

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

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

# КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

## Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект багатоповерхової житлової будівлі з  
вбудованими приміщеннями з дослідженням поведінки монолітного  
залізобетонного каркасу

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

(шифр і назва спеціальності)

(підпис)

Грушкевич Д. С.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Баран Д. Я.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В.П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Бобик М.П.

(прізвище та ініціали)

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

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

Кафедра Будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20\_\_ р.

**ЗАВДАННЯ  
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр  
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Грушкевичу Дмитру Сергійовичу  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект багатоповерхової житлової будівлі з вбудованими приміщеннями  
з дослідженням поведінки монолітного залізобетонного каркасу

Керівник роботи Баран Денис Ярославович, к.т.н. доц.  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ року № \_\_\_\_\_

2. Термін подання студентом завершеної роботи \_\_\_\_\_

3. Вихідні дані до роботи \_\_\_\_\_

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

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

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

## 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	Мещерякова О. М. ст. викладач		

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		

Студент

\_\_\_\_\_  
(підпис)

Грушкевич Д. С.

\_\_\_\_\_  
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

\_\_\_\_\_  
(підпис)

Баран Д. Я.

\_\_\_\_\_  
(прізвище та ініціали)

## ЗМІСТ

ВСТУП .....	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ .....	8
1.1 Вступ .....	8
1.2 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки .....	8
1.3 Опис та обґрунтування конструктивних рішень .....	9
1.4 Опис і обґрунтування технічних рішень, що забезпечують необхідну міцність, стійкість, просторову незмінність будівлі .....	10
1.5 Обґрунтування номенклатури, компонування і площ основного призначення .....	10
1.6 Обґрунтування проєктних рішень і заходів .....	11
1.6.1 Дотримання необхідних теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій .....	11
1.6.2 Зниження шуму та вібрацій .....	11
1.6.3 Гідроізоляція і пароізоляція приміщень .....	11
1.6.4 Зниження загазованості приміщень .....	12
1.6.5 Видалення надлишків тепла .....	12
1.6.6 Дотримання безпечного рівня електромагнітних та інших випромінювань, дотримання санітарно-гігієнічних умов .....	12
1.7 Характеристика та обґрунтування конструкцій підлог, покрівлі, перегородок та оздоблення приміщень .....	12
1.8 Перелік заходів щодо захисту будівельних конструкцій і фундаментів від руйнування .....	13
1.9 Інженерні рішення, що забезпечують захист території об'єкта від небезпечних природних і техногенних процесів .....	14
1.10 Варіантне проектування .....	14
1.10.1 Опис і оцінка варіантів конструктивного рішення перекриття .....	14
1.10.2 Варіант 1: Монолітне ребристе перекриття .....	14

1.10.3 Варіант 2: Збірно-монолітне перекриття із застосуванням збірних оболонок.....	16
1.10.3 Безбалкове монолітне перекриття з опиранням на капітелі.....	17
1.10.4 Порівняння варіантів .....	18
<b>РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНИЙ</b> .....	<b>19</b>
2.1 Збір навантажень.....	20
2.1.1 Постійні навантаження.....	20
2.2 Визначення конструктивних особливостей .....	22
2.2.1 Армування монолітної плити перекриття на відм. +84.450 .....	22
2.2.1.1 Порівняння та конструювання арматури в плиті перекриття .....	25
2.2.2 Армування оболонкових монолітних колон .....	27
2.2.3 Армування внутрішніх монолітних колон .....	28
2.2.4 Армування монолітних ригелів оболонки будівлі .....	28
2.3 Проектування фундаментів.....	29
2.3.1 Оцінювання інженерно-геологічних умов майданчика будівництва ...	29
2.3.2 Навантаження. Вихідні дані.....	30
2.3.3 Проектування пальового фундаменту на забивних палях.....	33
2.3.4 Визначення несучої здатності забивних паль .....	33
2.3.5 Розрахунок палі за деформаціями .....	37
2.3.6 Визначення навантажень на забивні палі.....	41
2.3.7 Проектування пальового фундаменту на буронабивних палях .....	41
2.3.8 Розрахунок плити ростверку на продавлювання колоною.....	44
<b>РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ</b> .....	<b>46</b>
3.1. Завдання розрахункової схеми будівлі .....	46
3.2 Аналіз отриманих розрахунків .....	49
<b>РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ</b> .....	<b>53</b>
4.1 Оорона праці.....	53
4.1.1 Загальні положення.....	53

4.1.2 Вимоги пожежної безпеки .....	55
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях .....	56
4.2.1 Законодавча база України .....	56
4.2.2 Стійкість житлового споруди від ударної хвилі .....	56
ВИСНОВКИ .....	61
БІБЛІОГРАФІЯ .....	62

## ВСТУП

**Актуальність теми.** Будівництво багатоповерхової житлової будівлі має ряд переваг спільноти та міста в цілому, зокрема:

– Економія місця: Багатоповерхові будинки дозволяють ефективно використовувати обмежену площу землі, що особливо важливо у великих містах з обмеженим простором.

– Ефективне використання інженерних мереж: Будівництво багатоповерхових будинків дозволяє здійснювати більш ефективне використання інженерних комунікацій, таких як системи водопостачання, опалення та каналізації.

– Економія енергії: у багатоповерхових будівлях легше забезпечити ефективну ізоляцію та тепловий обмін між квартирами, що може призвести до економії енергії на опалення та кондиціонування.

– Зменшення транспортних проблем: Мешканці багатоповерхових будинків часто мають зручний доступ до громадського транспорту, магазинів та інших служб, зменшуючи потребу у власному автотранспорті і зменшуючи транспортні проблеми.

– Більше можливостей для інфраструктури: Багатоповерхові будинки привертають більше інвестицій і можуть бути супроводжені розвитком додаткової інфраструктури, такої як парки, торгові центри, школи, які поліпшують якість життя мешканців.

**Мета роботи:** Розробка проекту багатоповерхової житлової будівлі з дослідженням поведінки монолітного залізобетонного каркасу.

**Об'єкт досліджень** – залізобетонний монолітний каркас житлової будівлі.

**Предмет дослідження** – внутрішні зусилля та переміщення в просторовому залізобетонному монолітному каркасі житлової будівлі.

**Доцільність проведення** спричинена тим, що отримані висновки дозволять підвищити ефективність та тривалість використання структурних елементів житлових будівель.

**Завдання роботи:**

- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення будівлі житлової будівлі;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій будівлі;
- виконати моделювання поведінки монолітного залізобетонного каркасу багатопверхової житлової будівлі та визначити величини внутрішніх зусиль та переміщень;
- розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

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

**Галузю застосування** результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих житлових будівель.

**Наукова новизна отриманих результатів** полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання монолітного залізобетонного каркасу багатопверхової житлової будівлі.

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

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

**Публікація результатів** магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

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

**Ключові слова:** залізобетонний каркас, житлова будівля, скінченні елементи, деформації, внутрішні зусилля.



## РОЗДІЛ 1

### АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ

#### 1.1 Вступ

Завданням кваліфікаційної роботи є розробка об'ємно-планувального рішення, розрахунок конструкцій багатоповерхової житлової будівлі з вбудованим громадським приміщенням .

#### 1.2 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки

Даний район будівництва за [6] характеризується такими природно-кліматичними даними:

- місце будівництва - місто Чернігів;
- будівельний кліматичний район - ІВ;
- абсолютна максимальна температура повітря - +38 °С;
- температура повітря в теплу пору року забезпеченістю 0,95 - 23 °С;
- середньорічна температура повітря - 12,7 °С;
- розрахункова температура зовнішнього повітря найбільш холодної доби забезпеченістю 0,98 - мінус 21 °С;
- розрахункова температура зовнішнього повітря в найбільш холодну п'ятиденку забезпеченістю 0,98 - -25 °С;
- абсолютна мінімальна температура зовнішнього повітря - -27 °С;
- кількість опадів за листопад - березень - 121 мм;
- максимальна із середніх швидкостей вітру за румбами за січень - 4 м/с;
- середня швидкість вітру за період із середньою добовою температурою повітря <8 °С - 3,1 м/с;
- переважний напрямок вітру за грудень - березень - ПЗ;
- сніговий район - б;
- вітровий район - 1;

- розрахункове снігове навантаження для 6 снігового району – 180 кг/м<sup>2</sup>;
- нормативне вітрове навантаження для 1 вітрового району – 38 кг/м<sup>2</sup>;
- сейсмічність майданчика будівництва - 5 балів;
- сейсмічність майданчика будівництва - 6 балів;
- відносна вологість внутрішнього повітря - 55 %;
- за сукупністю всіх метеорологічних даних клімат району будівництва характеризується як різко континентальний, зі спекотним літом, суворою зимою і різким перепадом температур;
- ступінь вогнестійкості будівлі - 1.

### **1.3 Опис та обґрунтування конструктивних рішень**

Будівля має ствольно - оболонкову комбіновану конструктивну систему. Конструкція оболонки будівлі являє собою просторову безрозкісну решітку, що складається з близько розташованих колон на відстані 3 м жорстко з'єднаних між собою обв'язувальними балками.

Будівля має 34 поверхи, з них 31 - житлові типові з квартирами. Несучі стіни, колони, ригелі та перекриття виконані з монолітного залізобетону з утепленням і вентиляльованим навісним фасадом.

Фундамент - пальово-плитний;

Стіни підземної частини - з монолітного залізобетону кл. С20/25.

Стіни ядер жорсткості - з монолітного залізобетону кл. С20/25 товщиною 400 мм.

Колони - з монолітного залізобетону С20/25 перерізом 600х600 мм;  
Перекриття - з монолітного залізобетону С20/25 товщиною 200 мм. Ригелі - з монолітного залізобетону кл. С20/25 перетином 600х400 мм;

Сходи - з монолітного залізобетону кл. С20/25 і збірні залізобетонні марші індивідуального виготовлення.

Стіни - з монолітного залізобетону кл. С16/20 товщиною 200 мм з утепленням негорючими плитами з кам'яної вати та вентиляльованим навісним фасадом з композитних панелей.

#### **1.4 Опис і обґрунтування технічних рішень, що забезпечують необхідну міцність, стійкість, просторову незмінність будівлі**

Міцність і стійкість будівлі забезпечується спільною роботою ядер жорсткості будівлі та оболонки з колон і ригелів у вертикальних площинах і залізобетонних перекриттів у горизонтальних площинах. Дана конструктивна схема будівлі має найвищу жорсткість серед усіх конструктивних систем завдяки розташуванню несучих конструкцій по периметру будівлі та найбільш ефективна для трикутних у плані будівель. Також конструкції перекриттів, які не передають навантаження тільки на стовбур будівлі, полегшують.

#### **1.5 Обґрунтування номенклатури, компоновання і площ основного призначення**

Під час розроблення ТЕО будівлі враховувалися: містобудівна ситуація, наявність наявних будівель і вимоги щодо організації технологічного процесу.

Об'ємно-планувальна структура і генеральний план ділянки передбачають функціональне зонування з поділом потоків руху мешканців житлових будинків із відвідувачами і персоналом вбудованого приміщення громадського призначення, а також пішохідних і транспортних потоків.

Житловий будинок являє собою 34-поверхову житлову будівлю з вбудованим в 1 поверх приміщенням громадського призначення (кафе на 50 посадочних місць) і загальнобудинковими приміщеннями.

Будівля має складну в плані геометричну форму. Найбільші габарити становлять 55,65x51 м.

## **1.6 Обґрунтування проєктних рішень і заходів**

### **1.6.1 Дотримання необхідних теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій**

Тепловий захист будівлі розроблено відповідно до вимог [4].

Будівля передбачена опалювальною. Температура внутрішнього повітря - плюс 20 °С.

Конструкція зовнішніх стін: монолітна залізобетонна сіна товщиною 200, 400 мм із бетону класу С20/25, утеплювач негорючими плитами з кам'яної вати з межею вогнестійкості EI150 класу пожежної безпеки К0 з наведеним опором теплопередачі  $R_{0(\text{прив})} = 0,037 \text{ Вт/м}^2 \text{ } ^\circ\text{С}$ , вітро-гідрозахисною мембраною та вентиляльованим навісним фасадом із композитних панелей.

Світлові прорізи заповнені віконними блоками з ПВХ профілів - ВП, двокамерний склопакет з низькоемісійним покриттям із заповненням повітрям і відстанню між стеклами 18 мм і 18 мм 4М1-18-4М1-18-І4 і наведеним опором теплопередачі  $R=1,27 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{С/Вт}$ .

Покрівля має приведений опір теплопередачі  $R_{\text{пр}}=3,76 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{С/Вт}$ .

### **1.6.2 Зниження шуму та вібрацій**

У будівлі проєктом не передбачено розміщення технологічного або іншого обладнання, що є джерелом підвищеного шуму. Основний склад приміщень та їхнє цільове призначення не вимагають додаткової звукоізоляції.

### **1.6.3 Гідроізоляція і пароізоляція приміщень**

Монолітні ділянки стін фундаментів, що контактують із ґрунтом, вкриваються на 2 рази обмазувальною гідроізоляцією.

Приміщень із підвищеним волого- і пароутворенням у будівлі проектом не передбачається. Отже, заходів щодо додаткової гідро- і пароізоляції приміщень не потрібно.

#### **1.6.4 Зниження загазованості приміщень**

Процесів, що призводять до підвищеної загазованості приміщень, у проєктованій будівлі не передбачено. Проектом передбачена система вентиляції з урахуванням вимог до приміщень цього типу та врахування норм загазованості.

#### **1.6.5 Видалення надлишків тепла**

У будівлі не передбачено процесів, що призводять до підвищеного тепловиділення, отже, заходів щодо видалення надлишків тепла не потрібно.

