

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 виставкової галереї в Рівному з  
дослідженням роботи плити перекриття

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

(шифр і назва спеціальності)

	<u>Щавурський В. І.</u> (прізвище та ініціали)
Керівник	<u>Гудь М. І.</u> (прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	<u>Мещерякова О. М.</u> (прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри	<u>Ясній В.П.</u> (прізвище та ініціали)
Рецензент	<u>Бобик М.П.</u> (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 Щавурському Василю Ігоровичу  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект виставкової галереї в Рівному з дослідженням роботи плити перекриття

Керівник роботи Гудь Михайло Іванович, к.т.н.  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

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

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

3. Вихідні дані до роботи \_\_\_\_\_

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

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

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



## ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ ВІДДІЛ.....	7
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього і внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	7
1.2 Опис прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, у тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва.....	8
1.3 Опис та обґрунтування використаних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва.....	9
1.4 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення.....	10
1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне і штучне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей.....	11
1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист від шуму, вібрації та іншого впливу.....	11
1.7 Опис рішень зі світлозахисту об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден.....	12
1.8 Опис рішень щодо декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів для об'єктів невиробничого призначення.....	12
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	13
2.1 Конструктивне рішення.....	13
2.2 Кліматичні умови.....	14
2.3 Збирання навантажень.....	14
2.3.1 Постійні навантаження.....	14
2.3.2 Тривалі навантаження.....	15
2.3.3 Корисне навантаження.....	16
2.3.4 Снігове навантаження.....	16
2.3.5 Вітрове навантаження.....	18

2.3.6 Вага конструкції вітражів.....	19
2.4 Моделювання та розрахунок будівлі в ПК SCAD office 21.1 .....	20
2.4.1 Опис моделі.....	20
2.4.2 Результати розрахунку.....	20
2.5.1 Підбір армування монолітних колон.....	23
2.5.2 Підбір армування монолітного перекриття.....	25
2.5.3 Підбір армування монолітного ядра жорсткості.....	28
РОЗДІЛ 3 ФУНДАМЕНТИ .....	34
3.1 Вихідні дані для проектування .....	34
3.2 Характеристики ґрунтових умов .....	36
3.3 Варіантне проектування .....	36
3.3.1 Варіант 1. Забивні палі.....	36
3.3.2 Варіант 2. Буронабивні палі .....	39
3.4 Конструювання ростверку фундаменту.....	44
3.5 Обґрунтування рішення вибору фундаменту.....	47
РОЗДІЛ 4 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ .....	48
4.1 Варіант 1.....	48
4.2 Варіант 2.....	52
4.3 Порівняння варіантів .....	55
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	56
5.1 Охорона праці.....	56
5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях .....	60
ВИСНОВКИ.....	64
БІБЛІОГРАФІЯ.....	65

## ВСТУП

Однією з функцій галереї є продаж творів мистецтва з метою отримання прибутку (комерційна функція).

Виставкові галереї дозволяють зберігати і виставляти твори мистецтва, які є важливою частиною культурної спадщини. Також це сприяє їхньому вивченню та відтворенню. Тому будівництво нових галерей стає стимулом для розвитку творчості та створення нових творів мистецтва. Ще одним аспектом є освітня компонента. Зокрема, виставкові галереї часто стають центрами освіти, де люди можуть вивчати історію мистецтва, аналізувати та обговорювати твори.

Також слугують місцем для розвитку творчих навичок через проведення майстер-класів та інших навчальних заходів.

**Актуальність теми.** Будівництво виставкової галереї є багатограним завданням, яке враховує культурні, освітні, економічні, соціальні та екологічні аспекти сучасного суспільства. Галереї сприяють розвитку культурного життя в місті, надаючи місце для заходів, виставок та інших культурних подій.

Також вони створюють можливості для спілкування, обміну ідеями та враженнями серед людей, які цікавляться мистецтвом.

