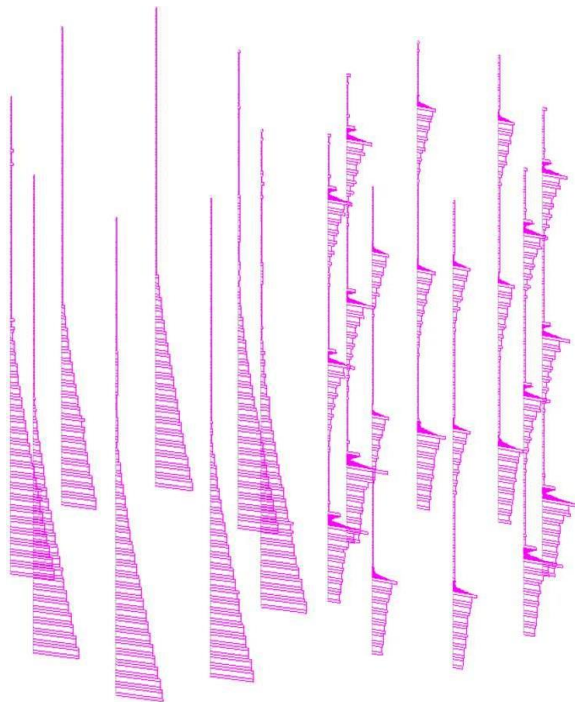


Рисунок 2.31- Симетричне армування S_1 колони : а) для колон по непарних осях (1, 3, 5 ... 15) б) для колон по парних осях (2, 4, 6 ... 16)



Рисунок 2.32– Максимальне значення симетричного армування S_1 для колон по непарних осях (1, 3, 5...15) (1-14 поверхи)



Рисунок 2.33– Максимальне значення симетричного армування S_1 для колон по непарних осях (1, 3, 5...15) (15-22 поверхи)



Рисунок 2.34– Максимальне значення симетричного армування S_1 для колон по непарних осях (1, 3, 5...15) (31-50 поверхи)



Рисунок 2.35– Максимальне значення симетричного армування S_1 для колон по непарних осях (1, 3, 5...15) (31-50 поверхи)

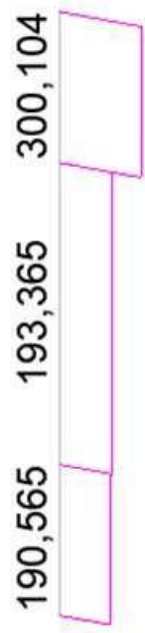


Рисунок 2.36– Максимальне значення симетричного армування S1 для колон по парних осях (2, 4, 6...16) (1-16 поверхи)

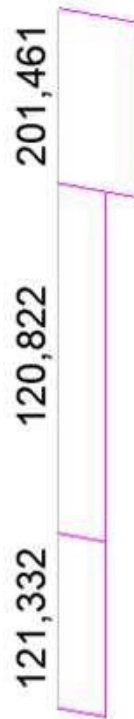


Рисунок 2.37– Максимальне значення симетричного армування S1 для колон по парних осях (2, 4, 6...16) (17-46 поверхи)

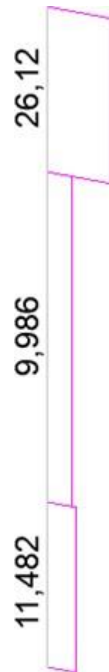


Рисунок 2.38– Максимальне значення симетричного армування S1 для колон по парних осях (2, 4, 6...16) (47-50 поверхи)

Проаналізувавши значення розподілу поздовжньої арматури в колонах, приймаємо уніфіковані арматурні картки:

а) для колон по парних осях:

- з 1 по 16 поверхи ($300,104 \text{ см}^2 - 16\emptyset 40 \text{ і } 16\emptyset 28 = 299,488 \text{ см}^2$ (без урахування випусків арматури);

- з 17 по 46 поверхи ($201,461 \text{ см}^2 - 32\emptyset 28 = 197,056 \text{ см}^2$ (без урахування випусків арматури);

- з 47 по 50 поверхи ($26,12 \text{ см}^2 - 16\emptyset 16 = 32,176 \text{ см}^2$);

б) для колон по непарних осях:

- з 1 по 14 поверхи ($402,178 \text{ см}^2 - 32\emptyset 40 = 401,92 \text{ см}^2$ (без урахування випусків арматури);

- з 15 по 22 поверхи ($256,746 \text{ см}^2 - 32\emptyset 32 = 257,344 \text{ см}^2$);

- з 23 по 30 поверхи ($109,054 \text{ см}^2 - 8\emptyset 32 \text{ і } 8\emptyset 28 = 113,6 \text{ см}^2$);

- з 31 по 50 поверхи ($11,485 \text{ см}^2 - 16\emptyset 12 = 18,096 \text{ см}^2$).

Перевіримо прийняті рішення в сателіті ПК «SCAD Office» «Арбат» за максимально отриманим армуванням. Попередньо, для колони експортуємо значення РСУ.

Вихідні дані:

Коефіцієнт надійності по відповідальності $\gamma_n = 1,1$

Коефіцієнт надійності по відповідальності (2-й граничний стан) = 1

Довжина елемента 4,2 м

Коефіцієнт розрахункової довжини в площині XoY 1,2

Коефіцієнт розрахункової довжини в площині XoZ 1,2

Сумісний ексцентриситет по Z прийнятий по СП 63.13330.

У таблиці 2.8 зведені результати розрахунків за комбінаціями завантажень. У таблиці 2.8 зведені коефіцієнти використання перерізу колони.

Таблиця 2.8 – Результати розрахунків за комбінаціями завантажень

№	Вид	N	M_y	Q_z	M_z	Q_y	T	Коротко часні	Сейс міка
		кН	кН*м	кН	кН*м	кН	кН*м		
2	Розрахункові	-46897,716	-9,062	5,721	-760,698	-347,2	2,049		
	Розрахункові тривалі	-33464,454	-6,141	3,52	-448,628	-211,298	1,449		
	Нормативні	-39757,4	-7,582	4,728	-629,905	-288,898	1,74		
	Нормативні тривалі	-29785,688	-5,391	3,103	-398,958	-188,362	1,3		

Діаметр арматури $d_s = 1,6$ см, арматура класу А500, розрахунковий опір розтягненню $R_s = 43,50$ кН/см², відношення площ арматури потрібної по розрахунку і фактичної рівно 1, бетон класу В50, коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{bi} = 1,00$, розрахунковий опір бетону основному розтягуванню $R_{bt} = 0,16 \cdot 1,00 = 0,16$ кН / см², стрижень розтягнутий; $\eta_1 = 2,5$, $\eta_2 = 1,0$, $\alpha = 1,2$ –

коефіцієнти, що враховує вплив виду поверхні арматури, вплив розміру діаметру арматури, вплив на довжину нахлістки напруженого стану бетону.

$$R_{\text{bond}} = \eta_1 \eta_2 R_{\text{bt}} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,16 = 0,4 \text{ кН/см}^2$$

$$A_s = \frac{\pi d_s^2}{4} = \frac{3,142 \cdot 1,6^2}{4} = 2,011 \text{ см}^2$$

$$u_s = \pi d_s = 3,142 \cdot 1,6 = 5,03 \text{ см}$$

$$l_{\text{0an}} = \frac{R_s A_s}{R_{\text{bond}} u_s} = \frac{43,50 \cdot 2,011}{0,4 \cdot 5,03} = 43,5 \text{ см}$$

$$l_{\text{an}} = \frac{\alpha l_{\text{0an}} A_{\text{s,cal}}}{A_{\text{s,ef}}} = 1,2 \cdot 43,5 \cdot 1,00 = 52,2 \text{ см}$$

де R_{bond} – розподілений опір арматури з бетоном, що приймається рівномірно розподіленим по довжині нахлістки;

A_s - площа поперечного перерізу стержня апаратури;

u_s - периметр поперечного перерізу стержня апаратури; l_{an} - базова довжина напуску.

Умова $l_{\text{an}} = 52,2 \text{ см} > 0,4 \alpha l_{\text{an}} = 0,4 \cdot 1,2 \cdot 43,5 = 20,9 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_{\text{an}} = 52,2 \text{ см} > 20 d_s = 20 \cdot 1,6 = 32 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_{\text{an}} = 52,2 \text{ см} > 25 \text{ см}$ виконується.

Приймаємо напуск стержнів рівним 530 мм. Діаметр арматури $d_s = 1,2 \text{ см}$, арматура класу А500с.

$$A_s = \frac{\pi d_s^2}{4} = \frac{3,142 \cdot 1,2^2}{4} = 1,131 \text{ см}^2$$

$$u_s = \pi d_s = 3,142 \cdot 1,2 = 3,77 \text{ см}$$

$$l_{\text{0an}} = \frac{R_s A_s}{R_{\text{bond}} u_s} = \frac{43,50 \cdot 1,131}{0,4 \cdot 3,77} = 32,6 \text{ см}$$

$$l_{\text{an}} = \frac{\alpha l_{\text{0an}} A_{\text{s,cal}}}{A_{\text{s,ef}}} = 1,2 \cdot 32,6 \cdot 1,00 = 39,1 \text{ см}$$

Умова $l_{\text{an}} = 39,1 \text{ см} > 0,4 \alpha l_{\text{an}} = 0,4 \cdot 1,2 \cdot 32,6 = 15,7 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_{\text{an}} = 39,1 \text{ см} > 20 d_s = 20 \cdot 1,2 = 24 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_{an} = 39,1 \text{ см} > 25 \text{ см}$ виконується.

Приймаємо напуску стержнів рівною 400 мм.

Діаметр арматури $d_s = 2,8 \text{ см}$, арматура класу А500С.

$$A_s = \frac{\pi d_s^2}{4} = \frac{3,142 \cdot 2,8^2}{4} = 6,158 \text{ см}^2$$

$$u_s = \pi d_s = 3,142 \cdot 2,8 = 8,8 \text{ см}$$

$$l_{0an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{43,50 \cdot 6,158}{0,4 \cdot 8,8} = 76,1 \text{ см}$$

$$l_{an} = \frac{\alpha l_{0an} A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1,2 \cdot 76,1 \cdot 1,00 = 91,3 \text{ см}$$

Умова $l_{an} = 91,3 \text{ см} > 0,4\alpha l_{0an} = 0,4 \cdot 1,2 \cdot 76,1 = 36,5 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_{an} = 91,3 \text{ см} > 20d_s = 20 \cdot 2,8 = 56 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_{an} = 91,3 \text{ см} > 25 \text{ см}$ виконується.

Приймаємо напуск стержнів рівною 920 мм.

Діаметр арматури $d_s = 3,2 \text{ см}$, арматура класу А500с.

$$A_s = \frac{\pi d_s^2}{4} = \frac{3,142 \cdot 3,2^2}{4} = 8,042 \text{ см}^2$$

$$u_s = \pi d_s = 3,142 \cdot 3,2 = 10,05 \text{ см}$$

$$l_{0an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{43,50 \cdot 8,042}{0,4 \cdot 10,05} = 87,0 \text{ см}$$

$$l_{an} = \frac{\alpha l_{0an} A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1,2 \cdot 87,0 \cdot 1,00 = 104,4 \text{ см}$$

Умова $l_{an} = 104,4 \text{ см} > 0,4\alpha l_{0an} = 0,4 \cdot 1,2 \cdot 87,0 = 41,8 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_{an} = 104,4 \text{ см} > 20d_s = 20 \cdot 3,2 = 64 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_{an} = 104,4 \text{ см} > 25 \text{ см}$ виконується.

Приймаємо напуску стержнів рівною 1050 мм.

Діаметр арматури $d_s = 4,0 \text{ см}$, арматура класу А500. $\eta_1 = 2,5$, $\eta_2 = 0,9$, $\alpha =$

1,2 - коефіцієнти, що враховують вплив виду поверхні арматури, вплив розміру діаметра арматури, вплив на довжину напуску напруженого стану бетону.

$$R_{\text{bond}} = \eta_1 \eta_2 R_{\text{bt}} = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 0,16 = 0,36 \text{ кН/см}^2$$

$$A_s = \frac{\pi d_s^2}{4} = \frac{3,142 \cdot 4,0^2}{4} = 12,566 \text{ см}^2$$

$$u_s = \pi d_s = 3,142 \cdot 4,0 = 12,57 \text{ см}$$

$$l_{0\text{an}} = \frac{R_s A_s}{R_{\text{bond}} u_s} = \frac{43,50 \cdot 12,566}{0,36 \cdot 12,57} = 120,8 \text{ см}$$

$$l_{\text{an}} = \frac{\alpha l_{0\text{an}} A_{s,\text{cal}}}{A_{s,\text{ef}}} = 1,2 \cdot 120,8 \cdot 1,00 = 145,0 \text{ см}$$

Умова $l_{\text{an}} = 145,0 \text{ см} > 0,4 \alpha l_{\text{an}} = 0,4 \cdot 1,2 \cdot 120,8 = 58,0 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_{\text{an}} = 145,0 \text{ см} > 20 d_s = 20 \cdot 4,0 = 80 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_{\text{an}} = 145,0 \text{ см} > 25 \text{ см}$ виконується.

Приймаємо напуск стержнів рівною 1450 мм.

З'єднання між каркасами з однаковими стержнями виконуються обжимними муфтами.

2.7.5 Розрахунок закладної деталі, що з'єднує сталеву балку з залізобетонним ядром

Даний вузол поданий на рисунку 2.39.

Зусилля діють на закладну деталь $N=149,066 \text{ кН}$, $M=195,844 \text{ кН}$, $Q=346,83 \text{ кН}$.

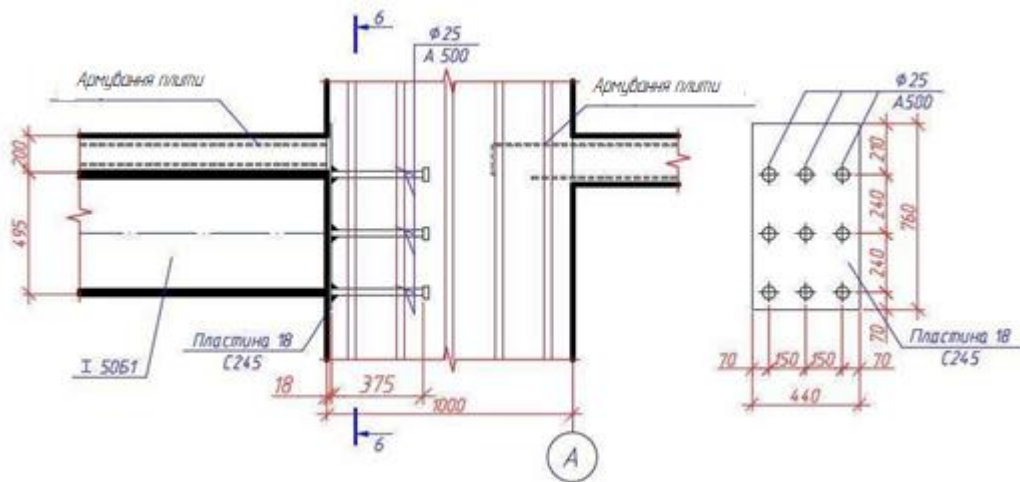


Рисунок 2.39– Закладна деталь, що з'єднує сталеву балку з залізобетонним ядром

Визначимо сумарну площу A_{an} поперечного перерізу анкерів найбільш напруженого верхнього ряду.

Попередньо визначимо найбільш розтягуюче зусилля в одному ряду анкерів:

$$N_{an} = \frac{M}{z} + \frac{N}{n_{an}} = \frac{195,844}{0,4} + \frac{149}{4} = 526,86 \text{ кН},$$

де z - відстань між крайніми рядами анкерів;

n_{an} - число рядів анкерів вздовж напрямку сили зсуву.

Приймаючи $N_{an}' = N_{an} = 526,86$ кН, обчислюємо зусилля зсуву, що приходить на один ряд анкерів

$$Q_{an} = \frac{Q - 0,3 \cdot N_{an}'}{n_{an}} = \frac{346,83 - 0,3 \cdot 526,86}{4} = 47,193 \text{ кН},$$

де N_{an}' - найбільше стискаюче зусилля в одному ряду нормативних анкерів.

Коефіцієнт φ_1 визначаємо за формулою Оскільки $N_{an}' > 0$,

$$\omega = 0,3 \frac{N_{an}}{Q_{an}} = 0,3 \frac{526,86}{47,193} = 3,36,$$

Звідси

$$\varphi_1 = \frac{1}{\sqrt{1+\omega}} = \frac{1}{\sqrt{1+3,36}} = 0,48 > 15.$$

Враховуючи діаметр анкерів, рівний 18 мм, 8 для бетону класу В50 і арматури класу А500 визначаємо φ_1 за формулою

$$\varphi_1 = \frac{4,75\sqrt[3]{R_b}}{(1+0,15 \cdot A_{an1}) \cdot \sqrt{R_s}} \bar{\beta} = \frac{4,75\sqrt[3]{27,5}}{(1+0,15 \cdot 2,01)\sqrt{435}} = 0,53.$$

Тоді

$$\varphi_1 = \frac{1,1 \cdot \sqrt{N_{an}^2 + \left(\frac{Q_{an}}{\varphi \cdot \varphi_1}\right)^2}}{R_s} = \frac{1,1 \cdot \sqrt{526860^2 + \left(\frac{47193}{0,48 \cdot 0,53}\right)^2}}{435} = 1412,5 \text{ мм.}$$

У кожному ряду приймаємо по два анкери діаметром 25 мм ($A_{an} = 1471,8$ мм²).