#### **1.6.6 Дотримання безпечного рівня електромагнітних та інших випромінювань, дотримання санітарно-гігієнічних умов**

У приміщеннях об'єкта, що проєктується, не передбачено встановлення обладнання, що є джерелом електромагнітних та інших випромінювань, отже, заходи щодо дотримання безпечного рівня цих випромінювань не потрібні.

### **1.7 Характеристика та обґрунтування конструкцій підлог, покрівлі, перегородок та оздоблення приміщень**

Запроєктовані види оздоблення застосовані як найбільш ефективні за санітарними вимогами.

Стелі:

- затирка - житлові кімнати, передпокої, кухні, санвузли;
- затирка, вапняна побілка - сходові клітки, ліфтові холи, тамбури;

- ліфтові холи і тамбури житлової частини на 1-му поверсі - металева підвісна стеля;

- затирка, забарвлення ВА за 2 рази марки - приміщення зберігання, технічні приміщення, електрощитові, насосні, вент. Камери, машинні приміщення, приміщення СМІК і СМІС, апаратні ЦПУ СПЗ, ЦУЗ.

Оздоблення приміщень:

Передбачено напівчистове оздоблення квартир і вбудованих приміщень.

Стелі:

1. Затирка - житлові кімнати, передпокої, санвузли, кухні;
2. Затирка, вапняна побілка - сходові клітки, ліфтові холи, тамбури;
3. Затирка, забарвлення ВА 2 рази відтінку за бажанням замовника - приміщення першого поверху, технічні приміщення ОВ, електрощитові, насосні, приміщення вузлів вводу ВК і ТЗ і вводу кабелю, вентиляційні камери, машинні приміщення, коридори;

4. Приміщення технічних поверхів без оздоблення. Стіни:

1. штукатурка, затирка шпаклівкою - у житлових кімнатах, кухнях, передпокоях, приміщеннях першого поверху;
2. технічні приміщення - без оздоблення;
3. облицювання керамічною плиткою на цементно-піщаному розчині стін ліфтових холів і тамбурів 1-го поверху.

## **1.8 Перелік заходів щодо захисту будівельних конструкцій і фундаментів від руйнування**

Захист будівельних конструкцій від руйнування складається з комплексу заходів, спрямованих на їх захист від руйнівного впливу зовнішнього середовища.

Захист збірних залізобетонних конструкцій заводського виготовлення - полягає у виготовленні паль, плит, ригелів, колон та інших залізобетонних виробів із необхідних класів бетону та арматури, марок бетону по морозостійкості та

водонепроникності, які відповідають умовам їхньої експлуатації в проектному кліматичному районі.

Захист монолітних залізобетонних конструкцій будівельного виготовлення полягає в застосуванні проектних класів арматури, сталі та бетону, дотриманні захисних шарів арматури і виконанні правил укладання, бетонування та ущільнення бетонної суміші.

## **1.9 Інженерні рішення, що забезпечують захист території об'єкта від небезпечних природних і техногенних процесів**

У зв'язку з відсутністю на даному приоб'єктному майданчику небезпечних техногенних і природних процесів захист території до самої будівлі не передбачається.

### **1.10 Варіантне проектування**

#### **1.10.1 Опис і оцінка варіантів конструктивного рішення перекриття**

В рамках дипломного проекту розглянемо варіанти конструктивного рішення перекриття типового поверху в 3-х варіантах, а саме: монолітне ребристе, збірно-монолітне із застосуванням збірних шкаралуп, безбалкове монолітне з опиранням на капітелі.

Конструктивну схему перекриття потрібно скомпонувати таким чином, щоб отримати найкраще економічне рішення, за якого об'єм бетону і витрата арматури вийдуть найменшими.

#### **1.10.2 Варіант 1: Монолітне ребристе перекриття**

Одним із варіантів перекриття будівлі є монолітне ребристе перекриття, яке складається з плити і монолітно сполученої з нею системою перехресних головних і другорядних балок. Сутність такої конструкції полягає у видаленні бетону з

розтягнутих зон перерізів, де він не впливає на несучу здатність конструкції, і зберігаються лише ребра - балки, для розміщення в них робочої арматури і сприйняття поперечних сил.

Ребра при цьому працюють як таврові перерізи. Плита сприймає навантаження і працює на місцевий вигин по прольоту, що дорівнює відстані між гранями ребер у світлі.

Перевагами таких перекриттів можна назвати те, що вони мають більшу жорсткість порівняно зі збірними перекриттями за рахунок монолітного зв'язку елементів і є більш економічними за рахунок використання меншої кількості бетону і відсутності зварних стиків. Недоліками можна назвати той факт, що виконання робіт з монолітним бетоном у зимовий час йде складніше, вартість робіт вища і необхідність видозмінювати архітектуру для приховування балок на стелі в житловому будинку. Також для цієї форми будівлі в плані влаштування такого типу перекриття потребуватиме набагато складнішого опрацювання як архітекторами, так і конструкторами, оскільки в плані будівля складна.

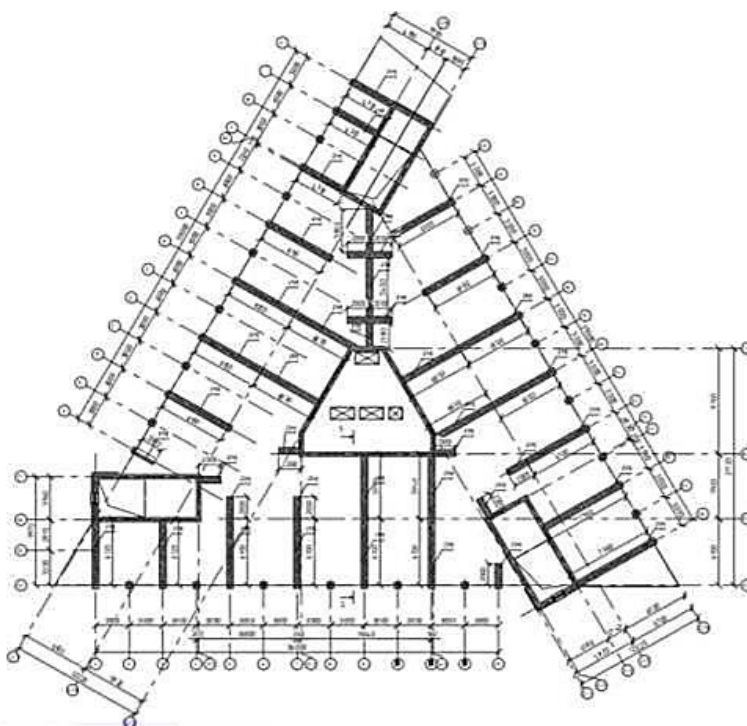


Рисунок 1.1 - Монолітне ребристе перекриття



### 1.10.3 Варіант 2: Збірно-монолітне перекриття із застосуванням збірних оболонок

Оболонка перекриття в цьому разі також виконує роль незнімної опалубки. Оболонки мають товщину 4-6 см, ширину 1,5-2 м і довжину до 8 м.

Великопролітні оболонки армують дротом і встановлюють на монолітні стіни за допомогою рамної або балансирної траверси. У прольоті під оболонками, як і під безбалковими перекриттями, встановлюють тимчасові телескопічні стійки для тимчасового сприйняття маси свіжоукладеного бетону.

Плита після зняття телескопічних стійок працює як нерозрізне збірно-монолітне перекриття, що має робочу арматуру в збірній оболонці й опорну арматуру в монолітному бетоні. Спільна робота оболонки і бетону під час вигину і зсуву забезпечується влаштуванням насічок на верхній площині шкаралупи під час її виготовлення або встановленням арматурних каркасів, що виходять за верхню площину плити.

Як оболонки використовують пластмасові, армоцементні або цементно-стружкові плити. Збірно-монолітні перекриття із застосуванням оболонок мають низку переваг: можливість універсального їхнього використання для житлових і громадських будівель, зниження трудових витрат, скорочення транспортних витрат на перевезення збірних елементів.

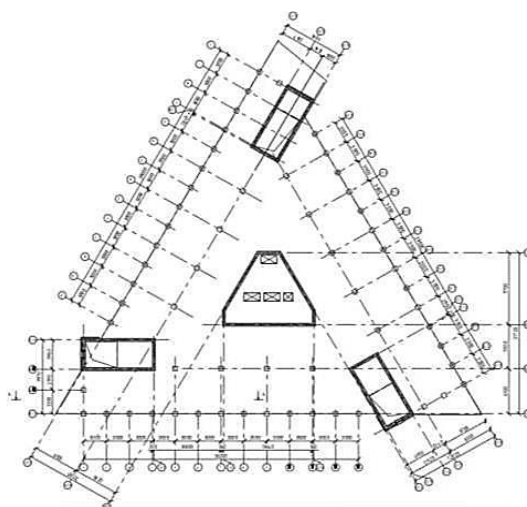


Рисунок 1.2 - Збірно-монолітне перекриття

### 1.10.3 Безбалкове монолітне перекриття з опиранням на капітелі

За прольотів у будівлі 6-8 м рекомендують застосовувати перекриття у вигляді суцільної монолітної плити з опиранням на несучі конструкції або на капітелі. При цьому капітелі рекомендують використовувати в разі прольотів понад 6 м. Капітелі використовують для зменшення прольоту плити, розподілу сконцентрованих надколонних моментів, підвищення загальної жорсткості з'єднання плити з колоною і зменшення горизонтальних зсувів плит, зменшення розрахункової довжини колон, підвищення несучої здатності перекриттів на продавлювання та зменшення їхніх прогинів. Також вони застосовуються в будівлях, що розраховуються на сейсмічний вплив і на прогресуюче обвалення, оскільки наявність капітелей підвищує надійність будівлі.

Безбалкові перекриття мають найменшу конструктивну висоту, що дає змогу збільшити кількість поверхів, зберігаючи висоту будівлі. Також до переваг можна віднести гладкі стелі, можливість вільно розмістити інженерні мережі, проста технологія зведення і можливість виконання складних форм будівлі в плані. Недоліками такого перекриття є застосування їх для обмежених за довжиною прольотів, трудомісткість і тривалість виконання будівельних робіт.

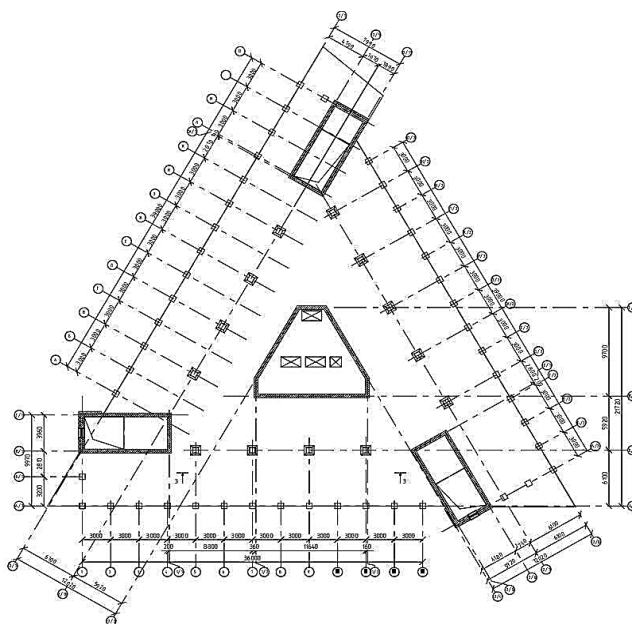


Рисунок 1.3 - Безбалкове монолітне перекриття з опиранням на капітелі - 3д

ВИГЛЯД

### 1.10.4 Порівняння варіантів

Результати порівняльного аналізу наведено в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - Техніко-економічне порівняння варіантів

Найменування показника	Варіант		
	Монолітне ребристе	Збірно-монолітне з застосуванням шкарлуп	Безбалочне монолітне з капітелями
Забезпечення несучої здатності	+	+	+
Розхід матеріалів			+
Вартість			+
Трудоємкість зведення		+	

Витрати матеріалів:

1 варіант: монолітне ребристе перекриття –

Бетон: 293,27 м<sup>3</sup>;

Арматура: 3616253,6 см<sup>3</sup>.

2 варіант: Збірно-монолітне перекриття із застосуванням шкаралуп -

Бетон: 267,37 м<sup>3</sup>;

Арматура: 3182167,6 см<sup>3</sup>; ЦСП: 1336,86 м<sup>2</sup>.

3 варіант: Безбалкове перекриття з капітелями –

Бетон: 268,34 м<sup>3</sup>

Арматура: 3182458,3 см<sup>3</sup>.

На основі порівняння можна зробити такі висновки:

- найбільшу матеріаломісткість мають варіанти 1, найменшу - 3 варіант;

- при цьому найтрудомісткішим є 1 і 3 варіант, оскільки вони вимагають, крім складання, ще й розбирання опалубки.

З перерахованих вище пунктів робимо висновок, що кращим є 3 варіант - безбалкове монолітне перекриття із застосуванням капітелей, бо він найменш матеріаломісткий, має найменшу вартість зведення і по трудомісткості перебуває в проміжному становищі між 1 і 3 варіантом.

## РОЗДІЛ 2

### РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНИЙ

Конструктивна система проєктованої будівлі складається з фундаменту, вертикальних несучих елементів, що спираються на нього (колон і стін), та об'єднуючих їх у єдину просторову систему горизонтальних елементів (плит перекриття, покриття і оболонкових ригелів).

Будівля має ствольно - оболонкову комбіновану конструктивну систему. Конструкція оболонки будівлі являє собою просторову безрозкісну решітку, що складається з близько розташованих колон на відстані 3 м жорстко з'єднаних між собою обв'язувальними балками.

Вузли з'єднання стін, колон і перекриттів - жорсткі, таким чином у будівлі забезпечується просторова незмінність і стійкість будівлі.

Фундамент - забивні висячі палі на плитному монолітному ростверку.