**Мета роботи:** Розробка проекту виставковою галереї з дослідженням роботи плити перекриття.

**Об'єкт досліджень** – монолітна плита перекриття громадської будівлі.

**Предмет дослідження** – армування монолітної плити перекриття громадської будівлі.

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

**Завдання роботи:**

- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення будівлі виставкової галереї;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій будівлі

виставкової галереї;

– виконати статичний розрахунок монолітної плити перекриття при балочній та безбалочній системі;

– 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 громадських будівель.

**Наукова новизна отриманих результатів** полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання монолітних плит перекриття громадських будівель.

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

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

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

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

**Ключові слова:** МОНОЛІТНА ПЛИТА, ГРОМАДСЬКА БУДІВЛЯ, СКІНЧЕННІ ЕЛЕМЕНТИ.

## РОЗДІЛ 1

### АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ ВІДДІЛ

#### **1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього і внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації**

Проектований об'єкт являє собою п'ятиповерхову будівлю із залізобетонним каркасом, що має консоль вильотом 21 м, виконану у вигляді металевої ферми.

У плані об'єкт являє собою прямокутник із розмірами в осях 18х30 м. Розміри консолі в осях 21х18 м. Висота поверху становить 4,2 м.

Планувальні рішення приміщень будівлі розроблено з урахуванням [5].

На першому поверсі розташовані головний та евакуаційний виходи, приміщення обслуговуючого персоналу, ресепшен, гардеробна та офіс продажів. Виставкові зали розташовані на всіх надземних поверхах будівлі. Санвузли розташовані на першому і другому поверхах. У підвалі розташовані приміщення під інженерне обладнання, електрощитові, насосні та інші технічні приміщення.

Зв'язок між поверхами здійснюється за допомогою сходів типу Н2, які є евакуаційними. У будівлі розташовані два ліфти вантажопідйомністю 1000 кг і швидкістю 1,6 м/с, один з яких може працювати в режимі перевезення пожежних підрозділів.

Враховуючи унікальність об'єкта капітального будівництва, для забезпечення пожежної безпеки розробляються спеціальні технічні умови (далі - СТУ) з пожежної безпеки. У СТУ розраховуються пожежні ризики та час, який необхідний на евакуацію. Детально описуються шляхи забезпечення пожежної безпеки, проводиться підбір вогнестійких матеріалів і засобів оповіщення та пожежогасіння.

Приміщення мають природне і штучне освітлення. Є можливість наскрізного або кутового провітрювання за рахунок віконних прорізів.

Водостік внутрішній організований на покрівлі будівлі. Клас відповідальності – СС2. Ступінь вогнестійкості - П.



Технічні рішення, прийняті в робочих кресленнях, відповідають вимогам санітарно-гігієнічних, протипожежних та інших норм, що діють на території України і забезпечують безпечну для життя і здоров'я людей експлуатацію об'єкта.

Вертикальні несучі конструкції - монолітні залізобетонні колони, перетином 700x700 мм і ядро жорсткості з товщиною стін 300 мм.

Горизонтальними дисками жорсткості є міжповерхові монолітні плити перекриття, товщина яких становить 200 мм.

Зовнішні монолітні стіни товщиною 250 мм з бетону С20/25. Покриття - монолітні залізобетонні плити товщиною 200 мм з подальшим влаштуванням утепленої конструкції плоскої покрівлі. Перегородки - гіпсокартонні товщиною 120 мм. Сходові майданчики і марші збірні залізобетонні.

Техніко-економічні показники об'єкта капітального будівництва представлені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - Техніко-економічні показники

Поз	Найменування	Од.вим.	Кіл-ть
1	Площа забудови	м <sup>2</sup>	607,41
	у тому числі: ганків, спусків, приямків	м <sup>2</sup>	37,26
2	Загальна площа будівлі	м <sup>2</sup>	3569,52
3	Корисна площа будівлі	м <sup>2</sup>	3303,2
4	Розрахункова площа будівлі	м <sup>2</sup>	3133,2
5	Будівельний об'єм будівлі	м <sup>3</sup>	17417,17
	вище позначки 0,000	м <sup>3</sup>	15595,88
	нижче позначки 0,000	м <sup>3</sup>	1821,29
6	Поверховість будівлі вище позначки 0,000	шт	5
7	Поверховість будівлі нижче позначки 0,000	шт	1

## **1.2 Опис прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, у тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва**

Об'ємно-просторові та архітектурно-планувальні рішення виконані відповідно до вимог чинних будівельних норм і правил, вимог пожежної безпеки.