Визначимо значення коефіцієнта φ_c

$$\varphi_c = \frac{0,3}{1 + \frac{Q_{an}}{N_{an}}} = \frac{0,3}{1 + \frac{47,193}{526,86}} = 0,275.$$

Знайдемо мінімально допустиму довжину анкера l_{an} без посилень

$$l_{an} = \varphi_c \cdot \left(\omega \cdot \frac{R_c}{R_b} + \Delta\lambda \right) \cdot d = 0,275 \cdot \left(3,36 \cdot \frac{435}{27,5} + 8 \right) \cdot 25 = 360 \text{ мм.}$$

Кінці анкерів посилюємо головками діаметром ($d_h = 75$ мм $>$ $2d = 50$ мм і перевіряємо бетон на зминання під головкою і на викришування, прийнявши довжину анкерів рівною $l_a = 270$ мм.

Площа зім'яття A_{loc} під головкою одного анкера рівна

$$A_{loc} = A_n - A_{anl} = \frac{3,14 \cdot 75^2}{4} - 490,62 = 3925 \text{ мм}^2.$$

Припустимо, що в ядрі зі сторони закладної деталі можливе утворення тріщин. Тоді сила зминання становить

$$N_{loc} = N_{anl} + \frac{15d - l_a}{l_{an}} = \frac{526,86}{3} + \frac{375 - 270}{360} = 175,9 \text{ кН}.$$

Значення коефіцієнта β приймається максимальним, рівним $\beta = 2,5$, оскільки розрахункова площа бетону A_d в даному випадку значно більша площі зминання під висаженою головкою.

Для бетону класу В50 коефіцієнт $\varphi_b = 1$.

Перевіряємо умови

$$\varphi_b \cdot \beta_b \cdot R_b \cdot A_{loc} = 1 \cdot 2,5 \cdot 27,5 \cdot 3925 = 269,8 \text{ кН} > N_{loc} = 175,9 \text{ кН},$$

тобто міцність бетону на зминання забезпечена.

Визначимо товщину пластини

$$\delta = 0,25 \cdot d \cdot \frac{R_s}{R_{sq}} = 0,25 \cdot 25 \cdot \frac{365}{240} = 9,5 \text{ мм}.$$

При застосуванні автоматичного дугового зварювання під флюсом товщина пластини повинна бути не менше

$$\delta \geq 0,65 \cdot \delta = 0,65 \cdot 25 = 16,25 \text{ мм}.$$

Приймаємо товщину пластини 18 мм.

2.8 Проектування фундаменту

2.8.1 Вихідні дані для проектування

На рисунку 2.40 представлений інженерно-геологічний розріз.

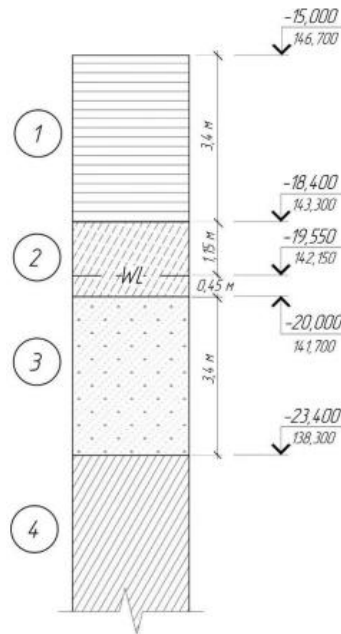


Рисунок 2.40– Інженерно-геологічний розріз

Характеристика ґрунтів:

- Шар №1

Визначення типу ґрунту виконаємо за кількістю пластичності I_p , а його різновидності - за показником текучості I_L .

Природна вологість $W = 35\% = 0,35$;

Вологість на межі текучості $W_L = 48\% = 0,48$;

Вологість на межі розкочування $W_p = 30\% = 0,3$.

Визначаємо число пластичності: $I_p = W_L - W_p = 48,0 - 30,0 = 18,0\% = 0,18$.

Ґрунт відноситься до глин.

Визначаємо показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,35 - 0,3}{0,18} = 0,28$$

$0,25 \leq I_L \leq 0,5$, отже, це глина тугопластична.

Визначаємо коефіцієнт продуктивності глинистого ґрунту.

Глина тугопластична, щільність частинок ґрунту $\rho_s = 2,71 \text{ т/м}^3$, щільність ґрунту $\rho = 1,88 \text{ т/м}^3$, природна вологість ґрунту $W = 35\% = 0,35$.

Коефіцієнт пористості рівний

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1+W) - 1 = \frac{2,71}{1,88}(1+0,35) - 1 = 0,95$$

Таблиця 2.9 - Визначення розрахункового опору R_0 глини тугопластичної

$e \setminus I_L$	$I_L=0$	$I_L=0,28$	$I_L=1$
$e_1=0,8$	300 кПа	-	200 кПа
$e=0,95$	275 кПа	240 кПа	150 кПа
$e_2=1,1$	250 кПа	-	100 кПа

Виразуємо кут внутрішнього тертя ґрунту при $e=0,95$ і $0,25 \leq I_L \leq 0,5$ – $\varphi=14^\circ$.

Визначимо модель деформації при

$e=0,95$ і $0,25 \leq I_L \leq 0,5$ – $E=12 \text{ МПа}$.

Остаточні дані ґрунту: глина тугопластична, з розрахунковим опором $R_0 = 240 \text{ кПа}$.

Шар №2

Природна вологість $W = 21\% = 0,21$;

Вологість на межі текучості $W_L = 25,0\% = 0,25$;

Вологість на межі розкочування $W_p = 20,0\% = 0,2$.

Визначаємо число пластичності I_p даного ґрунту:

$$I_p = W_L - W_p = 25 - 20 = 5\% = 0,05.$$

Ґрунт відноситься до супесчаних. Визначаємо показник текучості I_L :

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,21 - 0,2}{0,05} = 0,2$$

т.к. $0 \leq I_L \leq 1$ – відповідно, це супісок пластичний.

Визначаємо коефіцієнт пористості глинистого ґрунту.

Супісь пластична, густина частинок ґрунту $\rho_s = 2,75 \text{ т/м}^3$, щільність ґрунту $\rho = 1,97 \text{ т/м}^3$, природна вологість ґрунту $W = 21,0\% = 0,21$,

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,75}{1,97} (1 + 0,21) - 1 = 0,69$$

Визначаємо розрахунковий опір R_0 за таблицею 2.10

Таблиця 2.10 – Визначення розрахункового опору R_0 супіску пластичного

$e \setminus I_L$	$I_L = 0$	$I_L = 0,2$	$I_L = 1$
$e_1 = 0,5$	300 кПа	-	300 кПа
$e = 0,69$	252,5 кПа	243 кПа	205 кПа
$e_2 = 1,7$	250 кПа	-	200 кПа

Остаточні дані: супісок пластичний, з розрахунковим опором $R_0 = 243$ кПа.

Шар №3

Пісочний ґрунт.

Визначення типу піщаного ґрунту виконуємо по гранулометричному складу - по складу частинок різної крупності. Склад частинок розміром $> 0,2$ мм становить $> 25\%$, відповідно, пісок гравелистий.

Визначення виду піщаного ґрунту

Пісок дрібний, щільність частинок ґрунту $\rho_s = 2,74 \text{ т/м}^3$, щільність

грунту $\rho = 2,04 \text{ т/м}^3$, природна вологість ґрунту $W = 24\% = 0,24$. Вид піщаного ґрунту визначаємо за коефіцієнтом пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1+W) - 1 = \frac{2,74}{2,04}(1+0,24) - 1 = 0,67$$

так як $0,6 \leq e \leq 0,8$, відтак, це пісок середньої щільності.

Визначаємо ступінь вологості (тобто ступінь заповнення пор водою):

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,74 \cdot 0,24}{1 \cdot 0,67} = 0,981$$

так як $0,8 \leq S_r \leq 1$, отже, це водонасичений пісок.

Розрахунковий опір піску гравелистого, середньої щільності водонасиченого рівно 400 кПа.

Визначимо модель деформації ґрунту: при $e = 0,67$ інтерполяції вчисляємо - $E = 22,8 \text{ МПа}$.

Остаточо запишемо: пісок гравелистий, середньої щільності, водонасичений, $R_0 = 400 \text{ кПа}$.

Шар №4

Визначення типу глинистого ґрунту виконуємо по числу пластичності I_p , а їх різновидності - за показником текучості I_L .

природна вологість $W = 28\% = 0,28$;

Вологість на межі текучості $W_L = 38,0\% = 0,38$;

Вологість на межі розкочування $W_p = 22, \% = 0,22$.

Визначаємо число пластичності I_p даного ґрунту:

$$I_p = W_L - W_p = 38 - 22 = 16\% = 0,16.$$

Визначаємо, що це суглинок. Визначаємо показник текучості I_L :

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,28 - 0,22}{0,16} = 0,375$$

так як I_L $0,25 < 0,5$ відповідно, це суглинок тугопластичний. Визначаємо коефіцієнт пористості глинистого ґрунту.

Суглинок тугопластичний, щільність частинок ґрунту $\rho_s = 2,73 \text{ т/м}^3$, щільність ґрунту $\rho = 1,93 \text{ т/м}^3$, природна вологість ґрунту $W = 28, \% = 0,28$.

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,73}{1,93} (1 + 0,28) - 1 = 0,81$$

Визначаємо розрахунковий опір R_0 за таблицею 2.11.

Таблиця 2.11 - Визначення розрахункового опору суглинка тугопластичного

$e \setminus I_L$	$I_L = 0$	$I_L = 0,38$	$I_L = 1$
$e_1 = 0,7$	250 кПа	-	180 кПа
$e = 0,81$	231,7 кПа	201,3 кПа	150,7 кПа
$e_2 = 1$	200 кПа	-	100 кПа

Визначаємо ступінь вологості (тобто ступінь заповнення пор водою):

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,73 \cdot 0,28}{1 \cdot 0,81} = 0,944$$

Остаточно запишемо: суглинок тугопластичний, з розрахунковим опором $R_0 = 201,3 \text{ кПа}$.

2.8.2 Проектування пальового фундаменту

Виконаємо варіантне проектування двох типів пальних фундаментів:

- пильовий фундамент з палею-оболонкою;
- пильовий фундамент на буронабивних палях.

Попередньо призначають палі діаметром 2000 мм. Закладання палей в ростверк жорстке з випуском арматури на довжину анкерування.

Глибина закладання фундаментної плити 16,3 м від рівня землі, котлован на відм. -17,600 (з урахуванням бетонної підготовки).

Несучим шаром є суглинок тугопластичний.

За відносною відмітку 0,000 прийнята абсолютна відмітка (161,7 м). Розрахувавши схему в програмі SCAD Office, вирахуємо вагу (по осі Z), що припадає на палі, з урахуванням ваги фундаментальної плити. Максимальні зусилля досягаються в комбінації С2:

$$L1 \cdot 1 + L2 \cdot 0,7 + L3 \cdot 0,9 + L5 \cdot 1 + L8 \cdot 1 + L9 \cdot 0,95 + L10 \cdot 1 + L11 \cdot 1 \\ 2039460 + 5553,55 \cdot 0,7 + 436614 \cdot 0,9 + 33045,1 + 21027,7 \cdot 0,95 + 69565,1 = 2558886,6 \text{ кН}$$

де $L1 = 2039460$ кН – власна вага по осі Z;

$L2 = 5553,55$ кН - снігове навантаження по осі Z;

$L3 = 436614$ кН - короткочасні навантаження на перекриття по осі Z;

$L5 = 0$ - вітрове завантаження по -Y по осі Z;

$L8 = 33045,1$ кН - вага вітражів по осі Z;

$L9 = 21027,7$ кН - навантаження від інженерного обладнання по осі Z;

$L10 = 69565,1$ кН - навантаження від транспорту по осі Z;

$L11 = 0$ - навантаження від ґрунту по осі Z.

Попередньо робимо розстановку палей по плиті фундаменту.

Навантаження на палі з урахуванням ваги плити - $2558886,6$ кН = $255888,66$ т.

2.8.3 Проектування буронабивної палі

РБурова паля кругла діаметром $D=2000$ мм довжиною $l_p=37000$ мм.

Глибина котлована $h_k = 2600$ мм. $H = 36850$ мм. На рисунку 2.41 показані вихідні дані.

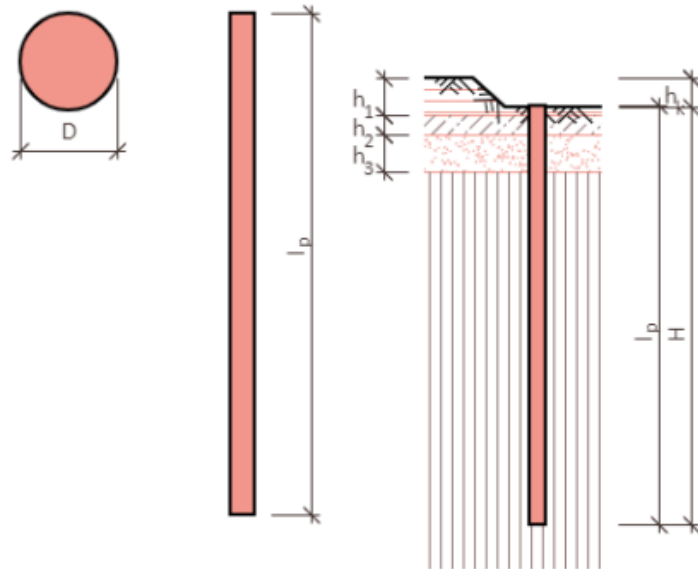


Рисунок 2.41– Вихідні дані для проектування буронабивної палі

Буронабивна паля, круглого поперечного перерізу, без розширення, бетонована при відсутності води в свердловині (сухим способом) і при виконанні їх методом неперервного шнека, що переміщується (НШПШ).

1. Несуча здатність палі визначається за формулами:

на стискаюче навантаження:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{R,R} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum (\gamma_{R,f} \cdot f_i \cdot n_i))$$

на висмикуюче навантаження:

$$F_{du} = \gamma_c \cdot u \cdot \sum (\gamma_{R,f} \cdot f_i \cdot n_i)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

$\gamma_{R,R}$ - коефіцієнт надійності по опору ґрунту під нижнім кінцем палі;

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

площа поперечного перерізу палі, м²;

Таблиця 2.12 – Характеристики ґрунтів

№	Ґрунт	Крупність	Щільність ь	e	I_L	I_p	$\varphi, \text{гр.}$	S_r	$h, \text{м}$	$E, \text{МПа}$	ν
1	Глина	-	-	0,95	0,28	18	14	-	3,4	12	0,42
2	Супісок	-	-	0,69	0,2	5	25,8	-	1,6	13,6	0,3
3	Пісок	гравелистий	середня	0,67	-	-	37,6	-	3,4	22,8	0,3
4	Суглинок	-	-	0,81	0,375	16	19,8	0,944	-	12,2	0,35

u - периметр поперечного перерізу палі, м;

$\gamma_{R,f}$ - коефіцієнта умов роботи ґрунту на боковій поверхні палі;

f_i - розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні, кПа;

h_i -товщина i -го шару ґрунту, що дотикається з боковою поверхнею палі, м.

2. Коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті:

– на стискаюче навантаження $\gamma_c = 1$

– на висмикуюче навантаження $\gamma_c = 0,8$ (глибина занурення 4 метра і більше).

Площа поперечного перерізу палі:

$$A = \pi \cdot (D/2)^2 = \pi \cdot (2000/2)^2 = 3141592,654 \text{ мм}^2 = 3,142 \text{ м}^2$$

Периметр поперечного перерізу палі:

$$u = \pi \cdot D = 3,14 \cdot 2000 = 6283 \text{ мм} = 6,283 \text{ м}$$

Розрахункова глибина закладання нижнього кінця палі від поверхні ґрунту:

$$L = h_k + H = 2600 + 36850 = 39450 \text{ мм} = 39,450 \text{ м}$$

Розрахунковий опір ґрунту в основі палі

Згідно експлікації до формули 7.11 розрахунковий опір ґрунту в площині нижнього кінця сваї R визначаємо по п. 7.2.7 б, по таблиці 7.8: $R = 2595 \text{ кПа} = 264,501 \text{ т/м}^2$.