Колони - монолітні залізобетонні з бетону класу C20/25, F200, W6 перетином 600x600 мм від позначки -3.360 до позначки +102.450.

Ригелі - монолітні залізобетонні з перетином 600x400 мм із бетону класу C20/25, F200, W6.

Несучі стіни ядра жорсткості та сходових кліток - монолітні залізобетонні товщиною 400 мм із бетону класу C20/25, F200, W6;

Зовнішні стіни - монолітні залізобетонні товщиною 200 мм із бетону класу C16/20, F100, W4;

Внутрішні перегородки - подвійні перегородки з гіпсових пазогребнієвих плит товщиною 200 і 100 мм;

Сходи - монолітні залізобетонні марші з монолітними залізобетонними майданчиками з бетону класу C20/25, F100, W4;

Висота будівлі - 105,45 м;

Місто побудови - Чернігів;

Розміри в плані - 55,65 м, рівносторонній трикутник. Найбільші габарити становлять 55,65x51 м;

1 поверх будівлі - громадське приміщення - кафетерій на 50 посадочних місць;

2-33 поверхи - житлові квартири;

Висота житлового поверху - 3м, 1 поверху - 3,45 м. Сніговий район - 3;

Вітровий район - 1.

## 2.1 Збір навантажень

### 2.1.1 Постійні навантаження

Снігове навантаження

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

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (2.1)$$

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

$c_t = 0,8$  - термічний коефіцієнт;

$\mu = 1$  - коефіцієнт форми, що враховує перехід від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

$S_g = 1,5$  кН/м<sup>2</sup> - нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м<sup>2</sup> горизонтальної поверхні землі (Чернігів- 6 сніговий район).

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,2 \text{ кН/м}^2.$$

Вітрове навантаження

Нормативне значення середньої складової основного вітрового навантаження  $w_m$  залежно від еквівалентної висоти  $z_e$  над поверхнею землі визначають за формулою:

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c, \quad (2.2)$$

Де  $w_0 = 0,23$  кПа - нормативне значення вітрового тиску;

$k(z_e)$  - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти  $z_e$ ;

$c$  - аеродинамічний коефіцієнт.

Таблиця 2.1 - Значення для вітрового навантаження на будівлю

z, м	h	d, м	z <sub>e</sub>	h-d	k(z <sub>e</sub> )	W <sub>m+</sub>	W <sub>m-</sub>
0	102	55,65	55,65	46,35	0,94361	0,381973	0,229184
3,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
6,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
9,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
12,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
15,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
18,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
21,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
24,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
27,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
30,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
33,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
36,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
39,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
42,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
45,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
48,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
51,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
54,45			55,65		0,94361	0,381973	0,229184
57,45			57,45		0,958749	0,388102	0,232861
60,45			60,45		0,983463	0,398106	0,238864
63,45			63,45		1,007571	0,407865	0,244719
66,45			66,45		1,031116	0,417396	0,250437
69,45			69,45		1,054135	0,426714	0,256028
72,45			72,45		1,076662	0,435833	0,2615
75,45			75,45		1,098727	0,444765	0,266859
78,45			78,45		1,120357	0,453521	0,272112
81,45			81,45		1,141578	0,462111	0,277266
84,45			84,45		1,162411	0,470544	0,282326
87,45			87,45		1,182878	0,478829	0,287297
90,45			90,45		1,202996	0,486973	0,292184
93,45			93,45		1,222784	0,494983	0,29699
96,45	96,45	1,242256	0,502865	0,301719			
99,45	99,45	1,261428	0,510626	0,306376			
102,45	102,45	1,280312	0,51827	0,310962			

## 2.2 Визначення конструктивних особливостей

Приймаємо захисний шар арматури бетону  $a=30$  мм згідно з [8], таблиця 10.1 для елементів, які перебувають на відкритому повітрі, і  $a=30$  мм для елементів у приміщенні.

Після перевірки цілісності схеми можна переходити до введення даних і підбору арматури. Створюються групи армування вертикальних (ядра жорсткості) і горизонтальних (перекрыттів) пластин і групи армування стрижнів (колони верхні і нижні, ригелі).

Під час створення цих груп задають клас поперечної та поздовжньої арматури, діаметри, коефіцієнти умов роботи, відстані до центру ваги арматури, коефіцієнт вертикального бетонування (для колон і стін), що дорівнює 0,85, випадковий ексцентриситет і розрахункову довжину (для колон), а також обирають бетон і його клас, коефіцієнт надійності та відповідальності.

Після введення даних підбираємо арматуру і робимо розрахунок. Переходимо до аналізу. Перевіряємо відсоток армування для колон. Він не повинен перевищувати 5 відсотків.

### 2.2.1 Армування монолітної плити перекрыття на відм. +84.450

У дипломному проєкті прийнято монолітне залізобетонне перекрыття товщиною 200 мм. Опалубне креслення представлено в графічній частині проєкту.

Плита запроектована з важкого бетону C20/25, F200, W6 за [9], як поздовжня і поперечна розрахункова арматура застосовується сталеві арматури класу A500С.

Кількість верхньої і нижньої арматури в плиті перекрыття встановлено виходячи з чинних зусиль. Оскільки система нерегулярна, з метою спрощення і скорочення витрат арматури прийнято однакову нижню і верхню арматуру плити на всій її площі, а біля колон і стін - додаткову арматуру, яка в сумі з основною (фоновою) сприймає опорні зусилля в плиті.

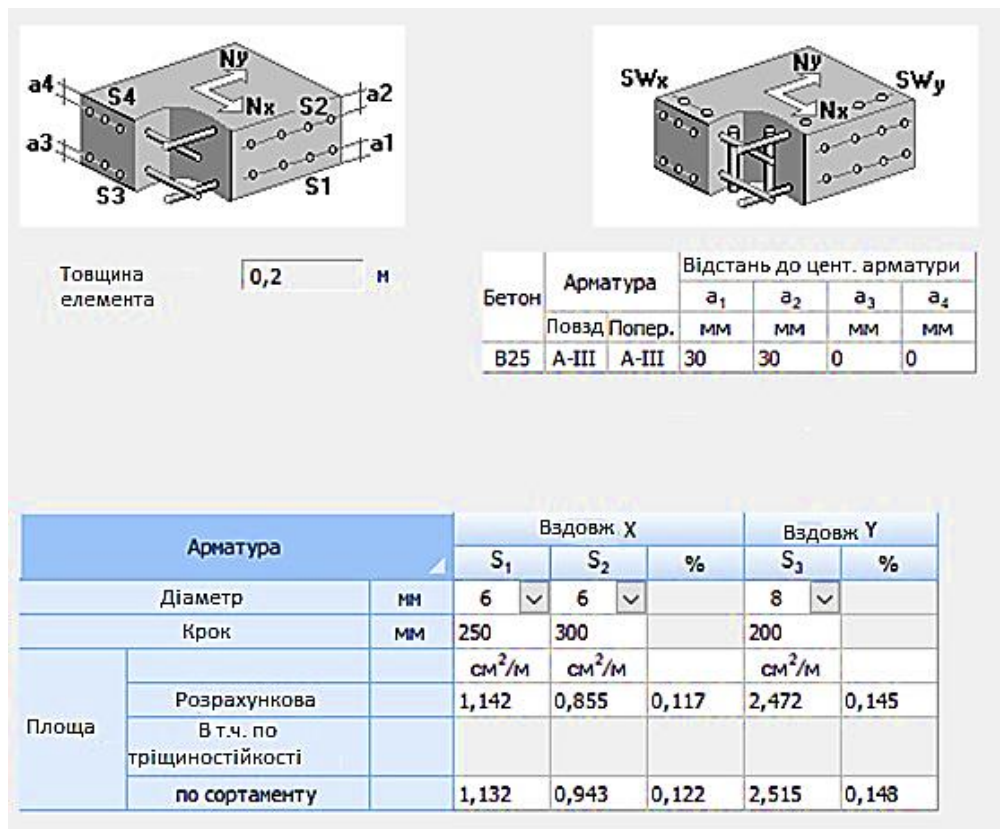


Рисунок 2.1 - Результат підбору армування плити перекриття на відм. +84.450

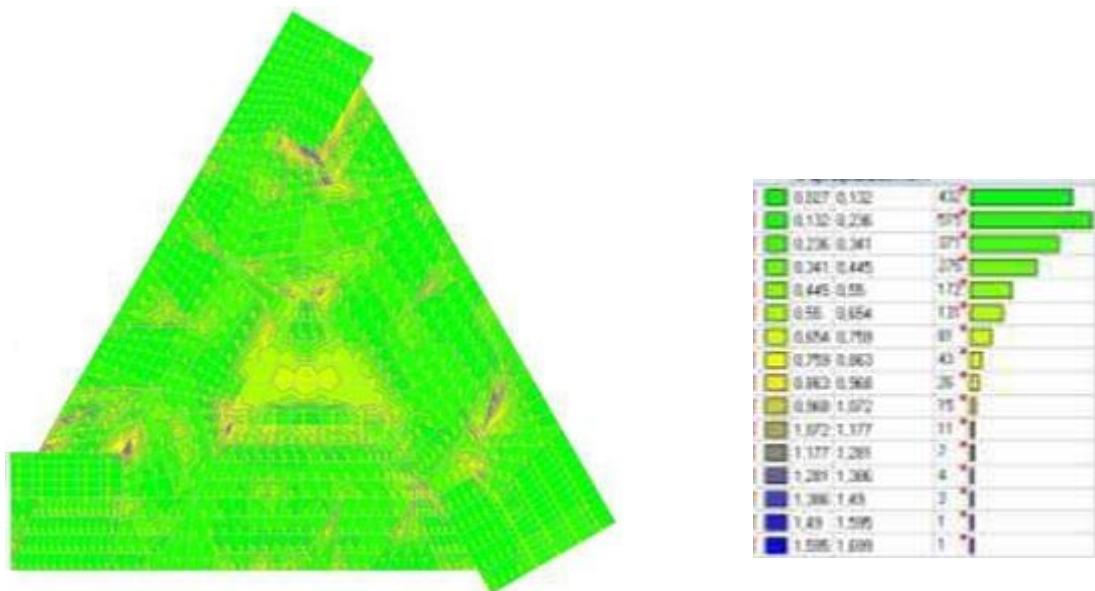


Рисунок 2.2 - Відсоток армування плити по осі X



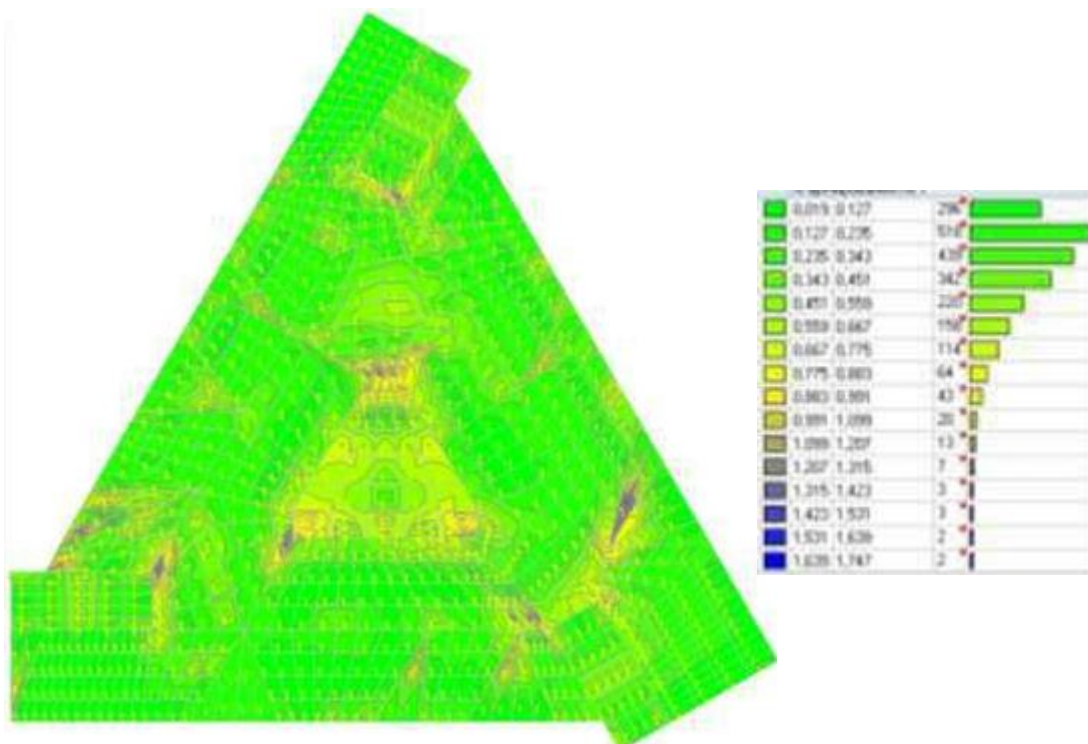


Рисунок 2.3 - Відсоток армування плити по осі У

Відповідно до [8] по периметру плити, а також навколо отворів ліфтових шахт і сходових кліток встановлюють поперечну арматуру у вигляді П-подібних хомутив, які забезпечують сприйняття моментів, що крутять, біля краю плити і необхідне анкерування кінцевих ділянок поздовжньої арматури.

Виходячи з розрахунків, приймемо сітки армування, дані за якими подано в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 - Характеристики арматурних сіток

Арматура	Клас	Дсаметр, мм	Крок, мм	Коефіцієнт умов роботи
Нижня по Х	A500C	10	200	1
Нижня по У	A500C	10	200	1
Верхня по Х	A500C	8	200	1
Верхня по У	A500C	8	200	1

Максимальний вертикальний прогин визначаємо за допомогою ПК SCAD і становить він 29,4 см. Максимальний проліт дорівнює 6,3 м, то граничний прогин

$6300/105,4=59,77$  мм, відповідно, максимальний прогин не перевищує нормативного, і несуча здатність забезпечена.