Об'ємно-просторова композиція обумовлена розташуванням на відведеній ділянці, функціональним призначенням і сучасними тенденціями урбаністики. Архітектурно-художнє рішення гармонійно вписується в існуючу міську забудову.

Виставкові зали задовольняють вимогу нейтральності просторового та художнього рішень. Розташовані близько до вестибюля, тому мають можливість безперешкодного ізольованого доступу.

Прийняті об'ємно-планувальні рішення забезпечують виконання протипожежних вимог, що пред'являються до шляхів евакуації, кількості евакуаційних виходів і нормативної відстані до евакуаційних виходів.

Розміри будівлі не порушують вимог до дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва.

### **1.3 Опис та обґрунтування використаних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва**

Зовнішні стіни монолітні залізобетонні з бетону класу C20/25 завтовшки 250 мм з облицюванням планкетом на металевій решетівці з оснащенням під утеплювач "Rockwool " завтовшки 110 мм,  $\lambda = 0,037 \text{ Вт/}^\circ\text{C}$ .

Зовнішнє оздоблення фасадів консолі південного і західного боків виконано у вигляді світлопрозорих фасадів ALT F50 з напівпрозорого скла специфічного сірого кольору. Стічно-ригельне скління виконується за допомогою системи профілів.

Вхідних груп дві, кожна з яких обладнана пандусом. Ганки та пандуси вкриті облицьованою клінкерною плиткою для підлоги Stroeher ASAR 640 maro 300x300 мм з нековзною поверхнею. Металеві конструкції та огорожі з нержавіючої сталі. Двері зовнішні з алюмінієвих сплавів, колір темно-коричневий. Вікна - блоки віконні, колір дуб морений.

Влаштування неексплуатованої плоскої покрівлі відбувається за технологією для неексплуатованої покрівлі. Як утеплювач використовується екструзійний пінополістирол  $\lambda = 0,034 \text{ Вт / }^\circ\text{C}$ , товщиною 120 мм.

#### **1.4 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення**

Матеріали та вироби, що використовуються під час оздоблення, обумовлені вимогами державних стандартів і мають гігієнічний висновок, виданий органами державної санітарно-епідеміологічної служби, а також мають сертифікати відповідності пожежної безпеки.

Стіни приміщень виконані гладкими і мають оздоблення, що допускає вологе прибирання та дезінфекцію.

Прийняті оздоблювальні матеріали на шляхах евакуації:

- стеля - Armstrong;
- стіни - фарба миюча;
- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблювальні матеріали сходової клітки:

- стеля - вогнезахисне покриття;
- стіни – фарба миюча;
- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблювальні матеріали виставкових залів:

- стеля - Armstrong;
- стіни – фарба миюча;
- пілони – фарба миюча;
- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблювальні матеріали приміщень службового призначення:

- стеля - Armstrong;
- стіни - акрилова фарба;
- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблювальні матеріали туалетів і вбиралень:

- стеля - Armstrong;
- стіни - від підлоги до висоти 1 м - керамічна плитка, до стелі - акрилова фарба;

- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблювальні матеріали інженерних приміщень:

- стеля - акрилова фарба;

- стіни - акрилова фарба;

- підлога - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

### **1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне і штучне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей**

Природне освітлення виконано згідно з [4] з урахуванням світлового клімату району будівництва. У фасадному склінні передбачено захист від сонця і перегріву за допомогою технічних пристроїв.