Коефіцієнт надійності за опором ґрунту під нижнім кінцем палі $\gamma_{R,R} = 1$

Розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні

Шар номер 1, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 2,600 м, потужність 0,800м

$$\text{Розрахункова глибина шару } l_1 = 2,600 + 0,800 / 2 = 3,000 \text{ м}$$

По табл. 7.3 знаходимо значення коефіцієнта умов роботи ґрунту по боковій поверхні $f_1 = 37,6 \text{ кПа} = 3,833 \text{ т/м}^2$

Шар номер 2, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 3,400 м, потужність 1.600м

Розрахункова глибина шару $l_2 = 3,400 + 1,600 / 2 = 4.200$ м

Знаходимо значення коефіцієнта умови роботи ґрунту на боковій поверхні палі $\gamma_{R,f} = 0.7$

Шар номер 3, пісок, покрівля на глибині 5.000 м, потужність 1.700 м.

Шар номер 3, пісок, покрівля на глибині 6.700 м, потужність 1.700 м.

Знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_{3.2} = 61.1$ кПа = 6.228 т/м^2

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 8.400 м, потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{4.1} = 8.400 + 1.941 / 2 = 9.370$ м

Знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_{4.1} = 44.9$ кПа = 4.573 т/м^2

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 10.341м, потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{4.2} = 10.341 + 1.941 / 2 = 11.311$ м

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_{4.2} = 47.1$ кПа = 4.803 т/м^2

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 12.281м, потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{4.3} = 12.281 + 1.941 / 2 = 13.252$ м

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_{4.3} = 48.8$ кПа = 4.971 т/м^2

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 14.222м, потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{4.4} = 14.222 + 1.941 / 2 = 15.192$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_{4.4} = 51.1$ кПа = 5.212 т/м^2

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 16.163м, потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{4.5} = 16.163 + 1.941 / 2 = 17.133$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{4.5} = 52.5$ кПа = 5.351 т/м²

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 18.103м, потужність
 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{4.6} = 18.103 + 1.941 / 2 = 19.073$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{4.6} = 53.9$ кПа = 5.489 т/м²

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 20.044м, потужність
 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{4.7} = 20.044 + 1.941 / 2 = 21.014$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{4.7} = 56.7$ кПа = 5.781 т/м²

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 21.984м, потужність
 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{4.8} = 21.984 + 1.941 / 2 = 22.955$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{4.8} = 58.1$ кПа = 5.919 т/м²

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 23.925м, потужність
 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{4.9} = 23.925 + 1.941 / 2 = 24.895$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_{4.9}$
 = 59.4 кПа = 6.058 т/м²

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 25.866м, потужність
 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_5 = 25.866 + 1.941 / 2 = 26.836$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні f_5
 = 62.3 кПа = 6.349 т/м²

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 27.806м, потужність

1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{5.1} = 27.806 + 1.941 / 2 = 28.777$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні

$$f_{5.1} = 63.6 \text{ кПа} = 6.488 \text{ т/м}^2$$

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 29.747м, потужність

1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{5.2} = 29.747 + 1.941 / 2 = 30.717$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні

$$f_{5.2} = 66.5 \text{ кПа} = 6.775 \text{ т/м}^2$$

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 31.688м, потужність

1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{5.3} = 31.688 + 1.941 / 2 = 32.658$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні

$$f_{5.3} = 67.7 \text{ кПа} = 6.904 \text{ т/м}^2$$

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 33.628м, потужність

1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{5.4} = 33.628 + 1.941 / 2 = 34.598$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні

$$f_{5.4} = 69.0 \text{ кПа} = 7.033 \text{ т/м}^2$$

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 35.569м, потужність

1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{5.5} = 35.569 + 1.941 / 2 = 36.539$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні

$$f_{5.5} = 71.1 \text{ кПа} = 7.245 \text{ т/м}^2$$

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 37.509м, потужність

1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{5.6} = 37.509 + 1.941 / 2 = 38.480$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_{5.6}$

$$= 72.4 \text{ кПа} = 7.384 \text{ т/м}^2$$

На рисунку 2.42 показано розбиття товщі ґрунту на шари.

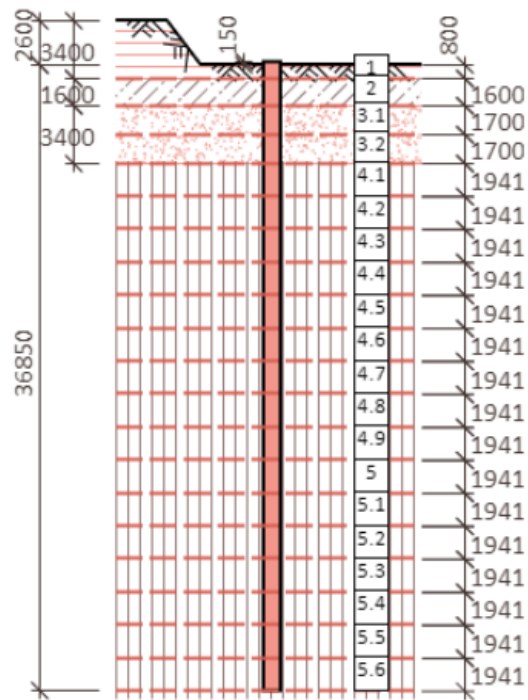


Рисунок 2.42– Розбиття товщі ґрунтів на шари

Несуча здатність ґрунту в основі палі

$$F_{d1} = \gamma_{R,R} \cdot R \cdot A = 1 \cdot 264.501 \cdot 3.142 = 830.953 \text{ Т}$$

Несуча здатність ґрунту по боковій поверхні

$$F_{du1} = u \cdot \gamma_{R,f} \cdot f_i \cdot h_i$$

Шар номер 1:

$$6.283 \cdot 0.600 \cdot 3.833 \cdot 0.800 = 11.560 \text{ Т}$$

Шар номер 2:

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 5.464 \cdot 1.600 = 38.450 \text{ т}$$

Шар номер 3:

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 5.882 \cdot 1.700 = 43.978 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 6.228 \cdot 1.700 = 46.569 \text{ т}$$

Шар номер 4:

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 4.573 \cdot 1.941 = 39.028 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 4.803 \cdot 1.941 = 40.992 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 4.971 \cdot 1.941 = 42.428 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 5.212 \cdot 1.941 = 44.490 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 5.351 \cdot 1.941 = 45.672 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 5.489 \cdot 1.941 = 46.854 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 5.781 \cdot 1.941 = 49.341 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 5.919 \cdot 1.941 = 50.523 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 6.058 \cdot 1.941 = 51.705 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 6.349 \cdot 1.941 = 54.192 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 6.488 \cdot 1.941 = 55.374 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 6.775 \cdot 1.941 = 57.830 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 6.904 \cdot 1.941 = 58.927 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 7.033 \cdot 1.941 = 60.025 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 7.245 \cdot 1.941 = 61.842 \text{ т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 7.384 \cdot 1.941 = 63.024 \text{ т}$$

Несуча здатність палі на стискаюче навантаження

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{R,R} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum (\gamma_{R,f} \cdot f_i \cdot n_i)) = 1 \cdot (830.953 + (11.560 + 38.450 + 43.978 + 46.569 + 39.028 + 40.992 + 42.428 + 44.490 + 45.672 + 46.854 + 49.341 + 50.523 + 51.705 + 54.192 + 55.374 + 57.830 + 58.927 + 60.025 + 61.842 + 63.024)) = 1793.756 \text{ т}$$

Несуча здатність палі на висмикуюче навантаження

$$F_{du} = \gamma_c \cdot u \cdot \sum (\gamma_{R,f} \cdot f_i \cdot n_i) = 0.8 \cdot (11.560 + 38.450 + 43.978 + 46.569 + 39.028 + 40.992 + 42.428 + 44.490 + 45.672 + 46.854 + 49.341 + 50.523 + 51.705 + 54.192 + 55.374 + 57.830 + 58.927 + 60.025 + 61.842 + 63.024) = 770.242 \text{ т}$$

2.8.4 Проектування палі-оболонки

Прийmemo наступні дані: паля кругла зовнішнім діаметром $D=2000$ мм, внутрішній діаметр $d=1760$ мм довжиною $l_p=37000$ мм. Глибина котлована $h_k = 2600$ мм, $H = 36850$ мм. На рисунку 2.43 показані вихідні дані.

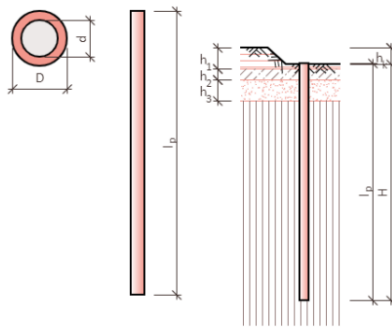


Рисунок 2.43 – Вихідні дані для проектування палі-оболонки

Розрахунок висячої палі-оболонки, пологого круглого поперечного перерізу, без розширення, занурюваною вібруванням з виїмкою ґрунту і повним видаленням ґрунтового ядра.

Несуча здатність палі визначається за тими ж формулами, що і в п. 3.7.2.1

Коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті:

- на стискаюче навантаження $\gamma_c = 1$
- на висмикуюче навантаження $\gamma_c = 0.8$ (глибина занурення 4 метра і більше).

3. Площа поперечного перерізу палі:

$$A = \pi \cdot (D/2)^2 - \pi \cdot (d/2)^2 = 3,14 \cdot (2000/2)^2 - 3,14 \cdot (1760/2)^2 = 708743 \text{ мм}^2 = 0.709 \text{ м}^2$$

Периметр поперечного перерізу палі

$$u = \pi \cdot D = 3,14 \cdot 2000 = 6283 \text{ мм} = 6.283 \text{ м}$$

Розрахункова глибина закладання нижнього кінця палі від поверхні ґрунту

$$L = h_k + H = 2600 + 36850 = 39450 \text{ мм} = 39.450 \text{ м}$$

Розрахунковий опір ґрунту в основі палі

Згідно експлікації до формули (7.11) розрахунковий опір ґрунту в площині нижнього кінця палі R визначаємо по п. 7.2.7 б), $R = 2595 \text{ кПа} = 264.501 \text{ т/м}^2$

Коефіцієнт надійності за опором ґрунту під нижнім кінцем палі $\gamma_{R,R} = 1$

Розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні

Шар номер 1, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 2.600 м, потужність 0.800м

$$\text{Розрахункова глибина шару } l_1 = 2.600 + 0.800 / 2 = 3.000 \text{ м}$$

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_1 = 37.6 \text{ кПа} = 3.833 \text{ т/м}^2$

Шар номер 2, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 3.400 м, потужність 1.600м

Розрахункова глибина шару $l_2 = 3.400 + 1.600 / 2 = 4.200$ м

По табл.опору ґрунту по боковій поверхні $f_2 = 53.6$ кПа = 5.464 т/м²

Шар номер 3, пісок, шар на глибині 5.000 м, потужність 1.700 м.

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_{3.1} = 57.7$ кПа = 5.882 т/м²

Шар номер 3, пісок, шар на глибині 6.700 м, потужність 1.700 м.

За табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_{3.2} = 61.1$ кПа = 6.228 т/м²

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 8.400 м, потужність 1.941 м

Розрахункова глибина шару $l_{4.1} = 8.400 + 1.941 / 2 = 9.370$ м

По табл знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_{4.1} = 44.9$ кПа = 4.573 т/м²

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 10.341 м, потужність 1.941 м

Розрахункова глибина шару $l_{4.2} = 10.341 + 1.941 / 2 = 11.311$ м

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_{4.2} = 47.1$ кПа = 4.803 т/м²

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 12.281 м, потужність 1.941 м

Розрахункова глибина шару $l_{4.3} = 12.281 + 1.941 / 2 = 13.252$ м

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 14.222 м, потужність 1.941 м

Розрахункова глибина шару $l_{4.4} = 14.222 + 1.941 / 2 = 15.192$ м

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_{4.4} = 51.1$ кПа = 5.212 т/м²

Шар номер 4, глинистий ґрунт, шар на глибині 16.163 м, потужність 1.941 м

Розрахункова глибина шару $l_{4.5} = 16.163 + 1.941 / 2 = 17.133$ м

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{4.5} = 52.5 \text{ кПа} = 5.351 \text{ т/м}^2$

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 18.103м,
 потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{4.6} = 18.103 + 1.941 / 2 = 19.073 \text{ м}$

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{4.6} = 53.9 \text{ кПа} = 5.489 \text{ т/м}^2$

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 20.044м,
 потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{4.7} = 20.044 + 1.941 / 2 = 21.014 \text{ м}$

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{4.7} = 56.7 \text{ кПа} = 5.781 \text{ т/м}^2$

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 21.984м,
 потужність 1.941м.

Розрахункова глибина шару $l_{4.8} = 21.984 + 1.941 / 2 = 22.955 \text{ м}$

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{4.8} = 58.1 \text{ кПа} = 5.919 \text{ т/м}^2$

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 23.925м,
 потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{4.9} = 23.925 + 1.941 / 2 = 24.895 \text{ м}$

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{4.9} = 59.4 \text{ кПа} = 6.058 \text{ т/м}^2$

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 25.866м,
 потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_5 = 25.866 + 1.941 / 2 = 26.836 \text{ м}$

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні f_5
 $= 62.3 \text{ кПа} = 6.349 \text{ т/м}^2$

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 27.806м,
 потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{5,1} = 27.806 + 1.941 / 2 = 28.777$ м

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{5,1} = 63.6$ кПа = 6.488 т/м²

Слой номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глишині 29.747м,
 потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{5,2} = 29.747 + 1.941 / 2 = 30.717$ м

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{5,2} = 66.5$ кПа = 6.775 т/м²

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 31.688м,
 потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{5,3} = 31.688 + 1.941 / 2 = 32.658$ м

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{5,3} = 67.7$ кПа = 6.904 т/м²

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 33.628м,
 потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{5,4} = 33.628 + 1.941 / 2 = 34.598$ м

За табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні $f_{5,4}$
 $= 69.0$ кПа = 7.033 т/м²

Слой номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глишині 35.569м,
 потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{5,5} = 35.569 + 1.941 / 2 = 36.539$ м

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{5,5} = 71.1$ кПа = 7.245 т/м²

Шар номер 4, глинистий ґрунт, покрівля на глибині 37.509м,
 потужність 1.941м

Розрахункова глибина шару $l_{5,6} = 37.509 + 1.941 / 2 = 38.480$ м

По табл. знаходимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні
 $f_{5,6} = 72.4$ кПа = 7.384 т/м²

На рисунку 2.44 показано розбиття товщі ґрунту на шари.

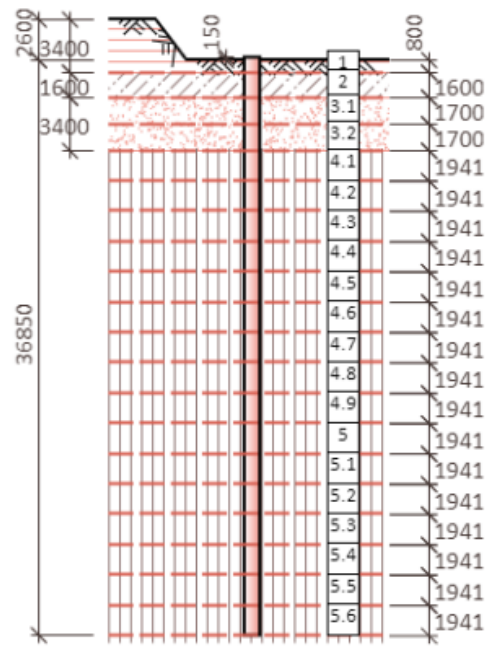


Рисунок 2.44- Розбиття товщі ґрунтів на шари

Несуча здатність ґрунту в основі палі

$$\gamma_{R,R} \cdot R \cdot A = 1 \cdot 264.501 \cdot 0.709 = 187.463 \text{ Т}$$

Несуча здатність ґрунту по боковій поверхні

Шар номер 1:

$$6.283 \cdot 0.600 \cdot 3.833 \cdot 0.800 = 11.560 \text{ Т}$$

Шар номер 2:

$$6.283 \cdot 0.900 \cdot 5.464 \cdot 1.600 = 49.435 \text{ Т}$$

Шар номер 3:

$$6.283 \cdot 1.000 \cdot 5.882 \cdot 1.700 = 62.825 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 1.000 \cdot 6.228 \cdot 1.700 = 66.527 \text{ Т}$$

Шар номер 4:

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 4.573 \cdot 1.941 = 39.028 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 4.803 \cdot 1.941 = 40.992 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 4.971 \cdot 1.941 = 42.428 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 5.212 \cdot 1.941 = 44.490 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 5.351 \cdot 1.941 = 45.672 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 5.489 \cdot 1.941 = 46.854 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 5.781 \cdot 1.941 = 49.341 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 5.919 \cdot 1.941 = 50.523 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 6.058 \cdot 1.941 = 51.705 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 6.349 \cdot 1.941 = 54.192 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 6.488 \cdot 1.941 = 55.374 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 6.775 \cdot 1.941 = 57.830 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 6.904 \cdot 1.941 = 58.927 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 7.033 \cdot 1.941 = 60.025 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 7.245 \cdot 1.941 = 61.842 \text{ Т}$$

$$6.283 \cdot 0.700 \cdot 7.384 \cdot 1.941 = 63.024 \text{ Т}$$

Несуча здатність палі на стискаюче навантаження

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{R,R} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum (\gamma_R \cdot f \cdot f_i \cdot n_i)) = 1 \cdot (187.463 + (11.560 + 49.435 + 62.825 + 66.527 + 39.028 + 40.992 + 42.428 + 44.490 + 45.672 + 46.854 + 49.341 + 50.523 + 51.705 + 54.192 + 55.374 + 57.830 + 58.927 + 60.025 + 61.842 + 63.024)) = 1200.057 \text{ Т}$$

Несуча здатність палі на висмикуюче навантаження

$$F_{du} = \gamma_c \cdot u \cdot \sum (\gamma_R \cdot f \cdot f_i \cdot n_i) = 0.8 \cdot (11.560 + 49.435 + 62.825 + 66.527 + 39.028 + 40.992 + 42.428 + 44.490 + 45.672 + 46.854 + 49.341 + 50.523 + 51.705 + 54.192 + 55.374 + 57.830 + 58.927 + 60.025 + 61.842 + 63.024) = 810.076 \text{ Т}$$

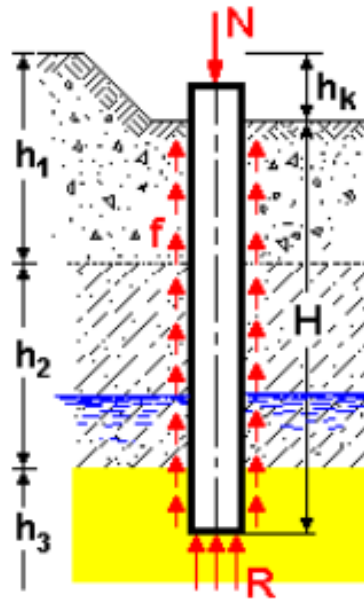


Рисунок 2.45– Вихідні дані для розрахунків несучої здатності палі

2.8.5 Спільний розрахунок схеми будівля-фундамент-основа

Для врахування сумісної роботи будівлі-фундаменту-основи поставимо в розрахункову схему коефіцієнти по боковим сторонам палі, а також на нижні кінці палі встановимо зв'язок кінцевої жорсткості.