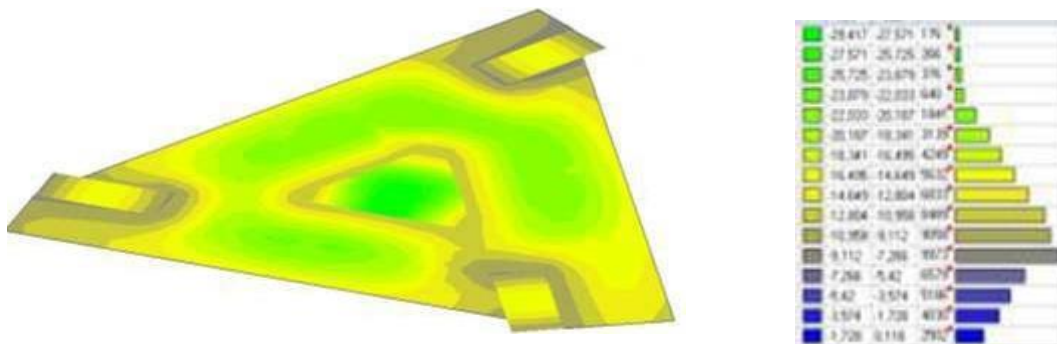


Рисунок 2.4 - Переміщення монолітної залізобетонної плити перекриття в ПК SKAD

### 2.2.1.1 Порівняння та конструювання арматури в плиті перекриття

За знайденими умовами програмного комплексу SCAD зробимо підбір арматури в плиті перекриття. Плита перекриття виконана з бетону класу C20/25 з розрахунковим опором стисненню  $R_b = 14,5$  МПа, початковий модуль пружності  $E_b = 32,5 \cdot 10^3$  МПа, коефіцієнт умови роботи  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

Використовувана арматура A500С, розрахунковий опір  $R_s = 450$  МПа, модуль пружності  $E_s = 200000$  МПа, приймаємо армування стрижнями  $\varnothing 8A500C$  із кроком 200 мм по верхній сітці та  $\varnothing 10A500C$  із кроком

200 по нижній сітці перекриття.

Розрахунок плити за нормальним перерізом.

Перетин плити розглядають як прямокутний 1000x200 мм, схему розташування арматури наведено в графічній частині проєкту.

Максимальний момент знаходимо за формулою:

$$M_x = \frac{q \cdot l^2}{8}, \quad (2.3)$$

Де  $q$  - корисне навантаження і власна вага;

$L$  - довжина прольоту.

$$M_x = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6,4 \cdot 6,3^2}{8} = 31,8 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Робоча висота:

$$-h_{0x} = h - a = 0,2 - 0,02 = 180 \text{ мм};$$

$$-h_{0y} = h - a = 0,2 - 0,02 = 180 \text{ мм.}$$

Обчислимо

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (2.4)$$

де  $R_b$  - розрахунковий опір стисненню бетону;

$b$  - площа стиснутої зони бетону;

$h_0^2$  - робоча висота;

$M$  - максимальний момент.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{31,8}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 1 \cdot 0,18^2} = 0,075.$$

За табл. 3.2 [8] визначимо  $\alpha_R = 0,342 > \alpha_m$ , стиснута арматура за розрахунком не потрібна.

Визначимо площу розтягнутої арматури за п.3.21 [8].

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s}, \quad (2.5)$$

Де  $R_s$  - розрахунковий опір арматури;

$R_b$  - розрахунковий опір стисненню бетону;

$b$  - площа стиснутої зони бетону;

$h_0$  - робоча висота;

$\alpha_m$  - проміжна величина, знаходиться за формулою (3.2).

$$A_s = \frac{14,5 \cdot 1 \cdot 0,18 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,075})}{450} = 0,00045 \text{ м}^2 = 4,5 \text{ см}^2.$$

Вибираємо 8 стрижнів Ø10A500C з  $A_s = 6,28 \text{ см}^2$ .

Обчислимо  $\alpha_m$  у напрямку Y:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{31,8}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 1 \cdot 0,18^2} = 0,075.$$

Визначимо  $\alpha_R = 0,342 > \alpha_m$ , стиснута арматура за розрахунком не потрібна.

Визначимо площу розтягнутої арматури за формулою 3.3

Вибираємо 8 стрижнів Ø10A500C з  $A_s = 6,28 \text{ см}^2$ .

Результати розрахунку порівняно з ПК SCAD різняться незначно, конструювання проводимо за розрахунком ПК SKAD.

У місцях стику плити перекриття з колонами, ригелями та несучими стінами виконуємо посилення сітками Ø14A500C з  $A_s = 12,32 \text{ см}^2$  і кроком арматури 100 мм у поздовжньому і поперечному напрямках.

### 2.2.2 Армування оболонкових монолітних колон

У проєкті передбачено 1 тип колон квадратного перерізу 600x600 мм, виконано підбір арматури.

Колони проєктуються з важкого бетону C20/25, F200, W6 за [9], як поздовжня сталева арматура застосовується арматура класу A500C, для поперечного армування - A500C. Армування підбирають за результатами розрахунків у ПК SCAD, воно являє собою окремі стрижні поздовжньої арматури і замкнуті хомути по всій висоті колони як поперечну арматуру.

Згідно з [13] стрижні поздовжньої робочої арматури монолітних колон рекомендується призначати однакового діаметра. Діаметр робочої поздовжньої арматури в колонах рекомендується приймати не менше 12 мм.

Приймаємо 4Ø14A500C і 4Ø12A500C із загальною площею поперечного перерізу  $A = 10,68 \text{ см}^2$ . Стрижні 4Ø14A500C розміщуються в кутах колони, між ними розміщуються стрижні 4Ø12A500C з урахуванням захисного шару бетону.

Розміщення хомутів приймаємо відповідно до [13].

### **2.2.3 Армування внутрішніх монолітних колон**

У проєкті передбачено 1 тип колон квадратного перерізу 600х600 мм, виконано підбір арматури.

Колони проєктуються з важкого бетону C20/25, F200, W6 за [9], як поздовжня сталеві арматура застосовується арматура класу А500С, для поперечного армування - А500С. Армування підбирають за результатами розрахунків у ПК SCAD, воно являє собою окремі стрижні поздовжньої арматури і замкнуті хомути по всій висоті колони як поперечну арматуру.

Згідно з [13] стрижні поздовжньої робочої арматури монолітних колон рекомендується призначати однакового діаметра. Діаметр робочої поздовжньої арматури в колонах рекомендується приймати не менше 12 мм.

Приймаємо 4Ø18А500С і 4Ø14А500С із загальною площею поперечного перерізу  $A=16,32 \text{ см}^2$ . Стрижні 4Ø18А500С розміщуються в кутах колони, між ними розміщуються стрижні 4Ø14А500С з урахуванням захисного шару бетону.

Розміщення хомутів приймаємо відповідно до [13].

### **2.2.4 Армування монолітних ригелів оболонки будівлі**

В проєкті передбачено колони одного типорозміру - 400х600 мм, виконано підбір арматури.

Ригелі проєктують із важкого бетону класу C20/25, F200, W6 за [9], як поздовжню сталеву арматуру застосовують арматуру класу А500С, для поперечного армування - А500С. Армування підбирають за результатами розрахунків у ПК SCAD, воно являє собою окремі стрижні поздовжньої арматури і замкнуті хомути по всій довжині ригеля як поперечну арматуру.

Згідно з [13] для поздовжньої робочої в'язаної арматури монолітних балок висотою перерізу 400 мм і більше рекомендується застосовувати стрижні діаметром не менше 12 мм.

Приймаємо 4Ø18A500С із загальною площею поперечного перерізу  $A=10,16$  см<sup>2</sup>. Усі стрижні розміщуються в кутах ригеля з урахуванням захисного шару бетону.

Розміщення хомутів приймаємо відповідно до [13].

### **2.3 Проектування фундаментів**

Проектування основ і фундаментів полягає у виборі основи, типу конструкції й основних розмірів фундаменту та в їхньому спільному розрахунку як однієї з частин споруди. Це завдання має низку особливостей, що значно ускладнюють його розв'язання.

Основа, фундамент і наземна конструкція нерозривно пов'язані, впливають один на одного і мають розглядатися як єдина система. Деформація і стійкість ґрунтів залежать від особливості прикладання навантаження, розмірів і конструкції фундаменту і всієї споруди. Своєю чергою, основні розміри фундаменту і конструктивна схема споруди визначаються геологічною будовою стискальних ґрунтів, а також тиском, що сприймається. Завдання ускладнюється ще й особливостями будівельного майданчика, умовами виконання робіт, причому для одного й того самого майданчика можуть бути прийняті кілька варіантів рішень.

#### **2.3.1 Оцінювання інженерно-геологічних умов майданчика будівництва**

Оцінку інженерно-геологічних умов проводимо на підставі звіту про інженерно-геологічні вишукування на майданчику будівництва/

Відносна позначка 0,000, яку прийнято за позначку чистої підлоги першого поверху, відповідає абсолютній позначці подошви шару 15,6 м.

Нормативне значення глибини сезонного промерзання  $d_{fn}$ , м, визначається за [10]. У Чернігові глибина сезонного промерзання для глин і суглинків становить 0,98 м, для супісків - 1,2 м, а для піску середньої крупності - 1,28 м. Ґрунтові води присутні на глибині 1,5 м.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту  $d_{fn}$ , м обчислюється за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t}, \quad (2.6)$$

Де  $d_0$  - величина, яку приймають для суглинків і глин 0,23 м;

– супісків, пісків дрібних і порошкоподібних 0,28 м;

– пісків гравелістих, крупних і середньої крупності 0,3 м;

– крупноуламкових ґрунтів - 0,34 м;

$M_t$  - безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних від'ємних температур за рік у даному районі, які приймаються за [6].

$$d_{fn} = 0,28 \cdot \sqrt{47} = 1,92 \text{ м.}$$

Розрахункова глибина сезонного промерзання  $d_f$ , м, визначається за формулою:

$$d_f = d_{f,n} - k_h, \quad (2.7)$$

де  $k_h$  - коефіцієнт, що приймається таблицею 5.2 [3].

Прийнявши  $k_h = 0,4$ , підставляємо значення у формулу:

$$d_f = 1,92 - 0,4 = 0,768 \text{ м.}$$

### 2.3.2 Навантаження. Вихідні дані

Максимальні значення  $N$ , що діють на колони, візьмемо з розрахункової схеми розділу 2.2 у ПК SCAD.

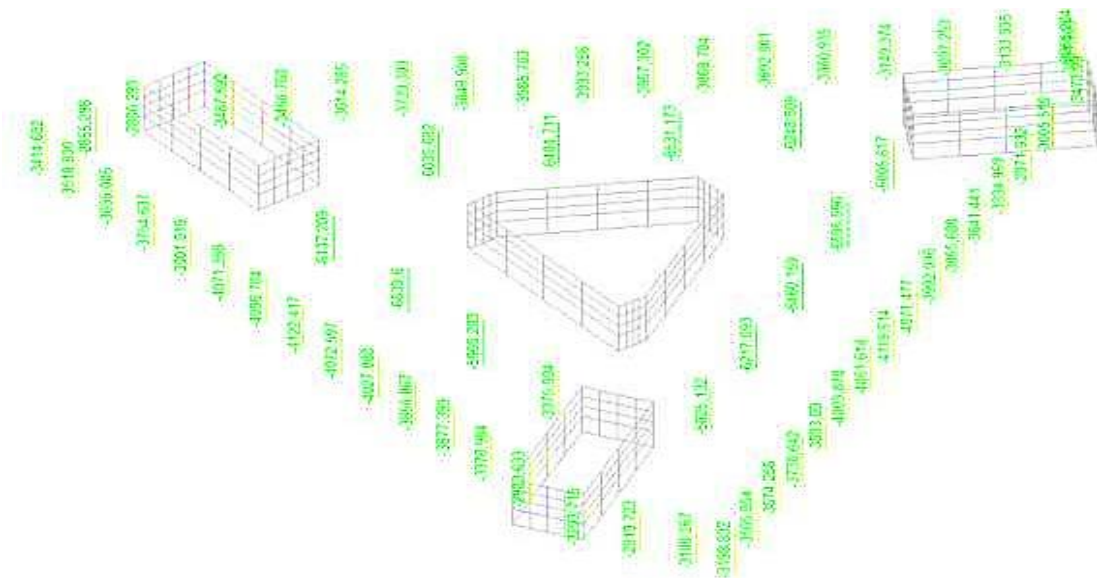


Рисунок 2.5 - Максимальні значення N (кН)

Рівномірно розподілене навантаження на 1 м.п. від стін становить 987,8 кН.

Виконаємо розрахунок навантаження на стіни підвального поверху від ґрунту.

Нормативні значення фізичних і механічних характеристик ґрунтів природного закладення.

$C$  - питомий опір, кПа;

$\varphi$  - кут внутрішнього тертя;

$\gamma$  - питома вага ґрунту, кН/м<sup>3</sup>;

$\Theta$  - кут нахилу площини ковзання;

$\lambda$  - коефіцієнт горизонтального тиску.

Основні розрахунки стійкості стіни тунелю ведуться за 1 граничним станом, тому необхідно визначити розрахункові характеристики ґрунтів.

Розрахункові значення фізико-механічних характеристик ґрунту непорушеного складу визначаються за формулами:

$$\gamma_p = 1,05 \cdot \gamma_H;$$

$$\varphi_p = 1,15 \cdot \varphi_H;$$



$$\begin{aligned}
 C_p &= \frac{c_H}{1,5}; \\
 \Theta &= 45 - \frac{\varphi}{2}; \\
 \lambda &= \operatorname{tg}^2 \Theta; \\
 K &= 2\sqrt{\lambda}.
 \end{aligned}
 \tag{2.8}$$

Розраховуємо характеристики для ґрунту за формулами (2.8) і заносимо результати в таблицю 2.3.