Розміщення громадської будівлі та орієнтація приміщень забезпечує нормативну інсоляцію і нормативний КЕО, що впливають із вимог [22] та [23].

### **1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист від шуму, вібрації та іншого впливу**

Згідно з [11], необхідний нормативний індекс ізоляції повітряного шуму стін і перегородок освітніх організацій становить 48 дБ. Проектом передбачено перегородки із нормативним індексом ізоляції повітряного шуму 56 дБ.

Перегородка товщиною 120 мм, обшита двома шарами гіпсових плит ГВЛ з обох боків, із заповненням звукоізоляцією 70 мм.

Під час проєктування будівлі застосовано планувальні рішення, що забезпечують захист основних приміщень від шуму і вібрації. Приміщення венткамер не розташовані під, над і суміжно з приміщеннями з постійним перебуванням людей. Для усунення шуму вентиляційних установок використовуються шумоглушники та гнучкі вставки. Рівень звукового тиску від вентиляційних установок не перевищує нормативних значень.

Герметичність системи фасадного скління забезпечується завдяки термовставкам, спеціальним ущільнювачам і герметизувальним стрічкам.

Внутрішні двері оснащені герметичними притворами.

### **1.7 Опис рішень зі світлозахисту об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден**

Проведення заходів зі світлозагородження об'єкта для забезпечення безпеки польоту повітряних суден не потрібне.

### **1.8 Опис рішень щодо декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів для об'єктів не виробничого призначення**

Під час проектування внутрішнього оздоблення приміщень враховано різноманіття властивостей, що впливають на якість художнього сприйняття людиною навколишнього простору і колірної гами.

У внутрішньому оздобленні приміщень будівлі використовуються матеріали, що відповідають санітарно-гігієнічним, естетичним і протипожежним вимогам.

Для раціонального використання штучного світла і рівномірного освітлення застосовано матеріали і фарби, що створюють матову поверхню з коефіцієнтом:

- для стін - 0,5-0,7;
- для стелі - 0,7-0,9;
- для підлоги - 0,4-0,5.

Для стін приміщень, орієнтованих на південний бік, застосовують матеріали і фарби неяскарих холодних тонів із коефіцієнтом відбиття 0,7-0,8.

## РОЗДІЛ 2

### РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

#### 2.1 Конструктивне рішення

Проектований об'єкт являє собою будівлю в залізобетонному монолітному каркасі з металевою консоллю на висотній позначці +16,8 м.

Розмір будівлі в осях 18 x 30 м, розмір консолі 18 x 21 м. Висота поверху 4,0 м. Технічний поверх висотою 3,0 м.

Вертикальні несучі елементи:

- колони - квадратні залізобетонні монолітні товщиною 700 мм з бетону класу С35/40;

- ядро жорсткості - монолітний залізобетон товщиною 300 мм із бетону класу В30.

Вертикальні несучі елементи на консолі:

- стійки - двотавр нормальний 45Б2 за [28];

- розкоси крайні - квадратні труби перетином 350x15 за [29];

- розкоси центральні - квадратні труби перетином 350x22 за [29].

Горизонтальні несучі елементи:

- перекриття - монолітне залізобетонне товщиною 200 мм із бетону класу С20/25;

Горизонтальні несучі елементи на консолі:

- балки - двотавр нормальний 40Б2 за [28];

- перекриття - монолітне залізобетонне товщиною 200 мм з бетону класу С20/25.

Зовнішні огорожувальні стіни - монолітні залізобетонні товщиною 250 мм.

Зовнішні стіни консолі південного і західного боків виконані у вигляді світлопрозорих фасадів з напівпрозорого скла. Стіечно-ригельне скління виконується за допомогою системи профілів.

Перегородки внутрішні гіпсокартонні товщиною 120 мм.