Розрахуємо значення зв'язку кінцевої жорсткості.

Розрахуємо загальний коефіцієнт Пуассона ν_1 (див. табл. 3.7.4) для палі 37м:

$$\nu_1 = \frac{\nu_1 \cdot h_1 + \nu_2 \cdot h_2 + \nu_3 \cdot h_3 + \nu_4 \cdot h_4}{L} = \frac{0,42 \cdot 0,8 + 0,3 \cdot 1,6 + 0,3 \cdot 3,4 + 0,35 \cdot 31,2}{37} = 0,345$$

де $\nu_{1,2,3,4}$ – коефіцієнт Пуассона відповідно для 1, 2, 3 і 4 ґрунтів;

$h_{1,2,3,4}$ – товщина ґрунту відповідно 1, 2, 3 і 4 ґрунтів по довжині палі, м;

L – довжина палі, м. н.

Коефіцієнт ν_2 на глибині від L до $1,5L$ рівний 0,35. Розрахуємо модулі зсуву ґрунтів:

$$G_1 = \frac{E_1}{2 \cdot (1 + \nu_1)} = \frac{12}{2 \cdot (1 + 0,42)} = 4,23 \text{ МПа}$$

$$G_2 = \frac{E_2}{2 \cdot (1 + \nu_2)} = \frac{13,6}{2 \cdot (1 + 0,3)} = 5,23 \text{ МПа}$$

$$G_3 = \frac{E_3}{2 \cdot (1 + \nu_3)} = \frac{22,8}{2 \cdot (1 + 0,3)} = 8,77 \text{ МПа}$$

$$G_4 = \frac{E_4}{2 \cdot (1 + \nu_4)} = \frac{12,2}{2 \cdot (1 + 0,35)} = 4,52 \text{ МПа}$$

Розрахуємо загальний модуль зсуву ґрунтів:

$$G^1 = \frac{G_1 \cdot h_1 + G_2 \cdot h_2 + G_3 \cdot h_3 + G_4 \cdot h_4}{L} = \frac{4,23 \cdot 0,8 + 5,23 \cdot 1,6 + 8,77 \cdot 3,4 + 4,52 \cdot 31,2}{37} = 4,93 \text{ МПа}$$

Модуль зсуву G^2 на глибині від L до $1,5 L$ рівний $4,52$ МПа. Визначимо коефіцієнт k_v :

$$k_v = 2,82 - 3,78 \cdot 0,5 \cdot (\nu_1 + \nu_2) + 2,18 \cdot (0,5 \cdot (\nu_1 + \nu_2))^2 = 2,82 - 3,78 \cdot 0,5 \cdot 0,695 + 2,18 \cdot (0,5 \cdot 0,695)^2 = 1,77$$

Виразуємо коефіцієнт, що відповідає абсолютно жорсткій палі:

$$k_v = 2,82 - 3,78 \cdot 0,5 \cdot (\nu^1 + \nu^2) + 2,18 \cdot (0,5 \cdot (\nu^1 + \nu^2))^2 = 2,82 - 3,78 \cdot 0,5 \cdot 0,695 + 2,18 \cdot (0,5 \cdot 0,695)^2 = 1,77$$

де d - зовнішній діаметр поперечного перерізу ствола палі, м.

Визначимо значення зв'язку кінцевої жорсткості:

$$k_z = \frac{G^1 \cdot L}{\beta} = \frac{4,93 \cdot 37}{0,608} = 300 \text{ МН/м}$$

Розрахуємо загальний коефіцієнт Пуассона ν_1 (див. табл. 3 7.4) для палі

70 м:

$$\nu^1 = \frac{\nu_1 \cdot h_1 + \nu_2 \cdot h_2 + \nu_3 \cdot h_3 + \nu_4 \cdot h_4}{L} = \frac{0,42 \cdot 0,8 + 0,3 \cdot 1,6 + 0,3 \cdot 3,4 + 0,35 \cdot 64,2}{70} = 0,347$$

де $\nu_{1,2,3,4}$ – коефіцієнт Пуассона відповідно для 1, 2, 3 і 4 ґрунтів;

$h_{1,2,3,4}$ - товщина ґрунту відповідно 1, 2, 3 і 4 ґрунтів по довжині палі, м;

L - довжина палі, м. н.

Коефіцієнт ν_2 на глибині від L до $1,5L$ рівний 0,35. Розрахуємо 6-й модуль зсуву ґрунтів:

$$G^1 = \frac{G_1 \cdot h_1 + G_2 \cdot h_2 + G_3 \cdot h_3 + G_4 \cdot h_4}{L} = \frac{4,23 \cdot 0,8 + 5,23 \cdot 1,6 + 8,77 \cdot 3,4 + 4,52 \cdot 64,2}{70} = 4,74 \text{ МПа}$$

Модуль зсуву G^2 на глибині від L до $1,5L$ рівний 4,52 МПа. Визначимо коефіцієнт k_v :

$$k_v = 2,82 - 3,78 \cdot 0,5 \cdot (\nu_1 + \nu_2) + 2,18 \cdot (0,5 \cdot (\nu_1 + \nu_2))^2 = 2,82 - 3,78 \cdot 0,5 \cdot 0,697 + 2,18 \cdot (0,5 \cdot 0,697)^2 = 1,77$$

Вирахуємо коефіцієнт, що відповідає абсолютно жорсткої палі:

$$\beta' = 0,17 \cdot \ln\left(\frac{k_v \cdot G^1 \cdot L}{G^2 \cdot d}\right) = 0,17 \cdot \ln\left(\frac{1,77 \cdot 4,74 \cdot 70}{4,52 \cdot 2}\right) = 0,71$$

де d - зовнішній діаметр поперечного перерізу ствола палі, м.

Визначимо значення зв'язку кінцевої жорсткості:

$$k_z = \frac{G^1 \cdot L}{\beta'} = \frac{4,74 \cdot 70}{0,71} = 467,32 \text{ МН/м}$$

Вирахуємо умовну ширину палі:

$$b_p = d + 1 = 2 + 1 = 3 \text{ м}$$

де d - зовнішній діаметр круглого перерізу палі в площині, перпендикулярній до дії навантаження, м.

На рисунку 2. 43 представлено розподіл коефіцієнта постелі по боковій поверхні палі.

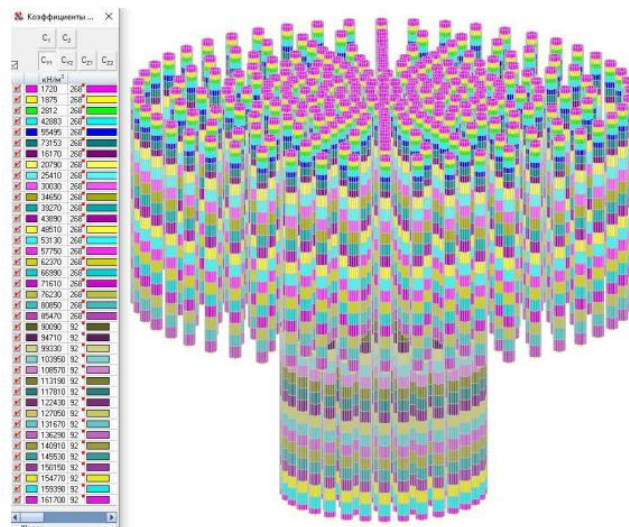


Рисунок 2.46– Коефіцієнт постелі по боковій поверхні палі

2.8.6 Розрахунок армування буронабивної палі

Після задання в розрахункову схему коефіцієнтів постелі і зв'язків кінцевої жорсткості, виконаємо розрахунок армування буронабивної палі.

Паля прийнята з бетону В50, F200, W6 з робочою арматурою А600, поперечною апаратурою А240, діаметром 2 м, довжиною 37 м і 70 м.

Висновок: для стійкості каркаса приймаємо подовжню апаратури 24 стержня діаметром 14 А600 з загальною площею 36,94 см². Поперечну арматуру передбачуємо конструктивно діаметром 6 А240с з кроком 200 мм.

Визначення розрахункової довжини перепуску арматури. Методика розрахунку прийнята згідно норм. Арматура – без напруги. В одному

розрахунковому перерізі стикується не більше 50% робочої розтягнутої арматури періодичного профілю.

Вихідні дані:

- $d_s = 1,4$ см – діаметр арматури;
- арматура класу А600,
- $R_s = 52,00$ кН/см² – розрахунковий опір розтягуванню арматури;
- $A_{s,cal}/A_{s,ef} = 1,00$ - відношення площ арматури потрібної за розрахунком і фактичної;
- бетон класу В50,
- $\gamma_{bi} = 1,00$ - коефіцієнт умов роботи бетону;
- $R_{bt} = 0,160 \cdot 1,00 = 0,160$ кН / см² - розрахунковий опір бетону осьовому розтягненню;

$$\eta_1 = 2,5, \eta_2 = 1,0/$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,160 = 0,400 \text{ кН/см}^2$$

$$A_s = \pi d_s^2 / 4 = 3,142 \cdot 1,42 / 4 = 1,539 \text{ см}^2$$

$$u_s = \pi d_s = 3,142 \cdot 1,4 = 4,40 \text{ см}$$

$$l_{0an} = R_s A_s / R_{bond} u_s = 52,00 \cdot 1,539 / 0,400 \cdot 4,40 = 45,5 \text{ см}$$

$$l_1 = \alpha l_{0an} A_{s,cal} / A_{s,ef} = 1,20 \cdot 45,5 \cdot 1,00 = 54,6 \text{ см}$$

де R_{bond} – розрахунковий опір зчеплення арматури з бетоном, що приймається рівномірно розділеним по довжині анкерування;

A_s - площа поперечного перерізу анкерного стержня арматури;

u_s - периметр поперечного перерізу анкерного стержня арматури;

l_{0an} - базова довжина анкерування;

l_1 - довжина нахлістки.

Умова $l_1 = 54,6 \text{ см} > 0,4 \alpha l_{0an} = 0,4 \cdot 1,20 \cdot 45,5 = 21,8 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_1 = 54,6 \text{ см} > 20 d_s = 20 \cdot 1,4 = 28,0 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_1 = 54,6 \text{ см} > 25 \text{ см}$ виконується.

Третя розрахункова довжина перепуску становить $l_1 = 54,6 \text{ см}$.

Приймаємо напуск та анкерування каркаса палі рівним 550 мм.

2.8.7 Розрахунок армування фундаментної плити

Після задання в розрахункову схему коефіцієнтів постелі і зв'язків кінцевої жорсткості, виконуємо розрахунок армування фундаментної плити.

Плита прийнята з бетону В50, F200, W6 з арматурою А600, товщиною 2,5 м.

На рисунку 2.47 показана усадка фундаментної плити і паль.

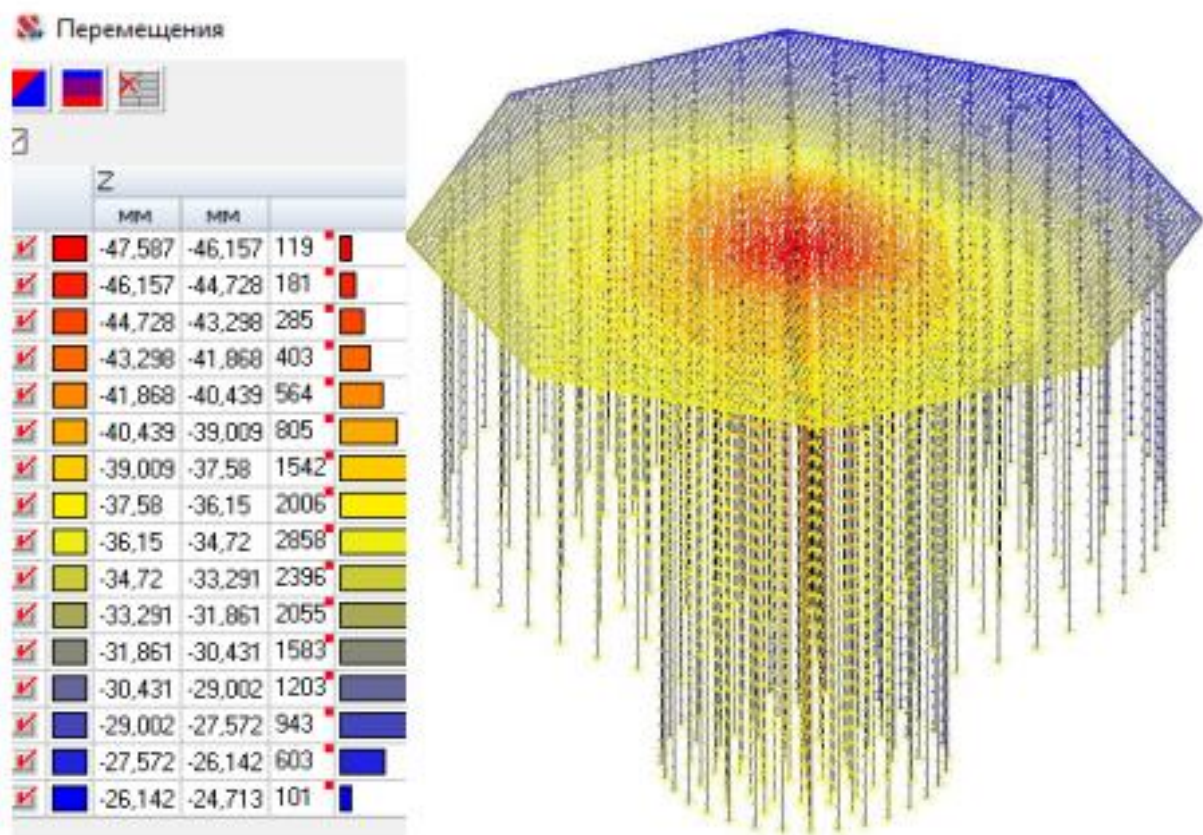


Рисунок 2.47– Усадка фундаменту за комбінацією С2

Максимальна усадка для цивільних багатоповерхових будівель з монолітним залізобетонним каркасом рівна 15 см. Максимальна усадка нашої будівлі $48 \text{ мм} < 150 \text{ мм}$, що задовольняє вимоги.