Таблиця 2.3 - Характеристики ґрунту

Ґрунт/значення	$\gamma$	$\varphi$	$c$	$\Theta$	$\lambda$	$K$
Насипний ґрунт	17,85	-	-	-	-	-
Супісь пластична	16,8	28,75	9,33	32,5	0,405	1,27

Знайдемо перекидні сили на стіну підвалу:

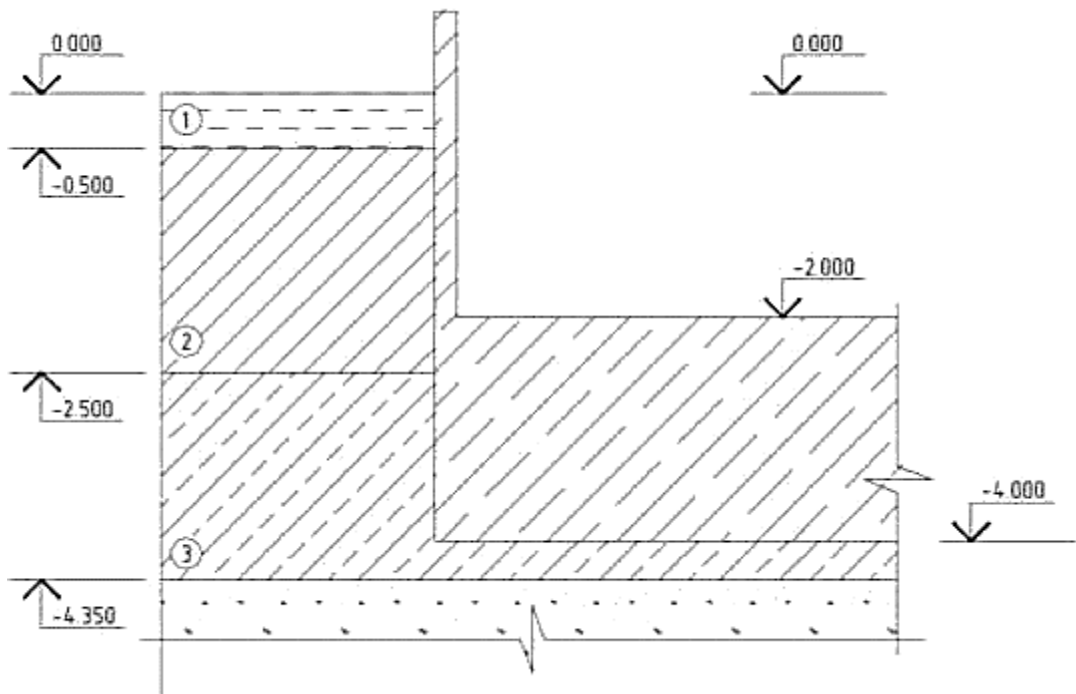


Рисунок 2.6 - Схема розташування стіни підвалу

Тиск розраховуємо за формулою для кожного ґрунту:

$$P_{\gamma} = \frac{[\gamma_i \gamma_f \cdot h \cdot \lambda - c_i (K_i + K_{i+1})] \gamma}{h} + P, \quad (2.9)$$

$$P_0 = 17,85 \cdot 1,15 \cdot 0,5 = 10,26 \text{ кПа};$$

$$P_{\gamma} = \frac{[16,8 \cdot 1,15 \cdot 1,5 \cdot 0,405 - 9,33 \cdot 1,27] \cdot 1,5}{1,5} + 10,26 = 10,15 \text{ кПа}.$$

### 2.3.3 Проектування пальового фундаменту на забивних палях

Глибину закладення ростверку  $d_p$  приймаємо мінімальною з конструктивних правил.

Відмітка рівня землі становить -1.000 м, відмітка рівня підлоги підвалу становить -3.000 м.

Відмітка верху фундаментної плити -3.000.

Висоту ростверку  $h_p$  приймаємо рівною 2 м.

Відмітка підошви фундаменту при цьому  $d_p = -5.000$  м.

Відмітка голови палі приймаємо -4.700 м.

Закладення палі в ростверк відбувається на 300 мм.

Як несучий шар приймаємо ґрунт: суглинки тверді.

Заглиблення паль у суглинки тверді має бути не менше 0,5 м.

Відповідно до цього приймаємо довжину паль 12 м. Марка палі - С120.40-А800 згідно з [11]. Перетин палі - 300х300 мм.

Відмітка нижнього кінця палі - 16.700 м.

### 2.3.4 Визначення несучої здатності забивних паль

Паля є висячою, оскільки вона спирається на стисливий ґрунт і працює за рахунок опору ґрунту під нижнім кінцем і за рахунок опору ґрунту по бічній поверхні.

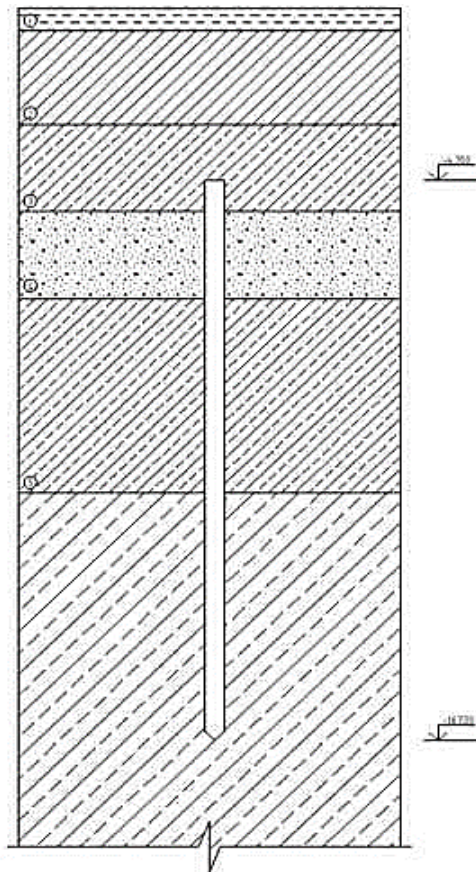


Рисунок 2.7 - Схема розташування забивної палі в ґрунті

Несуча здатність висячих палей визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (2.10)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті, що приймається 1;

$R$  - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі.

$A$  - площа поперечного перерізу палі;

$\gamma_{cR}$  - коефіцієнт умови роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, прийнятий для палей, занурених забиванням, що дорівнює 1;

$u$  - периметр поперечного перерізу палі;

$\gamma_{cf}$  - коефіцієнт умови роботи по бічній поверхні палі, що приймається для палей, занурених забиванням, і дорівнює 1;

$f_i$  - розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі в межах  $i$ -го шару ґрунту, кПа, що приймається за таблицею 7.3 [12];

$h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту, м.

Інженерно-геологічна колонка	Товщина шару $h$ , м	Відстань від поверхні до середини м	$f_{\text{с}}$ кПа	$f_{\text{д}}$ кН/м
		Для з'єднання з ростверком		
	1,9	5,3	56,84	107,9
	1	6,75	57,55	57,55
	1	7,25	59,5	59,5
	1	8,75	63,12	63,12
	1,15	9,825	64,73	64,73
	1	10,9	66,26	66,26
	1	11,9	67,66	67,66
	1	12,9	69,06	69,06
	1	13,9	70,46	70,46
	1,1	14,95	71,93	79,12
сума $f_{\text{д}}$ = 705,44 кПа				

Рисунок 2.8 – Схема визначення несучої здатності палі

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 11980 \cdot 0,09 + 1,2 \sum 1 \cdot 705,44) = 1924,73 \text{ кН.}$$

Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком складе

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1488,33}{1,4} = 1374,8 \text{ кН},$$

де  $\gamma_k$  - коефіцієнт надійності палі за навантаженням.

Приймаємо обмеження за допустимим навантаженням для твердих суглинків - 600 кН.

Мінімальну кількість палей у куці визначимо за формулою:

$$n = \frac{\sum N}{\frac{F_d}{\gamma_k} - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}, \quad (2.11)$$

де  $\sum N = N_{max} = (56040 + 67235 + 68281 + 82923) + 987,8 \cdot 69,9 = 343435,42$  кН - розрахункове навантаження (сума навантажень від опорних колон і стін і корисного навантаження);

$\frac{F_d}{\gamma_k}$  - допустиме навантаження на палю, м<sup>2</sup>;

$0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}$  - навантаження, що припадає на 1 палю, м<sup>2</sup>;

$d_p = 5$  м - глибина закладення ростверку;

$\gamma_{cp} = 20$  кН/м - усереднена середня вага ростверку і ґрунту на його обрізах.

$$n = \frac{343435,42}{600 - 0,9 \cdot 5 \cdot 20} = 673,4 \approx 674 \text{ Паль}$$

Розміщення палей приймаємо так, щоб відстань між осями не була меншою за 900 мм, відстань між осями палей приймаємо 1,2 м з урахуванням їхнього рівномірного розподілу під усією подошвою фундаменту.

Кількість палей з урахуванням їх розміщення вийшло 713.

Розміри ростверку з урахуванням звису його за зовнішні грані палей - 1436,08 м<sup>2</sup>.

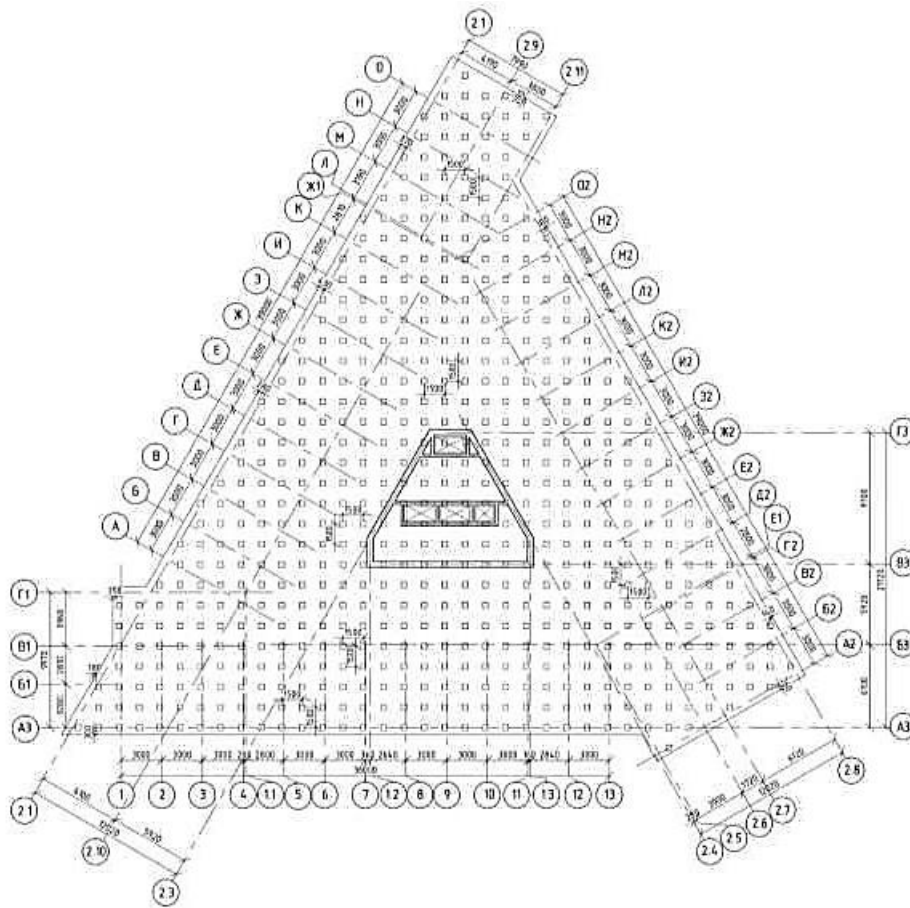


Рисунок 2.9 - Опалубне креслення монолітної плити фундаменту.

### 2.3.5 Розрахунок палі за деформаціями

Згідно з [12] розрахунок осідання для палі  $s$ , м, проводиться за формулою:

$$s = \beta \frac{N}{G_1 l}, \quad (2.12)$$

де  $N$  - прийняте палею вертикальне навантаження, кН;

$G_1$  - модуль зсуву, МПа;

$l$  - довжина палі, м;

$\beta$  - розрахунковий коефіцієнт, який можна обчислити за формулою:

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + 0,5 \frac{1 - (\beta'/a')}{\chi}, \quad (2.13)$$

де  $\beta'$  - коефіцієнт, що відповідає абсолютно жорсткій палі;

$a'$  - коефіцієнт для випадку однорідної основи;

$X$  - відносна жорсткість палі;

$\lambda_1$  - параметр, що представляє збільшення осідання за рахунок стиснення стовбура.

Коефіцієнт  $\beta'$  можна знайти за формулою:

$$\beta' = 0,17 \ln\left(\frac{k_v G_1 l}{d G_2}\right), \quad (2.14)$$

де  $k_v$  - розрахунковий коефіцієнт;

$G_1$  - те саме, що й у формулі (2.12);

$G_2$  - модуль зсуву, МПа;

$l$  - те саме, що й у формулі (2.9);

$d$  - діаметр для паль некруглого перерізу, м.

Коефіцієнт  $k_v$  визначається за формулою:

$$k_v = 2,82 - 3,78v + 2,18v^2, \quad (2.15)$$

де  $v$  - коефіцієнт Пуассона.