Розрахунок каркаса проводиться в ПК SCAD. Розрахункова схема наведена на рисунку 2.1

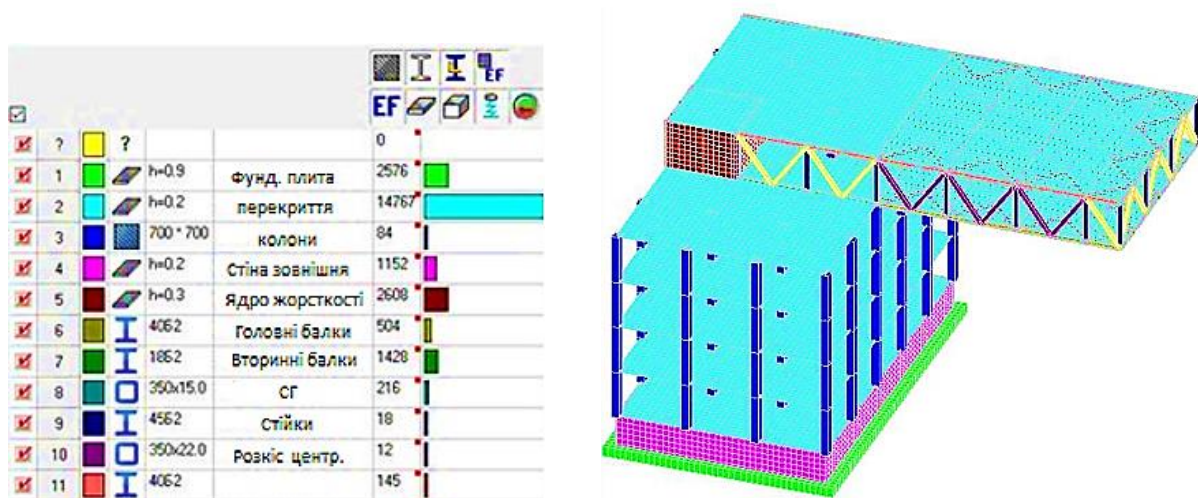


Рисунок 2.1 - Розрахункова схема в ПК SCAD

## 2.2 Кліматичні умови

Район будівництва споруди, згідно з ДБН "Будівельна кліматологія" і ДБН "Навантаження і впливи", характеризується такими даними:

- кліматичний район - I;
- розрахункова температура зовнішнього повітря - мінус 17 °С;
- вітровий район - III;
- сніговий район - III;
- глибина промерзання ґрунтів - 1,05 м;
- розрахункова сейсмічність майданчика будівництва - 7 балів;

## 2.3 Збирання навантажень

### 2.3.1 Постійні навантаження

Постійне навантаження полягає в завданні власної ваги всіх конструкцій із призначеними жорсткостями в програмному комплексі SCAD.

Коефіцієнт надійності за навантаженням:

- залізобетонних конструкцій  $\gamma_f = 1,1$ ;
- металевих конструкцій  $\gamma_f = 1,05$ .

Таблиця 2.1 - Постійне навантаження від підлог і покрівлі

Вид навантаж	Поверх	Нормативне навантаж., кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрах. навантаж, кН/м <sup>2</sup>
Вага підлоги	Типовий	1,57	1,1	1,726
Вага від покрівлі	Останній	2,85	1,1	3,13