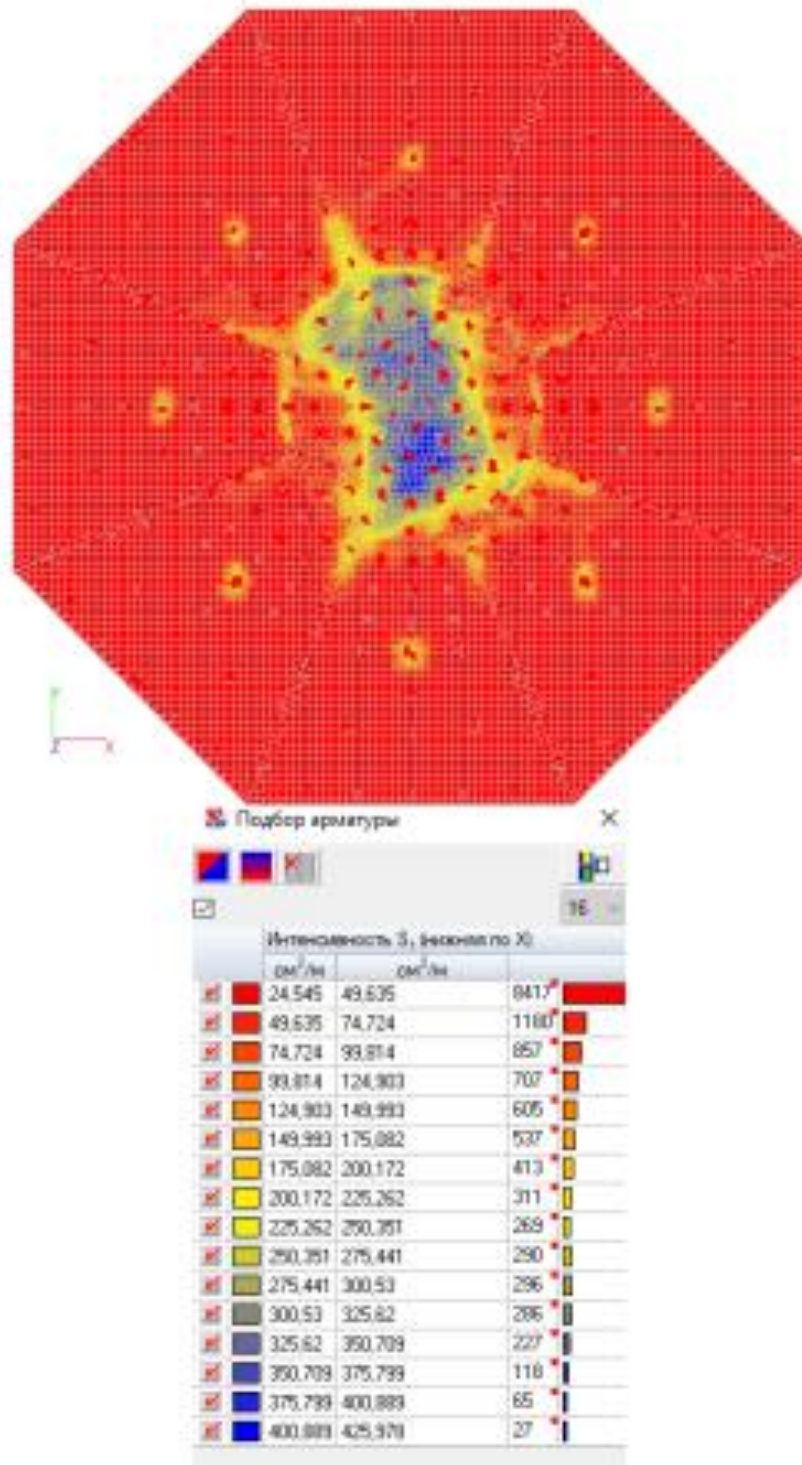


Рисунок 2.48 Нижнє армування по X

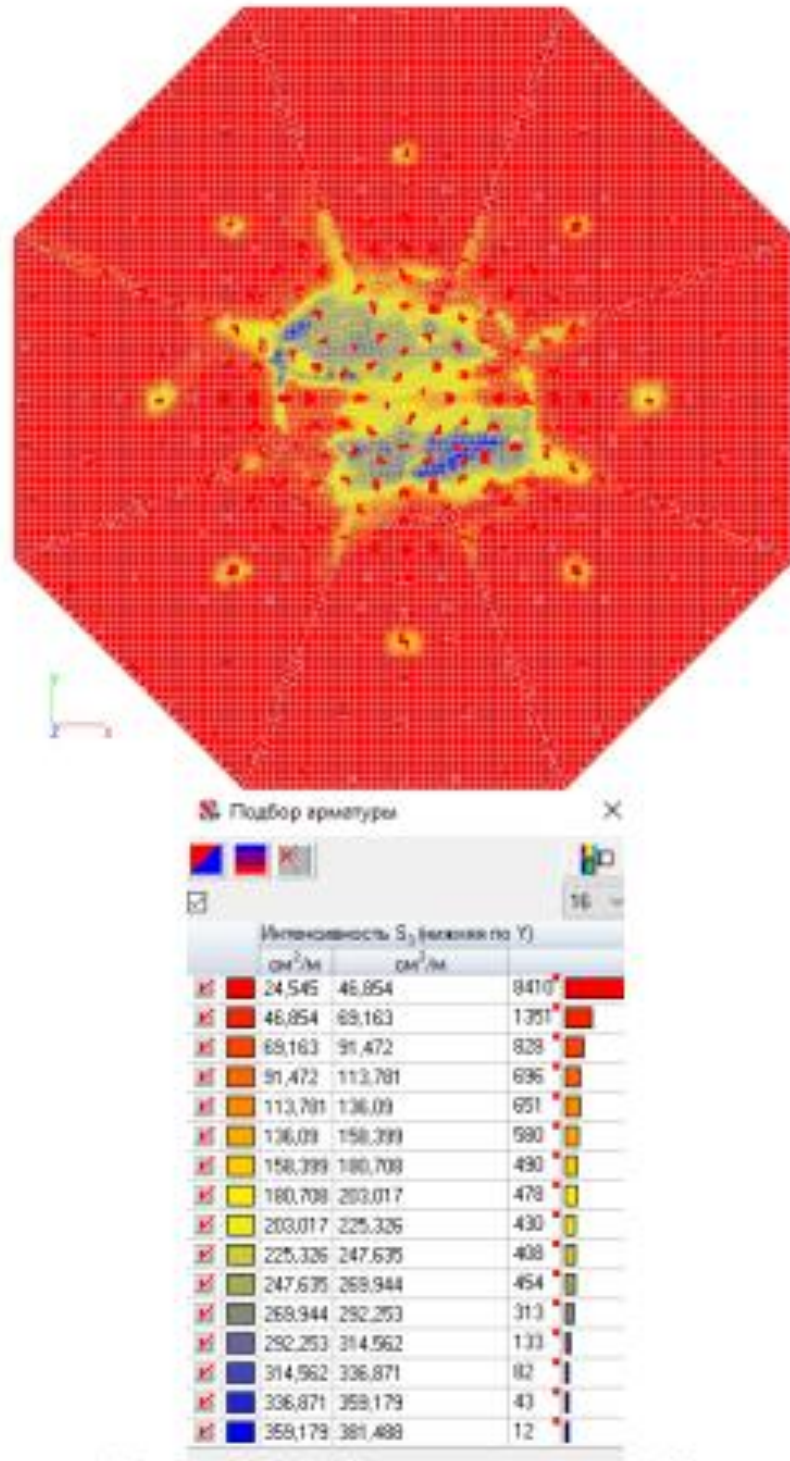
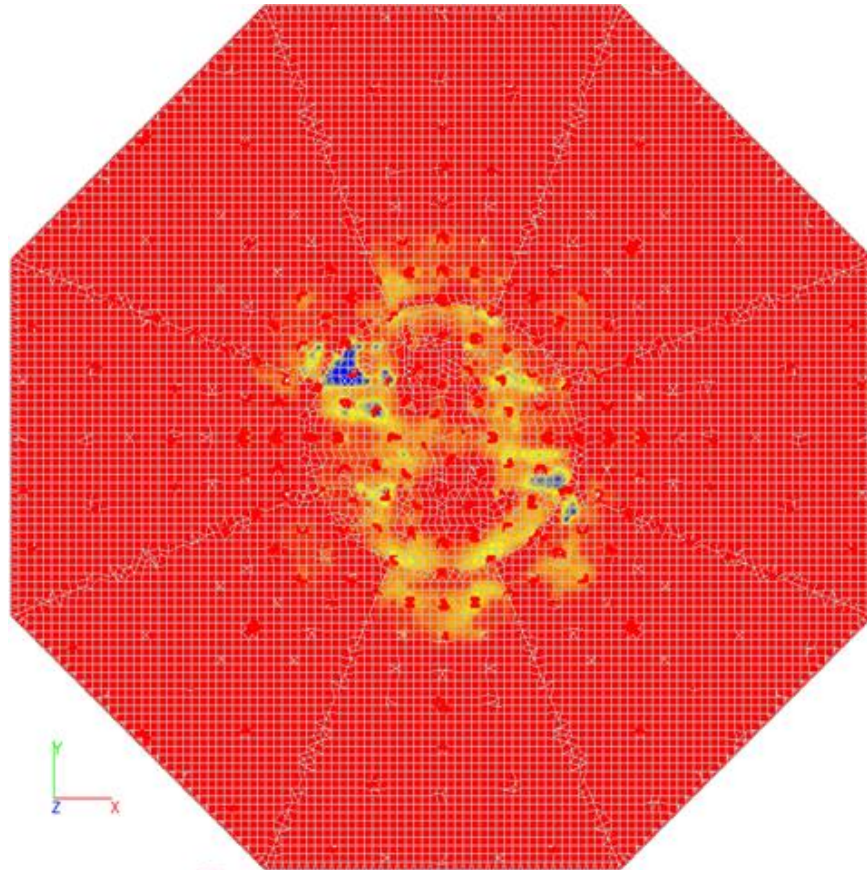


Рисунок 2.49- Нижнє армування по Y



Подбор арматуры

Интенсивность S_2 (верхняя по X)			
	cm^2/m	cm^2/m	
<input checked="" type="checkbox"/>	24,545	45,48	9135
<input checked="" type="checkbox"/>	45,48	66,415	1209
<input checked="" type="checkbox"/>	66,415	87,35	1013
<input checked="" type="checkbox"/>	87,35	108,285	813
<input checked="" type="checkbox"/>	108,285	129,22	718
<input checked="" type="checkbox"/>	129,22	150,155	541
<input checked="" type="checkbox"/>	150,155	171,09	345
<input checked="" type="checkbox"/>	171,09	192,024	217
<input checked="" type="checkbox"/>	192,024	212,959	158
<input checked="" type="checkbox"/>	212,959	233,894	112
<input checked="" type="checkbox"/>	233,894	254,829	80
<input checked="" type="checkbox"/>	254,829	275,764	64
<input checked="" type="checkbox"/>	275,764	296,699	44
<input checked="" type="checkbox"/>	296,699	317,634	34
<input checked="" type="checkbox"/>	317,634	338,569	31
<input checked="" type="checkbox"/>	338,569	359,504	19

Рисунок 2.50– Верхне армування по X

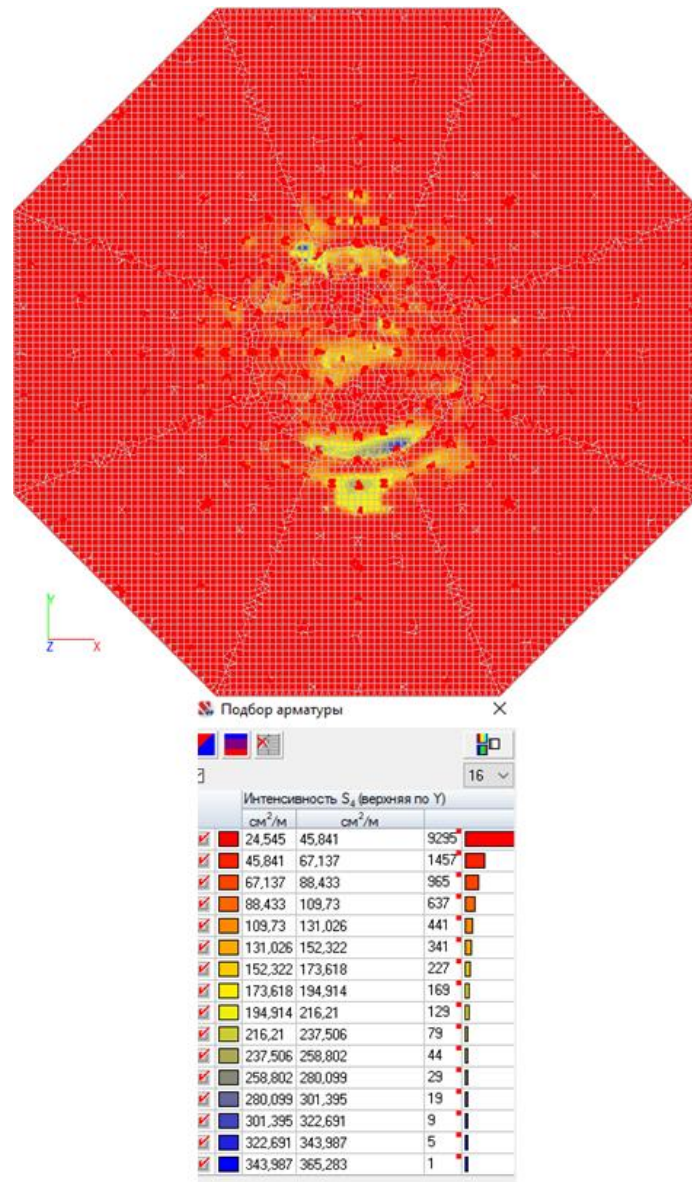


Рисунок 2.51– Верхнє армування по Y

Додаткове нижнє армування передбачуємо в центральній зоні Ø36-A600 з кроком 150 мм. Додаткове верхнє армування передбачаємо в частині центральної зони Ø32-A600 з кроком 150 мм.

Спільна робота арматурних стрижнів каркаса в одному рівні забезпечується введенням додаткової арматури на довжину анкерування з кожного боку. Розрахуємо довжину анкерування даного стержня.

Визначення розрахункової довжини анкерування арматури. Арматура – без напруги. В одному розрахунковому перерізі стикується не більше 50% робочої розтягнутої арматури періодичного профілю.

Вихідні дані:

- $d_s = 2,5$ см - діаметр арматури;
- арматура класу А600,
- $R_s = 52,00$ кН/см² – розрахунковий опір розтягуванню арматури;
- $A_{s,cal}/A_s, ef = 1,00$ - відношення площ арматури потрібної за розрахунком і фактичної;
- бетон класу В50,
- $\gamma_{bi} = 1,00$ - коефіцієнт умов роботи бетону;
- $R_{bt} = 0,160 \cdot 1,00 = 0,160$ кН / см² - розрахунковий опір бетону осьовому розтягуванню;

$$\eta_1 = 2,5, \eta_2 = 1,0.$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,160 = 0,400 \text{ кН/см}^2$$

$$A_s = \pi d_s^2 / 4 = 3,142 \cdot 2,5^2 / 4 = 4,909 \text{ см}^2$$

$$u_s = \pi d_s = 3,142 \cdot 2,5 = 7,85 \text{ см}$$

$$l_{0an} = R_s A_s / R_{bond} u_s = 52,00 \cdot 4,909 / 0,400 \cdot 7,85 = 81,2 \text{ см}$$

$$l_1 = \alpha l_{0an} A_{s,cal} / A_{s,ef} = 1,0 \cdot 81,2 \cdot 1,00 = 81,2 \text{ см}$$

де R_{bond} – розрахунковий опір зчеплення арматури з бетоном, що приймається рівномірно розділеним по довжині анкерування;

A_s - площа поперечного перерізу анкерного стержня арматури;

u_s - периметр поперечного перерізу анкерного стержня арматури;

l_{0an} - базова довжина анкерування;

l_1 - довжина напуску.

Умова $l_1 = 81,2 \text{ см} > 0,3l_{0an} = 0,3 \cdot 81,2 = 24,4 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_1 = 81,2 \text{ см} > 15d_s = 15 \cdot 2,5 = 37,5 \text{ см}$ виконується.

Умова $l_1 = 81,2 \text{ см} > 20 \text{ см}$ виконується.

Третя рахувальна довжина анкерування становить $l_1 = 81,2 \text{ см}$.

Приймаємо анкерування стержнів каркасу фундаментної плити рівним 815 мм. Загальна довжина стержня буде рівна 1630 мм.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Розрахункова модель підземної частини будівлі в ПК SCAD Office 21.1

Розрахунок будівлі проводився в проектно-вчислювальному комплексі SCAD Office 21.1 методом скінченних елементів.

Розрахункова схема будівлі включає дані про навантаження і фізичну модель.

Фізична модель будівлі являє свою тривимірну систему з колон, плит, стін, діафрагм, ядер жорсткості та їх з'єднань, а також дані про фізико-механічні властивості матеріалів.

Колони представлені у вигляді просторових стрижневих скінченних елементів. Плити перекриття і стіни змодельовані пластинчастими скінченними елементами.

Жорстке з'єднання будівлі реалізується в місцях з'єднання фундаментної плити зі палями.

Будівля запроектована в монолітному варіанті.