Коефіцієнт Пуассона дорівнюватиме:

- для супісків і пісків - 0,3;

- суглинків - 0,35;

Оскільки коефіцієнт  $v$  береться осередненим для всіх шарів ґрунту в межах глибини занурення палі, приймаємо коефіцієнт рівним 0,325.

$$k_v = 2,82 - 3,78 \cdot 0,325 + 2,18 \cdot 0,325^2 = 1,82$$

Модуль зсуву  $G$  можна визначити за формулою:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad (2.16)$$

де  $E$  - модуль деформації;

$\nu$  - те саме, що й у формулі (2.16).

Для суглинку:

$$G = \frac{12}{2(1+0,325)} = 4,58 \text{ МПа.}$$

Для супіску:

$$G = \frac{5}{2(1+0,325)} = 1,91 \text{ МПа.}$$

Для піску:

$$G = \frac{30}{2(1+0,325)} = 11,45 \text{ МПа.}$$

Оскільки коефіцієнт  $G_1$  береться осередненим для всіх шарів ґрунту в межах глибини занурення палі, отримуємо:

$$G_1 = \frac{4,58+1,91+11,45+11,45+4,58}{5} = 6,79 \text{ МПа.}$$

Коефіцієнт  $G_1$  приймають усередненими в межах від 1 до 1,5 і від верху палі. Отже, значення  $G_1$  дорівнює 6,9 МПа.

Оскільки проєктовані палі некруглого перерізу, діаметр палі обчислюється за формулою:

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}, \quad (2.17)$$

де  $A$  - площа поперечного перерізу палі, м<sup>2</sup>;

$\pi$  - математична постійна.

Підставляємо значення площі у формулу (2.12) і отримуємо:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,09}{3,14}} = 0,452 \text{ м.}$$

Підставивши знайдені значення у формулу (2.9), отримуємо:



$$\beta' = 0,17 \ln \left( \frac{1,82 \cdot 6,79 \cdot 12}{0,452 \cdot 6,9} \right) = 0,656.$$

Коефіцієнт для випадку однорідної основи  $a'$  визначається за формулою:

$$a' = 0,17 \ln \left( \frac{k_v l}{d} \right), \quad (2.18)$$

де  $k_v$  - те саме, що й у формулі (2.16);

$l$  - те саме, що й у формулі (2.17);

$d$  - те саме, що й у формулі (2.17).

Підставивши знайдені значення у формулу (2.11), отримуємо:

$$a' = 0,17 \ln \left( \frac{1,82 \cdot 12}{0,452} \right) = 0,659.$$

Відносна жорсткість палі 3 обчислюється за формулою:

$$\chi = \frac{EA}{G_1 l^2}, \quad (2.19)$$

де  $EA$  - жорсткість стовбура палі на стиск, МН;

$l$  - те саме, що й у формулі (2.9);

Приймаємо значення:  $E = 30000$  МПа;  $A = 0,09$  м<sup>2</sup> і підставляємо їх у формулу (2.19):

$$\chi = 30000 \cdot \frac{0,09}{6,79 \cdot 12^2} = 4,9.$$

Параметр  $\lambda_1$  обчислюється за формулою:

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \chi^{3/4}}{1 + 2,12 \chi^{3/4}}, \quad (2.20)$$

де  $EA$  - те саме, що й у формулі (2.13).

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \cdot 4,9^{3/4}}{1 + 2,12 \cdot 4,9^{3/4}} = 0,874.$$

Визначаємо розрахунковий коефіцієнт  $\beta$  за формулою (2.20):

$$\beta = \frac{0,656}{0,874} + 0,5 \frac{1-(0,656/0,659)}{4,9} = 0,852.$$

Тоді шукане значення осідання палі:

$$s = 0,852 \cdot \frac{0,503}{6,79 \cdot 12} = 0,005 \text{ м} = 5 \text{ мм}.$$

Осідання одиночної палі дорівнює 5 мм, що не перевищує граничного значення за таблицею Г.1 [10].

### 2.3.6 Визначення навантажень на забивні палі

Перевіримо виконання умов:

$$N_{пл} \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (2.21)$$

де  $N_{пл}$  - навантаження на палю.

$$N_{пл} = \frac{N'}{n}, \quad (2.22)$$

де  $n$  - кількість палей у куці.

$$N_{пл} = \frac{343435,42}{713} = 503,57 \text{ кН}.$$

Навантаження на палю 503,8 кН < допустиме навантаження 600 кН.

### 2.3.7 Проектування пального фундаменту на буронабивних палях

Проектна відмітка голови палі -4.900. Паля заходить у ростверк на 100 мм. Відмітка низу ростверку - 5.000. В якості несучого шару приймаємо ґрунт: суглинки тверді.

Приймемо довжину палей 12 м. Відмітка нижнього кінця палі складе -16.900.

Діаметр буронабивної палі - 400 мм.

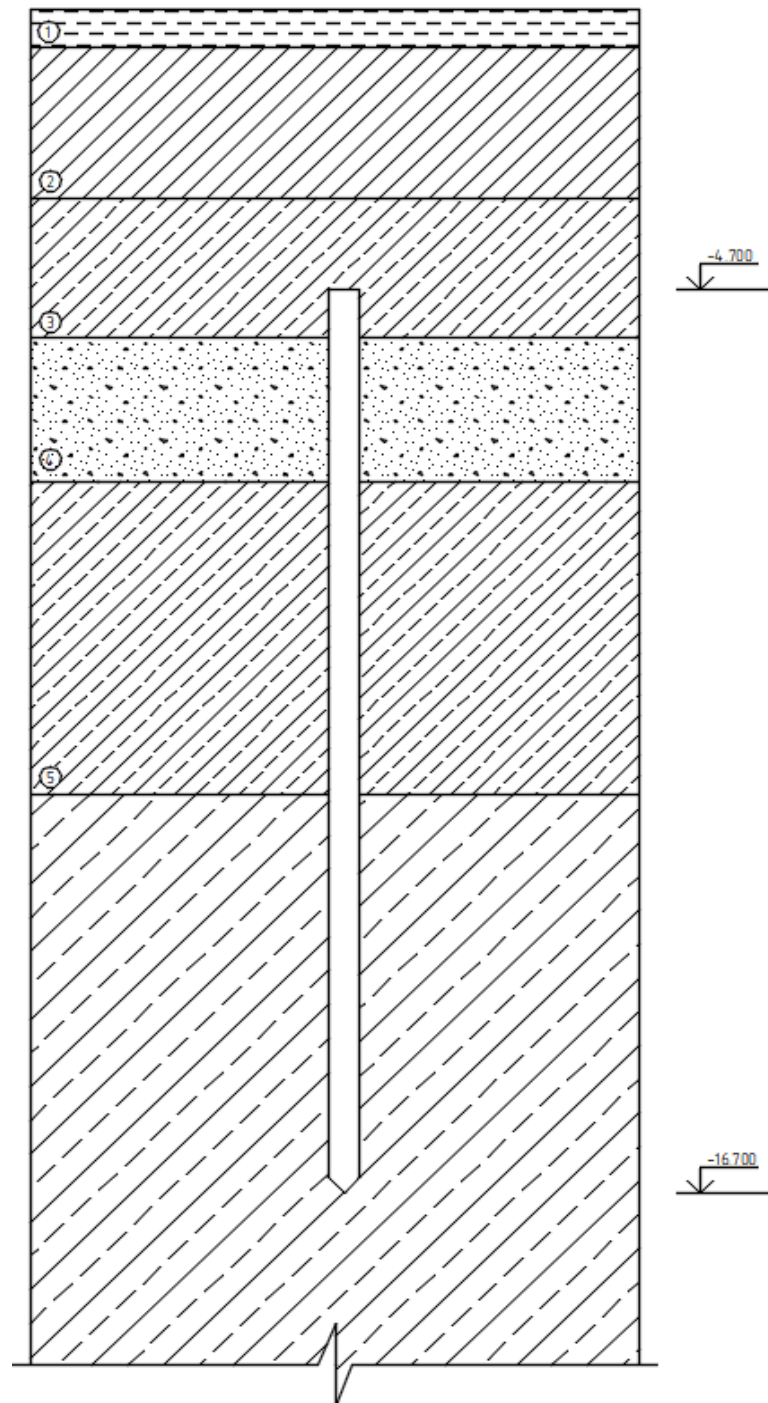


Рисунок 2.10 - Схема розташування буронабивної палі в ґрунті.

Оскільки буронабивна паля спирається на стисливий ґрунт, вона є висячою палею, що працює за рахунок опору ґрунту під нижнім кінцем і за рахунок опору ґрунту по бічній поверхні.

Визначимо несучу здатність палі по ґрунту.

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (2.23)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті, що приймається 1;

$R$  - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі,.

$A = \pi R^2 = 0,12$  - площа поперечного перерізу палі;

$\gamma_{cR}$  - коефіцієнт умови роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, прийнятий для паль, занурених забиванням, і дорівнює 1;

$u = 2\pi R = 1,25$  - периметр поперечного перерізу палі;

$\gamma_{cf}$  - коефіцієнт умови роботи за бічною поверхнею палі, прийнятий для висячих забивних паль, що дорівнює 1;

$f_i$  - розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі в межах  $i$ -го шару ґрунту, кПа, що приймається за таблицею 7.3 [12];

$h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту, м.

$$53,5 \cdot 0,45 + 56,9 \cdot 1,9 + 62,8 \cdot 4,15 + 69,7 \cdot 5,5 = 24,075 + 108,11 + 260,62 + 383,35 = 776,155$$

$$F_d = 1(1 \cdot 12040 \cdot 0,12 + 1,25 \sum 1 \cdot 776,155) = 1488,33 \text{ кН.}$$

Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком складе

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1488,33}{1,4} = 1063,1 \text{ кН,}$$

де  $\gamma_k$  - коефіцієнт надійності палі за навантаженням.

Приймаємо обмеження за допустимим навантаженням для твердих суглинків - 520 кН.

Мінімальну кількість паль у куці визначимо за формулою:

$$n = \frac{\sum N}{\frac{F_d}{\gamma_k} - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}, \quad (2.24)$$

де  $\sum N = N_{max} = (56040 + 67235 + 68281 + 82923) + 987,8 \cdot 69,9 = 343435,42$  кН - розрахункове навантаження (сума навантажень від опорних колон і стін і корисного навантаження);

$F_d$  - допустиме навантаження на палю, м<sup>2</sup>;

$0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}$  - навантаження, що припадає на 1 палю, м<sup>2</sup>;

$d_p = 5$  м - глибина закладення ростверку;

$\gamma_{cp} = 20$  кН/м - усереднена середня вага ростверку і ґрунту на його обрізах.

$$n = \frac{343435,42}{520 - 0,9 \cdot 5 \cdot 20} = 798,7 \approx 799$$

Розміщення паль у куші приймаємо так, щоб відстань у світлі між палями була не менше ніж 1000 мм згідно з [12]. З урахуванням розстановки паль по площі плити вийшла 681 паля. Цієї кількості недостатньо для забезпечення несучої здатності. Збільшення площі ростверку в цьому разі буде економічно не вигідним.

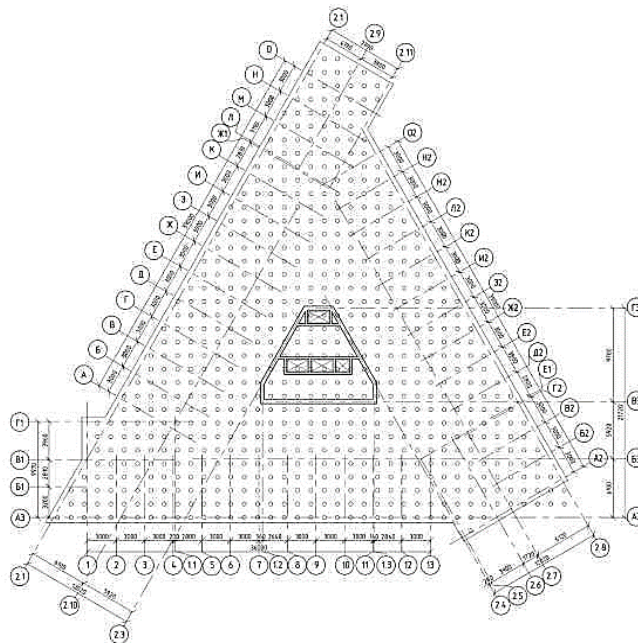


Рисунок 2.11 - Креслення буронабивних паль

У зв'язку з цим зупиняємося на варіанті із забивними з/б палями.

### 2.3.8 Розрахунок плити ростверку на продавливання колоною

Розрахунком на продавливання фундаментної плити колоною перевіряється достатність прийнятої висоти ростверку. Схему роботи ростверку наведено на рисунку 2.12. Піраміда продавливання утворюється площинами, проведеними від грані колони до грані першої палі, тобто за кута 45°, оскільки в межах піраміди продавливання не повинно бути паль.

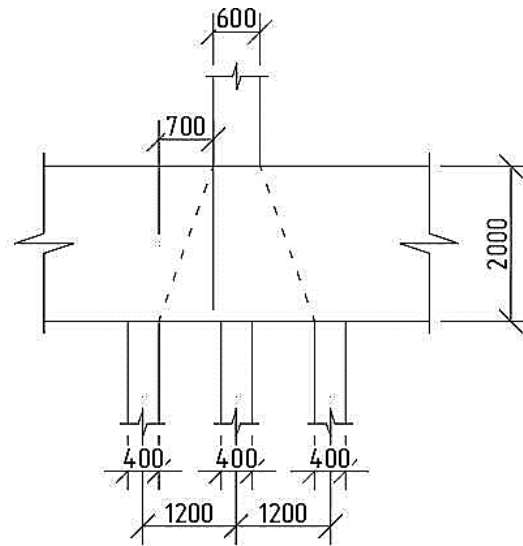


Рисунок 2.12 - Схема утворення піраміди продавлювання

Суть перевірки на продавлювання полягає в тому, щоб продавлювальна сила не перевищила міцності бетону на розтягнення на гранях піраміди продавлювання.