Розрахункова схема будівлі представлена на рисунках 3.1-3.2.

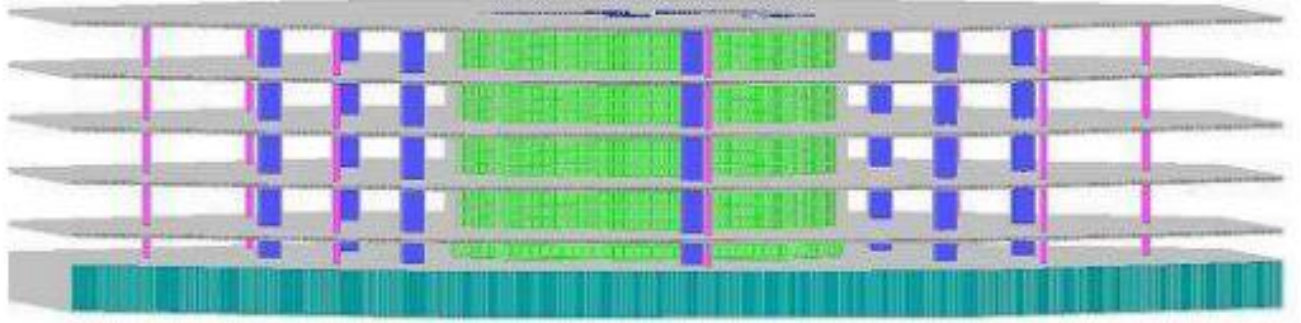


Рисунок 3.1 – Фрагмент розрахункової схеми підземної частини будівлі в ПК SCAD

№	Цвет	Свойства	Название	Жесткость
1	?	h=1	Ядро	119333
2	h=0.3	Стена	277211	
3	1000*1000	Колонна 1000*1000	1064	
4	5061	Главная балка	63750	
5	3061	Второстепенная балка	64970	
6	h=0.2	Перекрытие	784712	
7	1*1		23668	
8	h=0.5	Аутригер	10406	
9	h=0.2	Перекрытие в ядре	32567	
10	h=1.5	Ядро подзема	4253	
11	h=1.5	Диафрагма	20608	
12	1500*1500	Колонна 1500*1500	40	
13	500*500	Колонна 500*500	40	
14	400*600	Балки в подземе	15718	
15	h=0.2	Перекрытие(подзема)	59505	
16	h=2.5	Плита	10116	
17	h=0.2	Перекрытие в ядре (подземк)	3250	

Рисунок 3.2– Жорсткі характеристики елементів у ПК SCAD

3.2 Результати розрахунку

Результат розрахунків представлений у вигляді графічного аналізу величини переміщення по осі x, y і z від найбільш несприятливої комбінації завантажень навантаження.

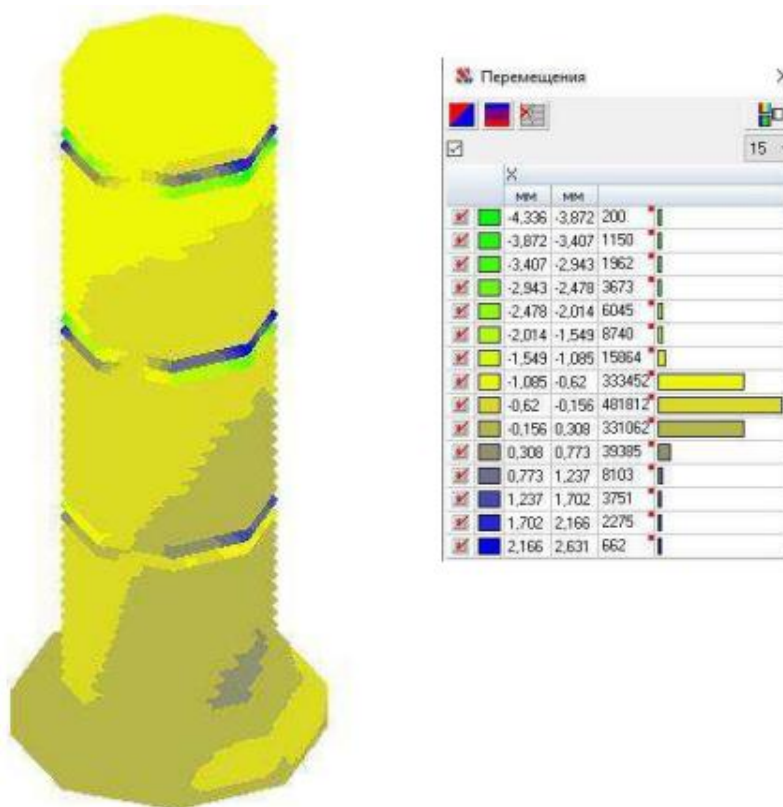


Рисунок 3.3 – Переміщення по осі X

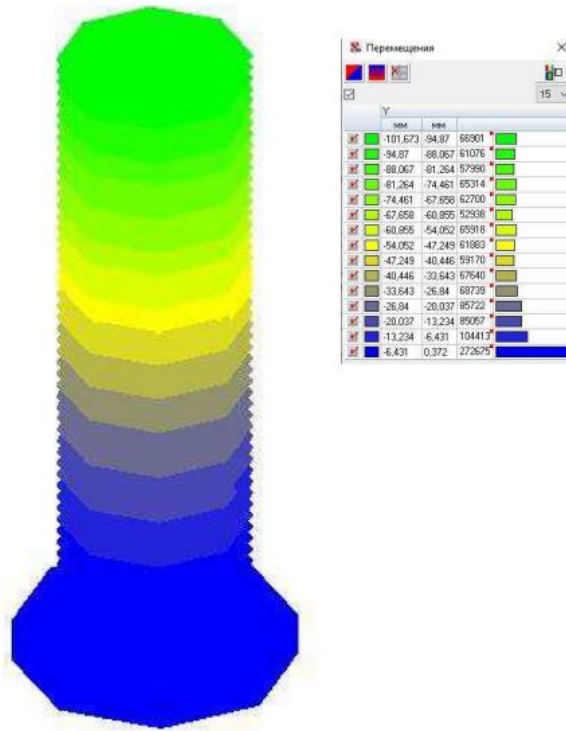


Рисунок 3.4 – Переміщення по осі Y

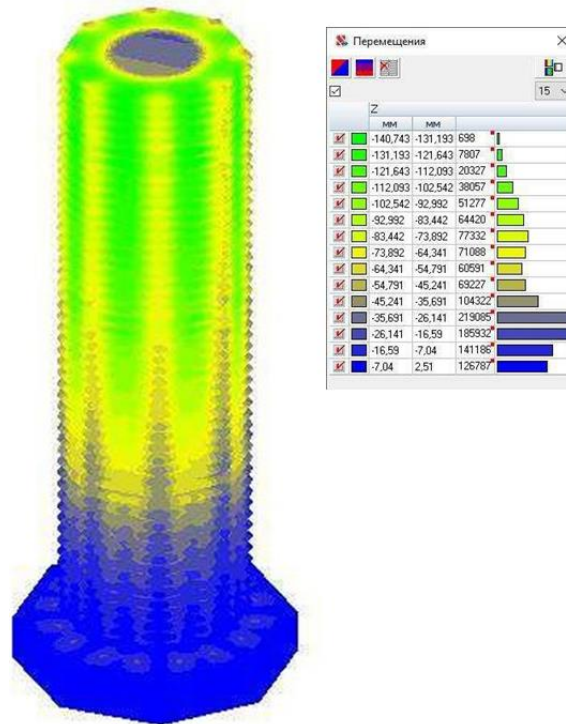


Рисунок 3.5 – Переміщення по осі Z

Максимальна усадка фундаментної плити становить - 48 мм, що не перевищує граничного значення 150 мм.

Так як надземна частина будівлі за площею менше підземної і розташовується центрально, відповідно, в цій частині фундаменти будуть мати максимальні зусилля, значить, в цій частині потрібно максимально щільно розмістити сваї. На рисунку 3.7.2 показана попередня розстановка палів.

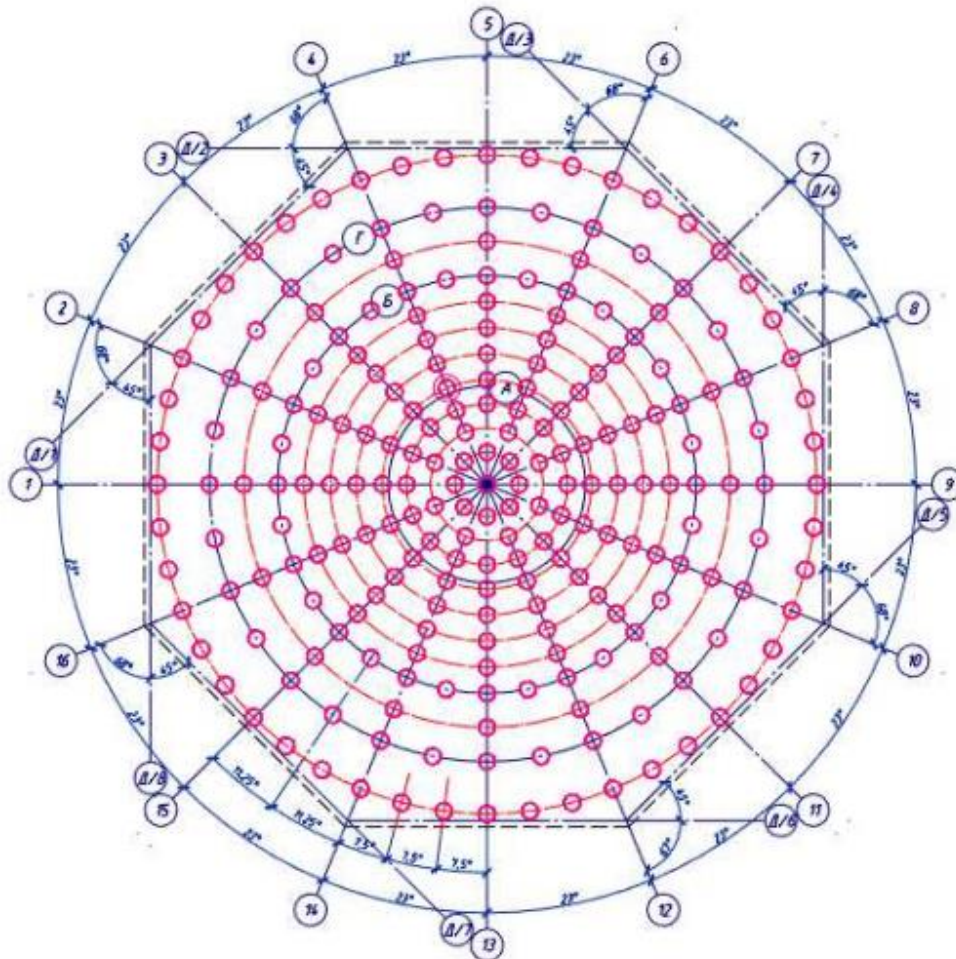


Рисунок 3.6 – Попередня розкладка палів

Щоб дізнатися яке навантаження приходить на 1 палю при такій розстановці, додаємо палі в розрахункову схему в програмі SCAD Office. Нижні кінці палі закріплюємо жорстко.

На рисунку 3.7. показана розрахункова схема зі палевим фундаментом.

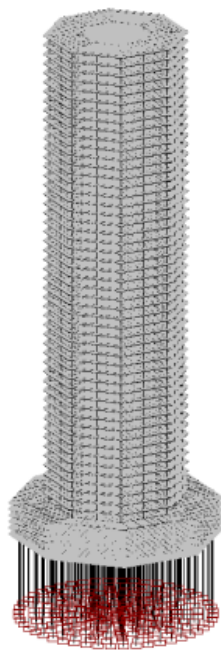


Рисунок 3.7 – Розрахункова схема будівлі зі паловим фундаментом

Виконаємо розрахунок схеми. У постпроцесорах вибираємо зусилля N і дивимося розподіл зусилля на кожну палю будівлі.

На рисунку 3.8 зображено розподілення подовжнього зусилля на кожну палю.

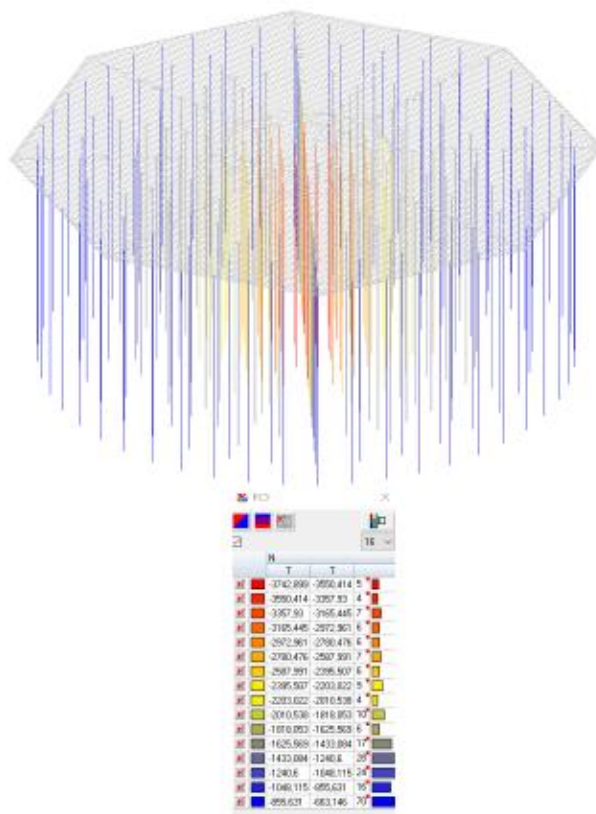


Рисунок 3.8 - Навантаження від подовжнього зусилля на кожну палю

Виходячи з рисунку 3.8 бачимо, що максимальне навантаження на палю приходить ся 3743 т.

Для даної будівлі раціонально буде застосування двох типів палей з однаковим діаметром і різною довжиною.

Для зменшення навантаження на палю, розташуємо в центральній частині функціональної плити палі щільніше (рисунок 3.9). Прийmemo палі 1-го типу довжиною 37 м, 2-го типу - 70 м.

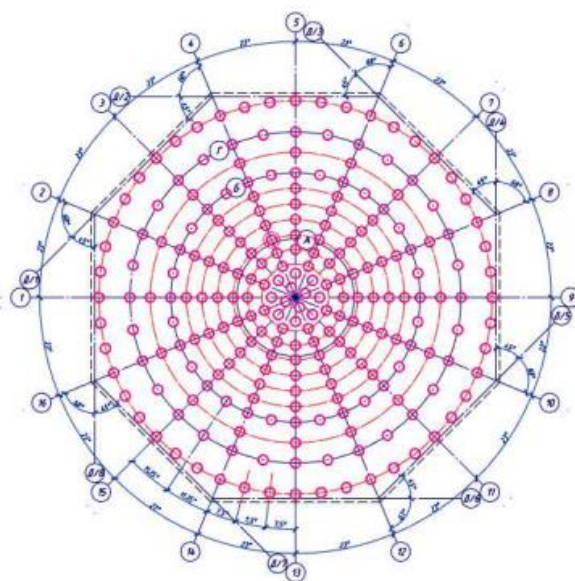


Рисунок 3.9 – Розкладка палей попередня, 2 варіант

Після розрахунків навантаження на палю зменшилося на 500 т (рисунок 3.10).