Розрахунок ведемо за формулою:

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

де  $F=6595,6$  кН - розрахункова продавлювальна сила;

$R_{bt}$  - розрахунковий опір бетону розтягуванню, кПа, для С20/25  $R_{bt} = 1050$  кПа;

$h_{op}$  - робоча висота перерізу ростверку, м, що приймається рівною від нижньої частини колони до площини робочої арматури плити;

$\alpha = 1$  - коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили N;

$b_c, l_c$  - розміри перерізу колони;

$c_1, c_2$  - відстані від граней колони до граней основи піраміди продавлювання, м.

$$6595,6 \leq \frac{2 \cdot 1050}{1} \cdot \left[ \frac{1,95}{0,7} \cdot (0,6 + 0,7) + \frac{1,95}{0,7} (0,6 + 0,7) \right] = 15210 \text{ кН.}$$

Умова виконується. Остаточо приймаємо товщину плитної частини фундаменту 2000 мм.

## РОЗДІЛ 3

### НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

#### 3.1. Завдання розрахункової схеми будівлі

Для створення розрахункової схеми будівлі в ПК SCAD було задано схему будівлі в ПК Autodesk Revit, потім план перенесено в ПК Autodesk Autocad і в ПК SKAD.

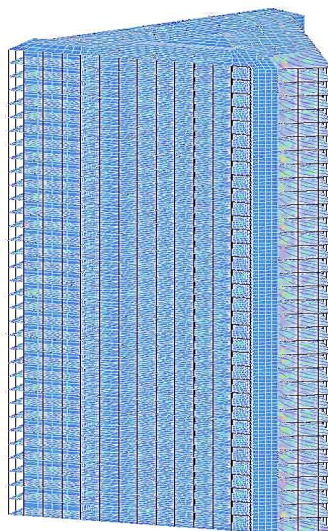


Рисунок 3.1 – 3Д модель будівлі в ПК SKAD

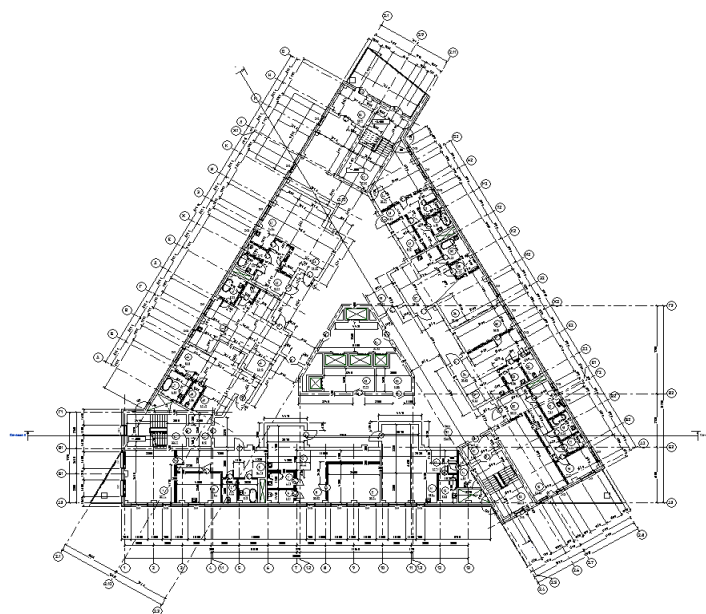


Рисунок 3.2 - План житлового поверху будівлі

Власну вагу елементів каркаса задаємо автоматично в ПК SKAD із коефіцієнтом надійності для залізобетонних конструкцій  $\gamma_f = 1,1$  згідно з [3].

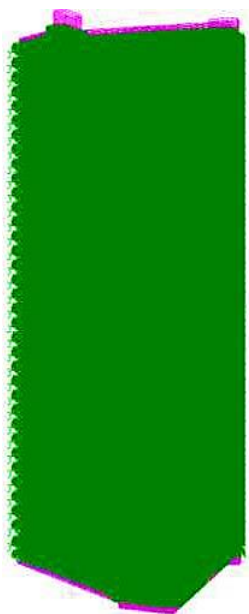


Рисунок 3.3 - Навантаження від власної ваги конструкції

Нормативне значення рівномірно - розподілених навантажень на перекриття будівлі від житлових квартир приймаємо  $1,5 \text{ кН/м}^2$  згідно з [3]. Прикладаємо навантаження в ПК SKAD як нормативне.

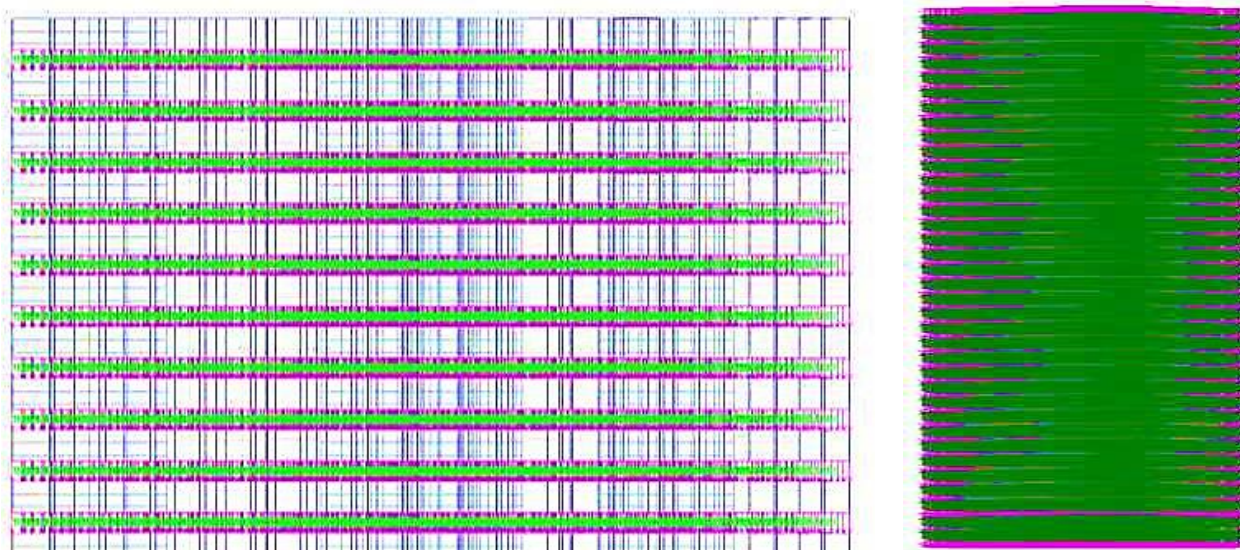


Рисунок 3.4 - Корисне навантаження на перекриття



В ПК SKAD прикладаємо навантаження на майданчики з нормативним значенням і задаємо коефіцієнт надійності за сніговим навантаженням  $\gamma_f = 1,4$ .

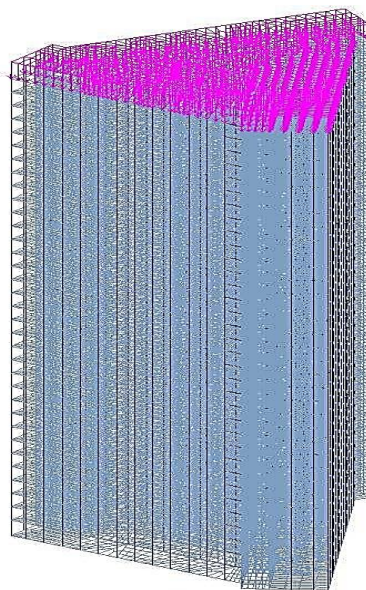


Рисунок 3.5 - Снігове навантаження

Для прикладання вітрового навантаження на колони будівлі необхідно помножити отримані значення на проліт між колонами для середніх колон і на половину прольоту для крайніх колон.

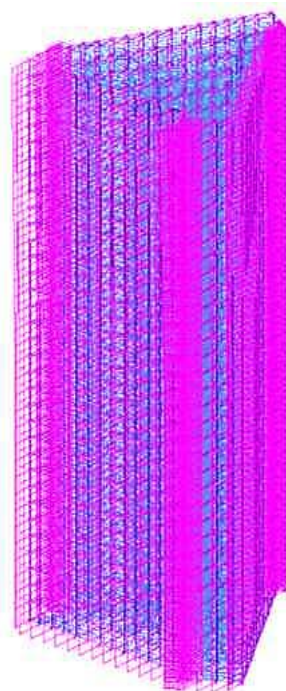


Рисунок 3.6 - Вітрове навантаження по осі Y+

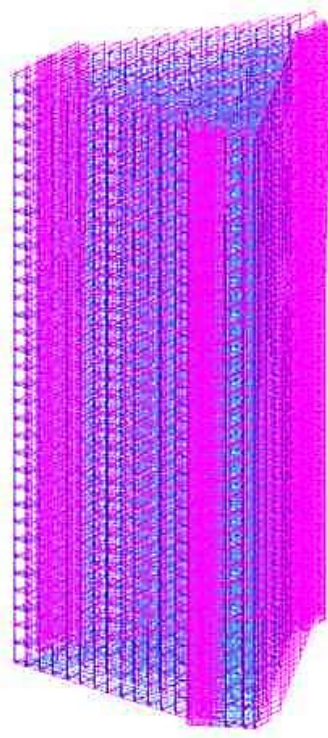


Рисунок 3.7 - Вітрове навантаження по осі Y-

### 3.2 Аналіз отриманих розрахунків

Розрахунок будівлі проводимо в проєктно-обчислювальному комплексі SCAD методом скінченних елементів.

Розрахункова схема будівлі містить дані про навантаження і фізичну модель.

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

Колони та ригелі сформовані у вигляді просторових стрижневих елементів. Плити перекриття, сходові шахти і ядро жорсткості сформовані пластинчастими скінченними елементами.

Згідно з [3] 4 граничні переміщення та прогини багатопверхових будівель мають бути меншими за  $l/500 = 0,2$  м. За розрахунком максимальне переміщення від сумарного РСН становить 46,9 мм.

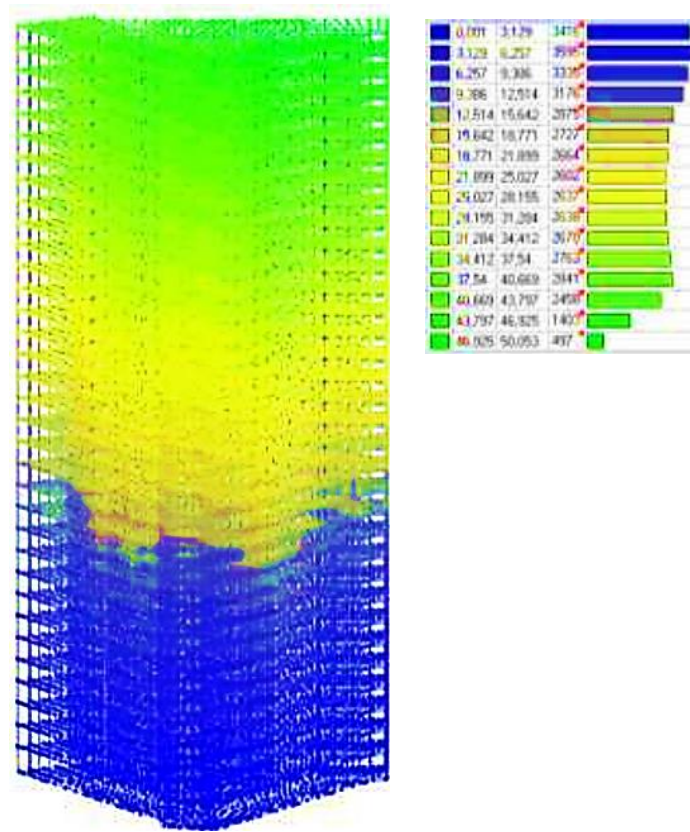


Рисунок 3.8 - Переміщення від сумарного РСЗ

Виконаємо перевірку прискорень. Згідно з [3] Додаток В.3 максимальне прискорення не повинно перевищувати  $0,08 \text{ м/с}^2$ . У цьому випадку максимальне прискорення дорівнює  $0,01 \text{ м/с}^2$ .

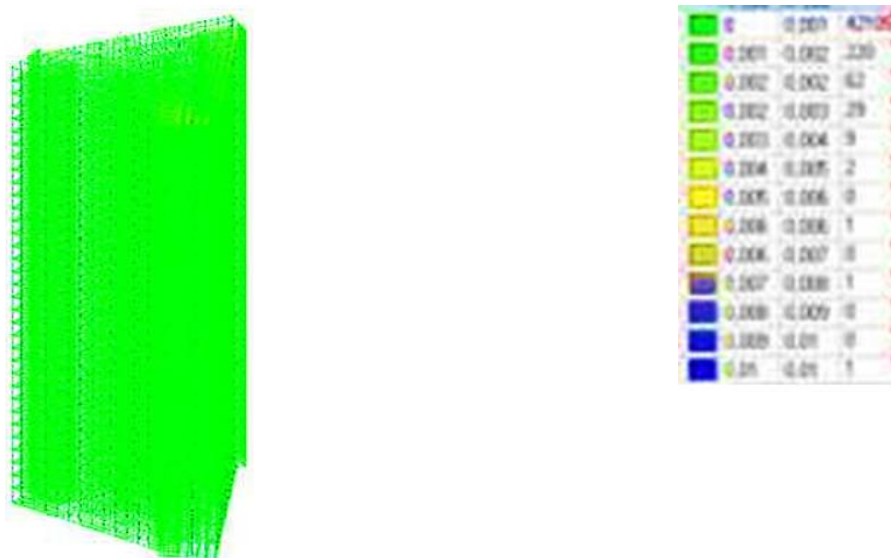


Рисунок 3.9 - Отримані прискорення

Результати розрахунку каркаса будівлі подано на рисунках 3.10-3.12.

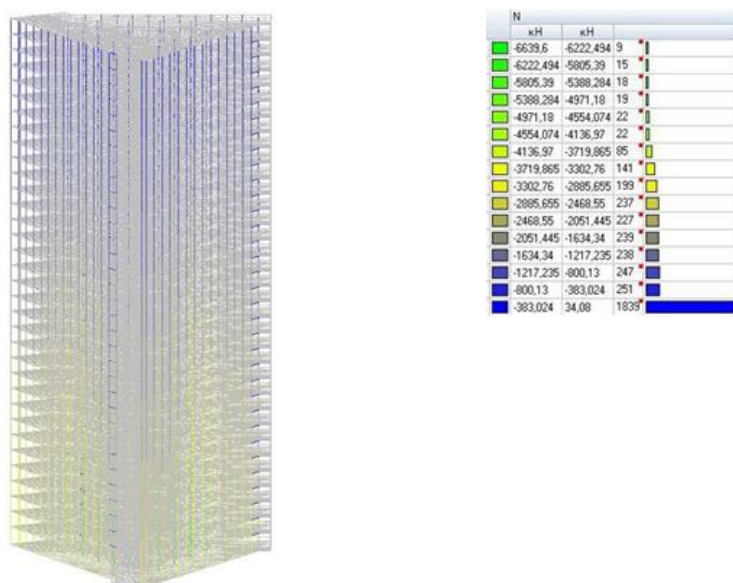


Рисунок 3.10 - Результат розрахунку, зусилля N, кН

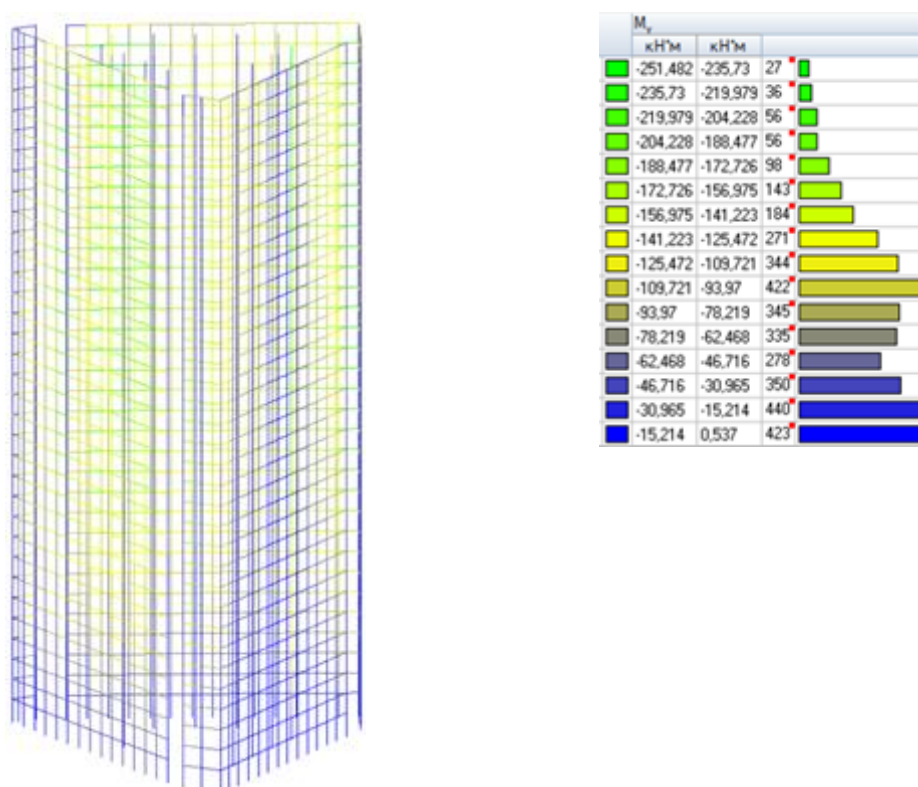


Рисунок 3.11 - Результат розрахунку, моменти M<sub>y</sub>, кН\*м

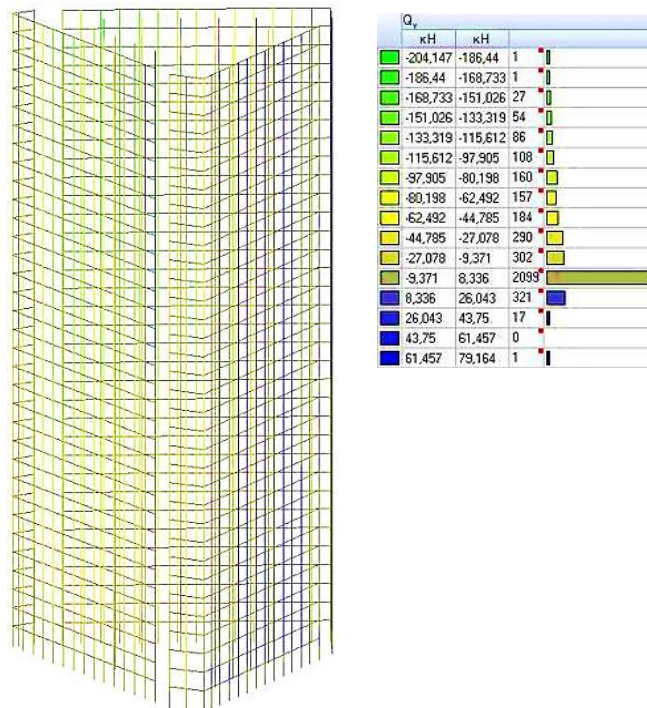


Рисунок 3.12 - Результат розрахунку, зусилля Q, кН

## РОЗДІЛ 4

### ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

#### 4.1 Оорона праці

##### 4.1.1 Загальні положення

Під час виконання робіт повинні дотримуватися правила:

- до будівельно-монтажних робіт допускаються особи не молодше 18 років, які мають відповідну кваліфікацію, пройшли медичний огляд, пройшли первинний інструктаж на робочому місці з техніки безпеки і охорони праці;

- усі робітники повинні бути навчені безпечним методам виконання робіт, а стропальники і зварювальники повинні мати посвідчення;

- усі особи, які перебувають на будмайданчику, зобов'язані носити захисні каски. робітники та ІТП без захисних касок та інших необхідних засобів індивідуального захисту до виконання робіт не допускаються. Допуск сторонніх осіб, а також працівників у нетверезому стані на територію будівельного майданчика, на робочі місця, у виробничі та санітарно-побутові приміщення забороняється;

- на місці робочих входів встановити драбини для спуску в котлован (кут між драбиною та горизонтом має становити не більше 450, також драбина має бути обладнана огорожею);

- робочі місця і проходи до них, розташовані на перекриттях, покриттях на висоті понад 1,3 м і на відстань менше 2 м від межі перепаду за висотою, мають бути огорожені запобіжною захисною огорожею, а за відстані понад 2 м - сигнальною огорожею. Виконання робіт на висоті слід виконувати з використанням запобіжних поясів і канатів страхувальних;

- прорізи в стінах у разі одностороннього примикання до них настилу (перекриття) повинні огорожуватися, якщо відстань від рівня настилу до нижнього прорізу менше 0,7 м. Приставні драбини повинні бути обладнані нековзними опорами і ставиться в робочі положення під кутом 70 - 75 град. до горизонтальної площини. Розміри приставної драбини повинні забезпечувати

робітникам можливість виконувати роботу в положенні стоячи на сходи́нці, що знаходиться на відстані не менше 1 м від верхнього кінця драбини. Під час роботи з приставної драбини на висоті понад 1,3 м слід застосовувати запобіжний пояс, прикріплений до конструкції споруди або до драбини за умови кріплення її до конструкції;

- за температури повітря на робочих місцях нижче  $10^{\circ}$  ті, хто працює на відкритому повітрі або в неопалюваних приміщеннях, мають бути забезпечені приміщеннями для обігріву. У зимовий час необхідно очищати робочі місця і підходи до них від снігу та криги. Наявні на території будмайданчика відкриті колодязі повинні бути закриті або огорожені, а в темний час доби біля цих місць виставити світлові сигнали;

- відповідальний за безпечне виконання робіт краном зобов'язаний перевірити справність такелажу, пристосувань, риштувань та іншого вантажно-розвантажувального інвентарю, а також роз'яснити працівникам їх обов'язки, послідовність виконання операцій, значення сигналів, що подаються, і властивостей матеріалів, поданих до навантаження (розвантаження);

- графічне зображення способів стропування і зачеплення, а також перелік основних вантажів, що переміщуються, із зазначенням їхньої маси повинні бути видані на руки стропальникам і машиністам кранів і вивішені в місцях виконання робіт. Для стропування вантажу на гак вантажопідіймальної машини повинні призначатися стропальники, навчені й атестовані за професією стропальника в порядку;

- способи стропування вантажів повинні унеможлилювати падіння або ковзання застропованого вантажу;

- до початку роботи із застосуванням машин керівник робіт повинен визначити схему руху і місце встановлення машин, місця і способи занулення (заземлення) машин, які мають електропривод, зазначити способи взаємодії і сигналізації машиніста (оператора) з робітником-сигнальником, який обслуговує машину, визначити (у разі потреби) місце знаходження сигнальника, а також забезпечити належне освітлення робочої зони. Якщо машиніст, який керує

машиною, не має достатньої оглядовості робочого простору або не бачить робітника (спеціально виділеного сигнальника), який подає йому сигнали, між машиністом і сигнальником необхідно встановити двосторонній радіозв'язок або телефонний зв'язок. Використання проміжних сигнальників для передачі сигналів машиністу не допускається;

- вантаж, що піднімається, або елементи, що монтуються, слід піднімати плавно, без ривків, розгойдування і обертання. Піднімати вантажі або конструкції слід у 2 прийоми: спочатку на висоту 20-30 см, а потім після перевірки надійності стропування проводити подальший підйом. Знаходження людей і виконання будь-яких робіт під вантажем, що піднімається, або елементами, що монтуються, до встановлення їх у проєктне положення і закріплення забороняється;

- не допускається перебування людей на елементах конструкцій і обладнання під час їхнього підймання або переміщення. Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування на вазі;

- не допускається виконувати роботи на висоті у відкритих місцях за швидкості вітру 15 м/с і більше, під час ожеледиці, грози або туману, що виключає видимість у межах фронту робіт. Роботи з переміщення та встановлення вертикальних панелей і подібних до них конструкцій з великою парусністю слід припиняти за швидкості вітру 10 м/с і більше;

- застосовувані інструменти, вантажозахоплювальні пристосування для тимчасового кріплення конструкцій повинні бути справні.

#### **4.1.2 Вимоги пожежної безпеки**

Територію будмайданчика необхідно обладнати засобами пожежогасіння. Забороняється куріння на територіях, що містять легкозаймісті матеріали. Забороняється збирати і накопичувати на будівельному майданчику горючі речовини. Їх потрібно утилізувати або зберігати в металевих контейнерах. Усе протипожежне обладнання необхідно утримувати в справному і працездатному стані. Проходи до протипожежного обладнання необхідно тримати в чистому і



вільному стані та позначені спеціальними знаками. Усі робочі місця, де використовуються матеріали, що виділяють вибухонебезпечні та шкідливі речовини, повинні провітрюватися. Робоче місце, яке є небезпечним у вибухо- або пожежному відношенні, необхідно укомплектувати первинними засобами пожежогасіння та оповіщувачами про загрозу.

## **4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях**

### **4.2.1 Законодавча база України**

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

### **4.2.2 Стійкість житлового споруди від ударної хвилі**

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

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

Ширина протипожежного розриву  $L_p$  м визначається за формулою:

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

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

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

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

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

3. У складських приміщеннях повинна бути мінімальна кількість вікон і дверей. Складські приміщення для зберігання легкозаймистих речовин (бензин, гас, нафта, мазут) повинні розташовуватися в окремих блоках заглибленого або напівзаглибленого типу біля меж території об'єкта чи поза нею.

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

5. На підприємствах, що виробляють або використовують сильнодіючі

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

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

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

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

Дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напорю, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Тому можливість елементів опиратися дії ударної хвилі характеризують тільки надлишковим тиском у її фронті, вважаючи, що масштаби руйнувань не залежать від потужності і висоти найбільш ймовірних ядерних вибухів.

Для визначення ступеня руйнувань чи ушкоджень:

- вивчають вихідні дані і розраховують параметри ударної хвилі на відповідних відстанях;

- для розрахованих значень надлишкових тисків оцінюють ступінь руйнування розглянутих елементів;
- оцінюють можливість виникнення вторинних вражаючих факторів;
- з огляду на ступінь руйнувань найслабших елементів об'єкта, визначають ступінь руйнування об'єкта в цілому.

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

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

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

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

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

## ВИСНОВКИ

У процесі виконання кваліфікаційної роботи були розроблені основні проектні рішення для багатоповерхової житлової будівлі у місті Чернігів. У даній роботі представлені архітектурно-планувальні та конструктивні вирішення.

Розрахунково-конструктивний розділ містить розрахунки, які підтверджують усі вибрані рішення і виконані за допомогою програмного комплексу SCAD.

У науково-дослідному розділі, базуючись на моделюванні роботи монолітного залізобетонного каркасу, були визначені внутрішні напруження та величини деформацій. Також розроблено заходи з охорони праці та підвищення стійкості житлової споруди від ударної хвилі.

## БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.2.2-9-2019 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
4. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2016.
5. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель, 2021.
7. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
8. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
9. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
10. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
11. 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)
12. 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)

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

14. 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.

15. 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).

16. 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>

17. 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

18. 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.

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. 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.

21. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.

22. 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.

23. 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.

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

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

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

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

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

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

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

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

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