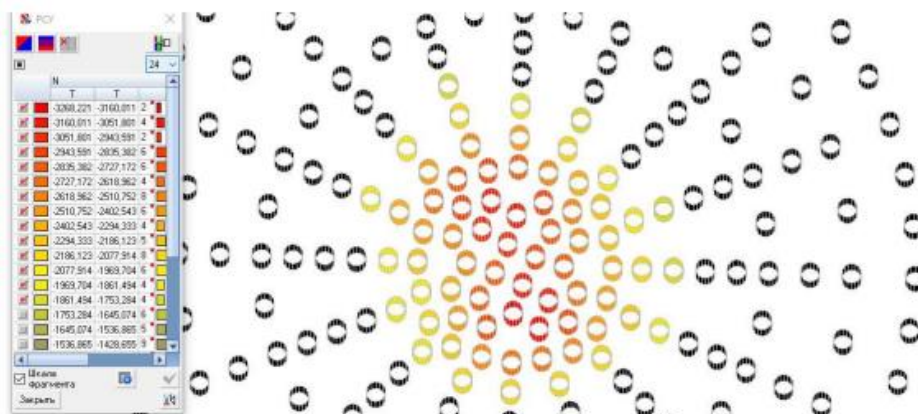
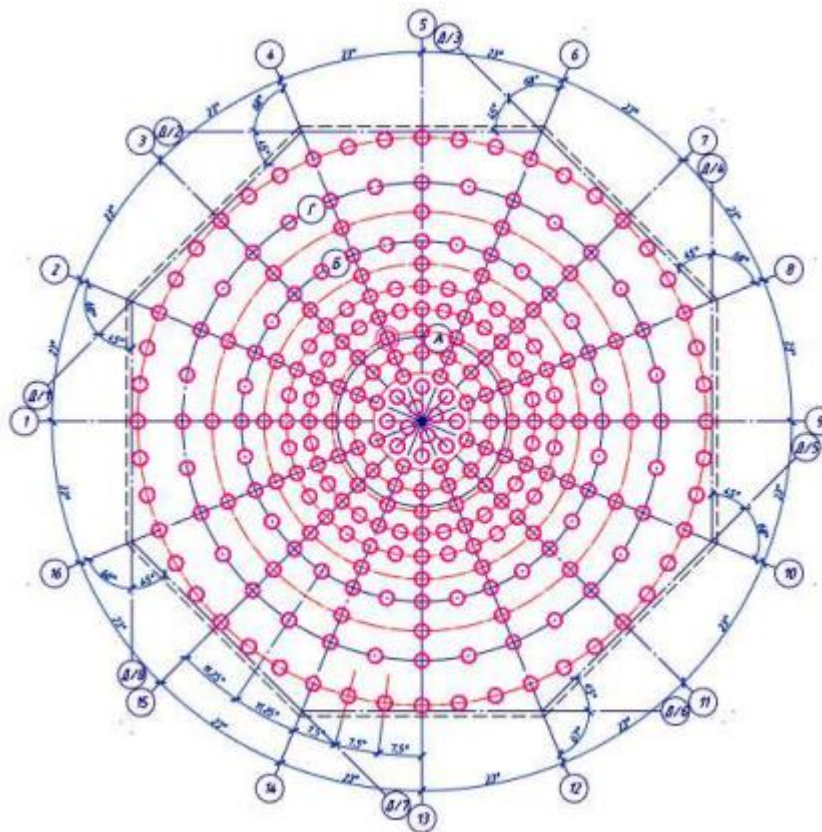


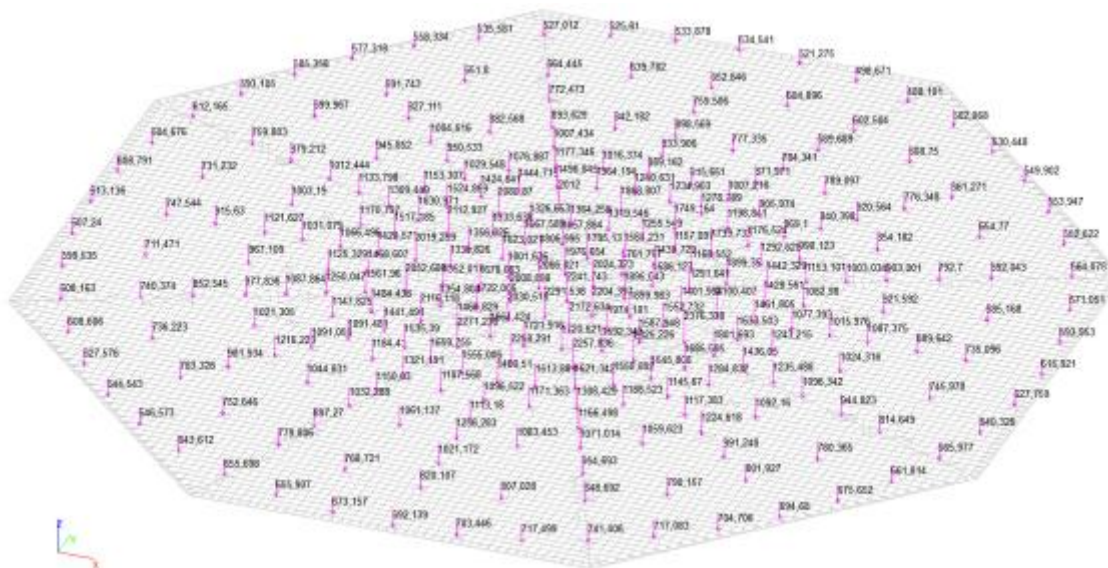
Рисунок 3.10 - Навантаження від подовжнього зусилля на кожну палю по 2 варіанту

Робимо більш щільну постановку паль на 6 і 7 центральних осях, рахуючи від зовнішньої осі центрів паль (рисуюнок 3.11).



Рисуюнок 3.11 – Розкладка паль попередня, 3 варіант

Після розрахунку максимальне навантаження на палю стало дорівнювати 2412 т (рисуюнок 3.12)



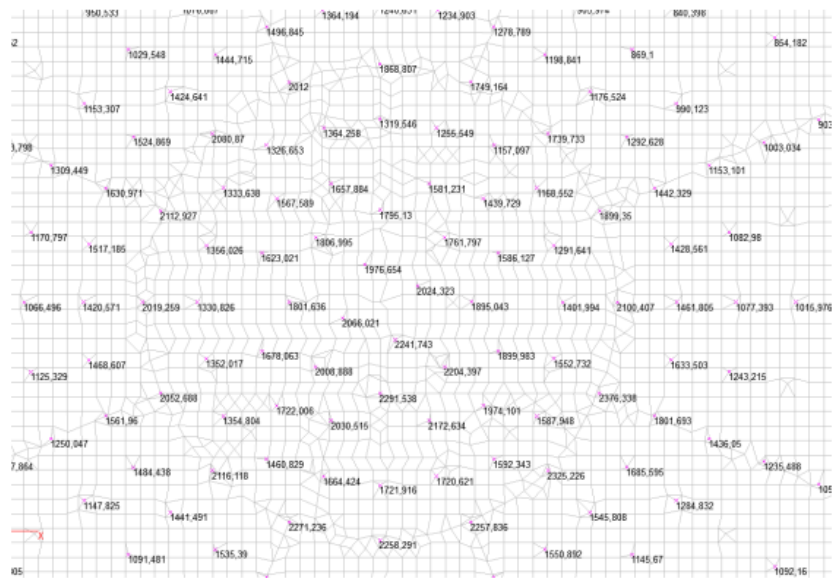


Рисунок 3.12 – Навантаження на кожну палю по 3 варіанту

Необхідно підібрати 2 палі з несучою здатністю приблизно 1800 т довжиною 37 м і 2400 т і довжиною 70 м. Палі з несучою здатністю 2400 т будуть розташовані від центру плити до 6 центральної осі паль, рахуючи від краю плити..

3.3 Розрахунок моделі надземної частини будівлі в ПК SCAD Office 21.1

Розрахунок будівлі проводився в проектно-вчислювальному комплексі SCAD Office 21.1 методом скінченних елементів.

Розрахункова схема будівлі включає дані про навантаження і фізичну модель.

Фізична модель будівлі являє собою тривимірну систему з колон, плит, стін, діафрагм, ядер жорсткості і їх сполучень, а також дані про фізико-механічні властивості матеріалів.

Колони представлені у вигляді просторових стрижневих кінцевих елементів. Плити перекриття і стіни змодельовані пластинчастими кінцевими елементами.

Жорстке закладення будівлі здійснюється в місцях сполучення

фундаментної плити зі палями.

Будівля запроектована в монолітному варіанті.

Розрахункова схема будівлі представлена на рисунках 3.13-3.14

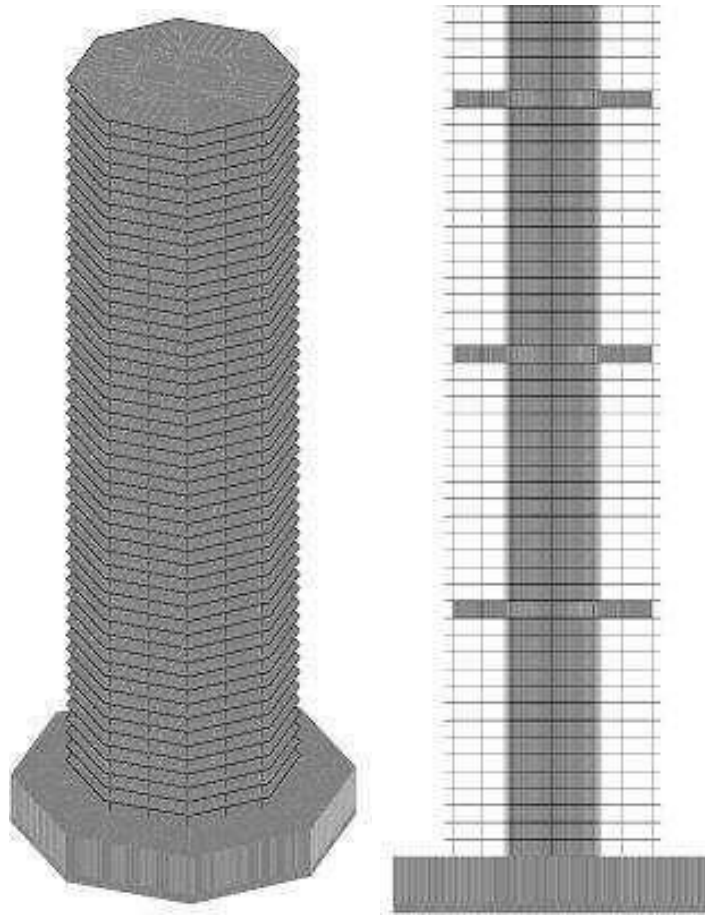


Рисунок 3.13 – Розрахункова модель будівлі в програмному комплексі SCAD

3.4 Результати розрахунку

Результат розрахунків представлений у вигляді графічного аналізу величин переміщення по осі x , y і z від найбільш несприятливої комбінації завантажень навантажень.

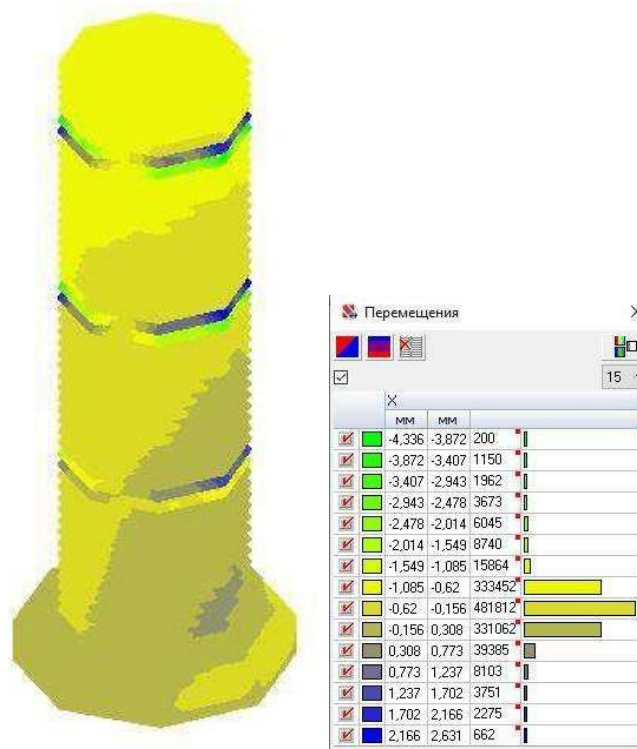


Рисунок 3.14 – Переміщення по осі X

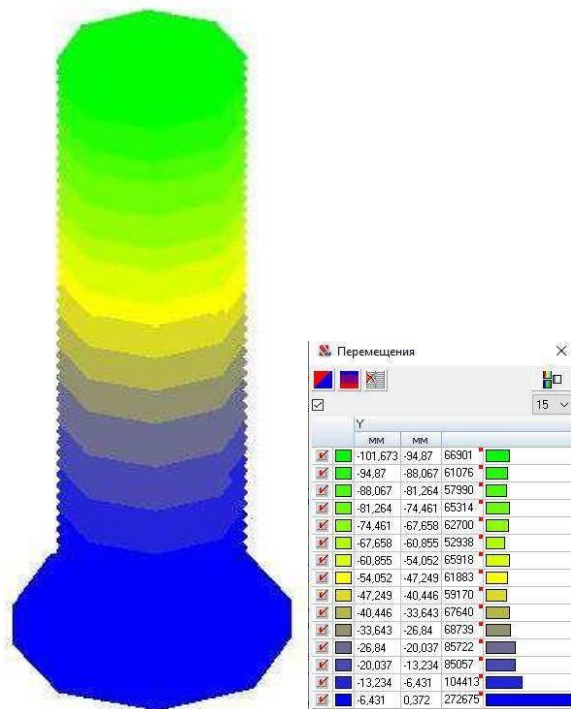


Рисунок 3.15 – Переміщення по осі Y

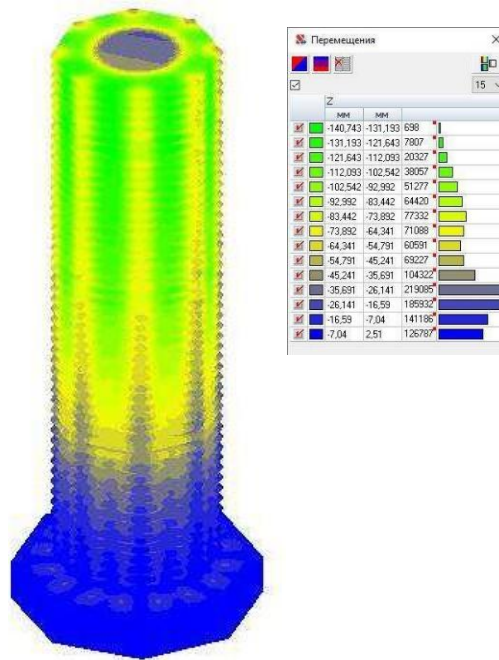


Рисунок 3.16 – Переміщення по осі Z

Максимальне горизонтальне переміщення верхівки будівлі від найбільш несприятливої комбінації завантажень становить $f = 140,743\text{мм}$, що не перевищує граничного значення $f_u = h / 500 = 210000 / 500 = 420\text{мм}$.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Техніка безпеки та пожежна безпека на будівельному майданчику

Організація будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт.

Майданчик будівництва знаходиться в центрі міста, тому, щоб запобігти доступу сторонніх осіб, повинен бути огорожений. Огородження, які примикаються до місць масового проходу людей, необхідно облаштувати суцільним захисним козирком. Конструкція огороження повинна задовільняти вимоги [27]: конструкція огороження повинна бути збірно-розбірною з уніфікованими елементами, з'єднаннями і деталями кріплення, висота захисних панелей з козирком становить 2,0 м, в розріжених панелях огороження відстань в просвіті (розрідженість) між деталями заповнення полотна панелей повинна бути в межах 80-100 мм, захисний козирок встановлюється по верху огороження з підйомом до горизонту під кутом 20° в сторону тротуару, панелі козирка повинні забезпечити перекриття тротуару і виходити за його край (зі сторони руху транспорту) на 50-100 мм.

Зони потенційно діючих небезпечних виробничих факторів повинні мати сигнальні огороження, які задовільняють вимоги [27]: висота стійок сигнального огороження повинна бути 0,8 м, відстань між стійками не повинна перевищувати 6,0 м.

На будівельний майданчик влаштовані 1 в'їзд та 1 виїзд, тимчасові дороги шириною 6,0 м дозволяють рухатись автомобільному транспорту з під'їздом до всіх складів та вузлів.

При в'їздах на будівельний майданчик повинна бути встановлена схема

руху транспортних засобів, а на обочинах доріг і проїздів – добре видимі дорожні знаки, що регламентують порядок руху транспортного засобу в відповідності з правилами дорожнього руху.

Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виробництва робіт не повинна перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

На будівельному майданчику огороженні всі небезпечні зони (монтажна зона, зона дії крана).

Відкритий котлован, траншеї огородити захисним огородженням.

До монтажних робіт допускаються чергові люди, які пройшли медичний огляд та мають допуск до роботи на висоті.

Стропування вантажів проводять згідно технологічної карти, розстроповку вантажів та залізобетонних елементів проводять після їх закріплення.

Засоби риштування повинні мати рівні робочі настили з зазором між дошками не більше 5 мм, а при розміщенні настилу на висоті 1,3 м і більше – огороження і бортові елементи. З'єднання щитів настилів внахлест допускається тільки по їх довжині, при чому кінці елементів, що стикаються, повинні бути розміщені на опорі і перекривати її не менше ніж на 0,2 м в кожную сторону. Риштування повинні бути прикріплені до стіни будинку, що будується. При відсутності особливих вказівок в інструкції заводу-виготовлювача кріплення риштувань до стін будівлі повинно виконуватись не менше ніж через один ярус для крайніх точок, через два прольоти для верхнього яруса і одного кріплення на кожні 50 м² проекції поверхні риштувань на фасад будівлі.

Приміщення, в яких проводяться роботи з пилевидними матеріалами, а також робочі місця біля машин дроблення, розмолу і просіювання цих матеріалів повинні бути забезпечені вентиляційними системами (провітрюванням).

На робочих місцях, де застосовуються або готуються клеї, мастики, фарби

і інші матеріали, що виділяють вибухонебезпечні або шкідливі речовини, не допускаються дії з використанням відкритого вогню або іскри.

На території будівництва в місцях розташування тимчасових будівель, складів, майстерень встановлюються пожежні щити, стенди та бочки з водою. Для запобігання розповсюдження пожежі необхідно забезпечити будівництво достатньою кількістю засобів пожежогасіння, дотримуватись правил зберігання, розміщення і обмеження кількості палих речовин і матеріалів, а також дотримуватися інших вимог [28].

Основні причини виникнення пожеж при будівельних роботах:

- недоліки в будівельних конструкціях, спорудах, плануванні приміщень, влаштуванні комунікацій;
- дефекти обладнання, порушення режиму технологічних процесів та неправильне проведення робіт;
- несправність систем живлення і випуску відпрацьованих газів у двигунах внутрішнього згорання, відсутність іскрогасників на вихлопних трубах двигунів;
- порушення правил користування відкритим вогнем, особливо поблизу місць застосування або зберігання горючих або легкозаймистих речовин;
- відсутність або несправність заземлення цистерн з рідкими нафтопродуктами;
- несправність або відсутність на деяких об'єктах системи блискавкозахисту.

На будівельному майданчику повинні бути організовані пости з протипожежними засобами, а також визначені особливо небезпечні зони у пожежному відношенні. В межах цих зон не допускається зберігання масляних фарб, оліфи, смоли, масел, паливно-мастильних матеріалів, вказані матеріали повинні зберігатись в окремих складських приміщеннях або під навісом. Зберігання в одному приміщенні кисневих балонів та балонів з іншими

горючими газами забороняється. Всі роботи пов'язані з використанням відкритого вогню, допускається вести лише з дозволу відповідального за пожежну безпеку на будівельному майданчику.

Пожежна безпека - це стан об'єкту, при якому виключається можливість пожежі, а у випадку її виникнення виключається дія на людей небезпечних факторів пожежі і забезпечується захист матеріальних цінностей.

Пожежна безпека забезпечується завдяки створенню системи заходів пожежної профілактики і активного пожежного захисту.

Пожежна профілактика - комплекс організаційних заходів і технічних засобів, що спрямовані на запобігання можливого виникнення пожежі чи зменшення її наслідків,

Система активного пожежного захисту - це комплекс організаційних заходів і технічних засобів по боротьбі з пожежами і запобіганню дії на людей небезпечних чинників пожежі, а також обмеження матеріальних збитків від неї.

Для запобігання пожеж у будівельних організаціях розробляють організаційні, технічні, режимного характеру, пожежно-евакуаційні, тактико-профілактичні, будівельно-конструктивні та інші заходи режимів експлуатації машин і обладнання, за яких повністю виключається можливість виникнення іскор і полум'я при роботі, контакт нагрітих деталей обладнання з горючими матеріалами.

До організаційних заходів належать правильний вибір технології; недопущення захаращення приміщень і будівельних майданчиків; навчання працівників правилам пожежної безпеки; спеціальне розміщення матеріалів на складах та техніки в гаражах і ремонтних майстернях.

До технічних належать заходи, що стосуються правильного добору і монтажу електрообладнання, систем блискавкозахисту об'єктів і влаштування заземлення, іскрогасників тощо.

Заходи режимного характеру - це заборона куріння, запалювання вогню, правильне зберігання промаслених ганчірок, постійний контроль за зберіганням

$\rho_{\text{розр.}} = \rho \cdot \psi' = 400 \cdot 5,9 = 2360 \text{ Ом} \cdot \text{м}$. При довжині полоси 50 м $\psi' = 5,9$;

$$\eta_b \text{ та } \eta_r R_{II} = \left(\frac{2360}{2\pi \cdot 50} \right) \ln \left(\frac{50}{0,04 \cdot 0,8} \right) = 84 \text{ Ом}.$$

Визначаємо приблизну к-сть n одиночних стержневих заземлювачів за формулою:

$$n = \frac{R_b}{r_3 \cdot \eta_b} = \frac{192}{4 \cdot 1} = 48 \text{ шт.}$$

Приймаємо розміщення вертикальних заземлювачів по контуру з відстанню між суміжними заземлювачами рівним $2l$.

За табл. 3.2 та 3.3 [11] знаходимо дійсні значення коефіцієнта використання:

η_b та η_r . Значення $\eta_b = 0,66$ та $\eta_r = 0,39$.

Знаходимо необхідну к-сть вертикальних заземлювачів:

$$n = \frac{R_b}{r_3 \cdot \eta_b} = \frac{192}{4 \cdot 0,66} \approx 73 \text{ шт.}$$

Визначаємо загальний розрахунковий опір заземлюючого пристрою R з врахуванням з'єднувальної полоси:

$$R = \frac{R_b \cdot R_r}{R_b \cdot \eta_r + R_r \cdot \eta_b \cdot n} = \frac{192 \cdot 84}{192 \cdot 0,39 + 84 \cdot 0,66 \cdot 73} \approx 3,91 \text{ Ом}.$$

Розрахунок виконаний вірно так як $R \leq [r_3]$ $3,91 < 4$.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Оцінка стійкості об'єкта будівництва до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості

Нові об'єкти будівництва повинні будуватися з урахуванням вимог, виконання яких сприяє підвищенню стійкості інженерно-технічного комплексу об'єкта. Основні з цих такі [30]:

1. Будинки і споруди необхідно розміщати розосереджено. Відстань між будинками і спорудами повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість переносу вогню з одного будинку на інші, навіть якщо гасіння пожежі не відбувається. Будинки адміністративно-господарського й обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найбільш важливі виробничі спорудження варто будувати заглибленими чи зниженої висотності, прямокутної форми в плані. Це зменшує парусність будинків і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Хорошою стійкістю до впливу ударної хвилі володіють залізобетонні будинки з металевими каркасами в бетонній опалубці. Для підвищення стійкості до світлового випромінювання в споруджуваних будинках і спорудженнях повинні застосовуватися вогнестійкі конструкції, а також вогнезахистна обробка спалених елементів будинку. У кам'яних будинках перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі за розмірами будинки повинні розділятися на секції неспаленими стінами. У ряді випадків при проектуванні й будівництві промислових будинків і споруджень повинна бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу.

Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості й продовольчих складів.

3. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням

використання їх для санітарної обробки людей.

4. Дороги на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям, забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будинками, спорудженнями і складами; в'їздів на територію об'єкта повинне бути не менш двох із різних напрямків.

5. Системи побутової і виробничої каналізації повинні мати не менш двох випусків у міські каналізаційні мережі й пристрої для аварійних скидань у підготовлені місця (котловани, яри, траншеї тощо).

Оцінка стійкості основних елементів інженерно-технічного комплексу, від яких залежить робота господарського об'єкта, полягає у визначенні виду можливого руйнування кожного з основних елементів інженерно-технічного комплексу та у виявленні нестійких елементів. При оцінці ефективності захисту робітників і службовців у разі сильного вибуху визначають можливу кількість уражених і вид травм людей на території господарського об'єкта. Оцінка стійкості систем управління і постачання (електроенергією, газом, водою, сировиною, комплектуючими виробами тощо) полягає у визначенні ступеня їх порушення в разі вибуху. Крім того, оцінюють ступінь підготовленості господарського об'єкта до відновних робіт. Висновок про стійкість господарського об'єкта в цілому складають після аналізу отриманих результатів. Якщо всі основні елементи інженерно-технічного комплексу і систем господарського об'єкта виявляться стійкими і за прогнозом не буде великої кількості уражених робітників і службовців, то робота господарського об'єкта вважається стійкою в разі вибуху. Якщо хоча б один основний елемент інженерно-технічного комплексу або система господарського об'єкта виявляться за прогнозом нестійкими, робота об'єкта в цілому визнається нестійкою. Аналогічний висновок робиться, якщо в разі вибуху можливі загибель або великі втрати робочих і службовців.

Якщо всі основні елементи інженерно-технічного комплексу і систем будівельного об'єкта виявляться стійкими і за прогнозом не буде великої

кількості уражених робітників і службовців, то робота господарського об'єкта вважається стійкою в разі вибуху. Якщо хоча б один основний елемент інженерно-технічного комплексу або система будівельного об'єкта виявляться за прогнозом нестійкими, робота об'єкта в цілому визнається нестійкою. Аналогічний висновок робиться, якщо в разі вибуху можливі загибель або великі втрати робочих і службовців.

4.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на об'єкті будівництва

Оцінка обстановки – порядок визначення ступеню ураженості об'єкта чи території, можливих об'ємів завданих збитків та вплив вторинних факторів на проведення рятувальних та інших невідкладних робіт (РіНР) в осередку ураження від надзвичайних ситуацій (НС).

Вони залежать від конкретних умов виникнення або загрози виникнення надзвичайних ситуацій мирного чи воєнного часу [14].

По часу оцінка обстановки може бути - завчасна, планова, термінова.

В мирний час відповідно до Закону України «Про страховий фонд документації» на всій території України проведений моніторинг наявності потенційно небезпечних об'єктів чи явищ, що можуть призвести до виникнення надзвичайних ситуацій. Оцінку обстановки можна попередньо проводити по карті місцевості району, де існує загроза або виникла надзвичайна ситуація.

На підставі цих досліджень розроблені плани дій під час загрози або виникнення НС. В яких ґрунтовно описані можливі наслідки тої чи іншої надзвичайної ситуації та шляхи її подолання - зменшення жертв, пошкоджень, руйнувань та інше.

Оцінка обстановки визначає:

- характер і об'єм руйнувань і пошкоджень, нанесені збитки і втрати;
- види аварійно-рятувальних робіт та можливий їх об'єм;

- радіаційну, хімічну, інженерну, пожежну та інші обстановки та їх вплив на виконання завдань;
- найбільш доцільні напрямки висування в введення сил ЦО в вогнище чи на територію ураження;
- місце розташування, стан і забезпеченість сил ЦО та їх можливості по виконанню завдань;
- вплив вторинних факторів ураження, погоди, пори року і доби, характер місцевості.

За результатами аналізу оцінки обстановки приймається рішення про ведення РіНР в осередках ураження чи на територія, яка потерпіла від НС.

Рішення на виконання завдань по локалізації та ліквідації наслідків НС включає:

- на що направляти основні зусилля сил та засобів;
- порядок ведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередку ураження чи події;
- організація зв'язку та управління підчас ведення РіНР;
- порядок взаємодії сил і засобів залучених на проведення робіт;
- час проведення РіНР.

Форми і методи оцінки обстановки при загрозі або виникненні надзвичайних ситуацій залежать в першу чергу від виду надзвичайної ситуації.

На місце загрози або виникнення НС терміново виїжджає мобільно-оперативна група у складі: спеціалістів з різних галузей.

Метою роботи цієї групи на місці НС є:

- обстеження місця виникнення НС, характеру, об'ємів та пошкоджень НС;
- надання при необхідності першої медичної допомоги потерпілим;
- визначення попередніх обсягів втрат (площі території, яка постраждала);
- готує пропозиції щодо першочергових заходів та обсягів робіт по локалізації та ліквідації (мінімізації) наслідків НС.

- координує дії служб на місці НС.

Під обстановкою розуміють сукупність наслідків НС, що впливають на нормальну життєдіяльність, виробництво продукції та дії сил при локалізації та ліквідації наслідків НС.

Аналіз пожежної небезпеки і захисту технологічних процесів виробництв здійснюється поетапно. Він містить у собі вивчення технологій виробництв, оцінку пожежонебезпечних властивостей речовин, виявлення можливих причин виникнення і запобіганню пожеж.

Під пожежною обстановкою розуміють сукупність наслідків впливу вражаючих факторів НС, у результаті яких виникають пожежі, які впливають на життєдіяльність людей.

Для оцінки пожежної обстановки необхідно провести такі заходи:

- визначити вид, масштаб і характер пожежі;
- провести аналіз впливу пожежі на стійкість окремих елементів і об'єкту в цілому, а також на життєдіяльність населення;
- вибрати найбільш доцільні дії пожежних підрозділів та формувань ЦЗ з локалізації і гасіння пожежі, евакуації при необхідності людей і матеріальних цінностей із зони пожежі.

Основна причина виникнення пожеж – необережне поводження з вогнем, порушення правил пожежної безпеки. Крім того, вони можуть виникнути в наслідок природних явищ (грозові розряди, землетруси, виверження вулканів, самозаймання торфу, підпал, вибух).

Межа вогнестійкості, вимірювана в годинах, визначається здатністю несучих конструкцій протистояти вогню без обвалювань, прогинів, тріщин, і отворів, через які проникають продукти горіння.

Вона становить для будинків:

- I ступеня вогнестійкості – понад 2 годин;
- II ступеня до 2 годин;
- III ступеня - 1,5 години;
- IV ступеня - 1 година.

За категоріями вибухонебезпечності будинки поділяють на п'ять категорій:

Категорії А і Б – вибухопожежонебезпечні, В, Г, Д – пожежонебезпечні.

Пожежа характеризується видом, масштабом або щільністю, розвитком і швидкістю поширення, тепловою радіацією, тривалістю горіння, температурою горіння, зоною задимлення.

Види пожеж: окремі, масові, суцільні, вогневий шторм, лісові, степові, торф'яні, тління, горіння в завалах.

Розвиток і швидкість поширення пожеж визначається ступенем вогнестійкості будинку, відстанню між ними, щільністю забудови, метеоумовами і порою року.

Розвиток пожеж незалежно від їх розмірів і місця виникнення відбувається за однією загальною закономірністю і поділяється на три фази:

- I фаза – поширення полум'я від початкового горіння до охоплення великої частини горючих матеріалів. Ця фаза характеризується спочатку порівняно невеликою температурою і швидкістю поширення вогню, тому пожежа може бути ліквідована у перші 15-20 хвилин за короткий час обмеженими засобами. Тривалість фази до 2 годин в залежності від вогнестійкості будинків.;

- II фаза – стале горіння до моменту обвалення конструкцій, тривалість від 1 до 4 годин;

- III фаза – вигорання матеріалів завалених конструкцій при невеликих швидкостях горіння і теплової радіації, тривалість від 2 до 5 годин.

Залежно від масштабів пожеж застосовують то чи іншу тактику ведення боротьби з ним, та залучають відповідні сили і засоби. Це може бути окрема тема для вивчення.

Отже, оцінка обстановки при виникненні надзвичайних ситуацій потребує значних об'ємів знань умінь і навичок, досвіду проведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередках ураження.

ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі був розроблений проект ІТ центру м. Харків, що включає в себе підземний паркінг і розміщення технічних обслуговуючих приміщень.

В **«Архітектурно-будівельному розділі»** виконані основні архітектурно-будівельні креслення підземної та надземно- частини будівлі, в якій вирішені питання планування, оздоблення та організації переміщень всередині будівлі.

У **«Розрахунково-конструктивному розділі»** розроблено варіантне проектування плити перекриття, виконані розрахунки основних несучих елементів будівлі. Розраховані залізобетонні монолітні конструкції: перекриття, колон, діафрагми, ядро жорсткості та фундаментної плити. виконано варіантне проектування і техніко-економічне порівняння двох варіантів зведення фундаменту, у результаті розрахунків були вибрані буронабивні палі, як найбільш ефективні та економічні;

У **«Науково-дослідному розділі»** розроблено скінченно-елементну модель підземної та надземної частин будівлі. Проведено комп'ютерно-моделюючий експеримент та визначено внутрішні зусилля та переміщення від дії експлуатаційних навантажень

У розділі **«Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях»** розроблено заходи щодо дотримання техніки безпеки будівельних робіт. Розроблено заходи по захисту працівників у надзвичайних ситуаціях.

Випускна кваліфікаційна робота розроблена на підставі діючих нормативних документів, актуальної дослідної та наукової літератури.

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.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2019 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2018.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2020.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
9. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)
10. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // *Lecture Notes in Mechanical Engineering*

SerProceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear., Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.

11. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // Scientific Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

12. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладь, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // Вісник Тернопільського державного технічного університету. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.

13. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.

14. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // ЛОГОС. 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).

15. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. Mater Sci 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>

16. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. Scientific journal of the Ternopil national technical university. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13

17. 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.

18. Теслюк, М.В. Аналіз впливу типу перев'язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, 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. 133-134.
19. 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.
20. Основания, фундаменты и подземные сооружения: . Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.
21. Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.
22. Пицаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.
23. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.
24. 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.
25. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
26. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.
27. Мельник І.В. Ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівельних конструкцій / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Збірник наукових праць третьої всеукраїнської науково-технічної

конференції: науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Львів, 2003. – С. 577-584.

28. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.

29. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.

30. Крусь Ю.О. Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез / Ю.О. Крусь // Проблеми теорії і практики залізобетону: Збірник наукових статей.- Полтава,1997.- С. 265 – 268

31. Mykhailo Hud, Simulation of the stress-strain state of a cylindrical tank under the action of forced oscillations, Procedia Structural Integrity, Volume 36, 2022, Pages 79-86, ISSN 2452-3216, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.006>. (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000063>)

32. 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.

33. Hud, M., Chornomaz, N., Grytseliak, R., & Baran, D. (2022). Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads. Procedia Structural Integrity, 36, 87-91.