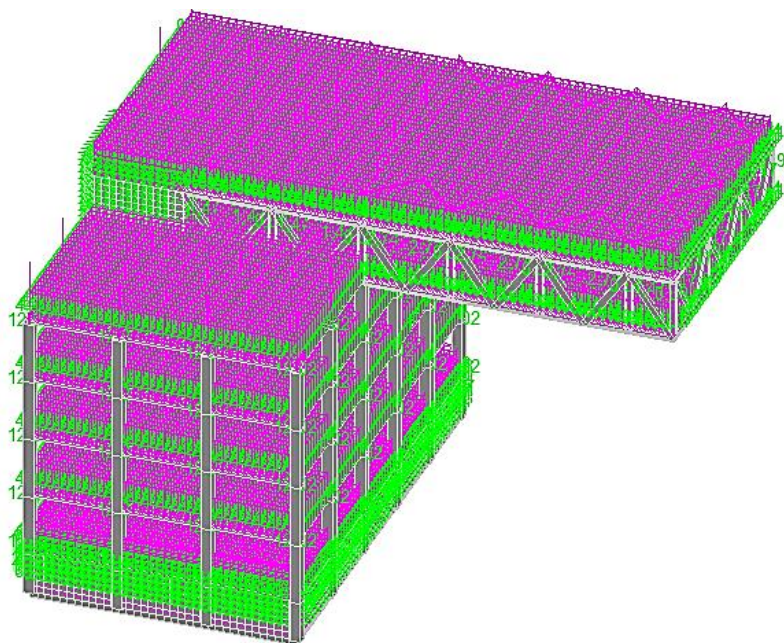


Рисунок 2.2 - Схема прикладання власної ваги конструкцій

### 2.3.2 Тривалі навантаження

Розраховуємо навантаження від тиску ґрунту - суглинок тугопластичний зі значенням питомої ваги  $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$ .

Тиск на ґрунт від зовнішнього впливу прийнято  $P_{гр} = 500 \text{ кг/м}^2$ .

Значення тиску від ґрунту на стіну в основі першого поверху:

$$P = P_{gp} \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 500 \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0,167 \text{ т/м}^2. \quad (2.1)$$



Значення тиску від ґрунту на стіну в нижній частині підвалу:

$$P = (\gamma \cdot h + P_{zp}) \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = (1800 \cdot 3 + 500) \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 1,844 \text{ т/м}^2.$$

Таблиця 2.2 - Розрахунок тиску ґрунту за висотою

h, м	p, т/м <sup>2</sup>	p, кН/м <sup>2</sup>
0	0,167	1,64
1	0,767	7,524
2	1,366	13,4
3	1,844	18,09

### 2.3.3 Корисне навантаження

До корисного навантаження відносять навантаження від ваги людей і обладнання на міжповерхові перекриття.

Таблиця 2.3 - Корисне навантаження

Приміщення	Нормативне значення Ri, кПа, не менше	Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
Зали виставкові	4	1,2	4,8
Службові та побутові приміщення	2	1,2	2,4

### 2.3.4 Снігове навантаження

Розрахунок снігового навантаження згідно з [5].

Нормативне значення снігового навантаження визначаємо за формулою 2.2:

$$S_0^H = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (2.2)$$

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

$c_t$  - термічний коефіцієнт;

$\mu$  - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

$S_g$  - нормативне значення ваги снігового покриву на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальної поверхні, кПа.

Для III снігового району приймаємо  $S_g = 1,5$  кПа.

Згідно з [2] для районів із середньою температурою січня мінус  $5 \text{ }^\circ\text{C}$  і нижче за [2] знижене нормативне значення снігового навантаження визначається множенням його нормативного значення на коефіцієнт  $0,5$ . При цьому  $c_e$  і  $c_t$  приймаються рівними одиниці. Коефіцієнт  $\mu$  також дорівнює одиниці.

Тоді нормативне значення снігового навантаження дорівнюватиме:

$$S_0^H = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 0,5 = 0,75 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою:

$$S = S_0^H \cdot \gamma_f = 0,75 \cdot 1,4 = 1,05 \text{ кН/м}^2.$$

Для частини будівлі з перепадом висоти коефіцієнт  $\mu$  визначаємо згідно з [2] за формулою 2.3:

$$\mu = 1 + \frac{1}{h} (m_1 \cdot l_1 + m_2 \cdot l_2), \quad (2.3)$$

де  $h$  - висота перепаду, м;

$l_1$  і  $l_2$  - довжини верхнього і нижнього покриття, з яких переноситься сніг у зону перепаду висоти;

$m_1$  і  $m_2$  - частки снігу, що переноситься вітром до парапету висоти. Для плоских покриттів з  $\alpha < 20^\circ$   $m_1$  і  $m_2 = 0,4$ .

$$\mu = 1 + \frac{1}{4,2} (0,4 \cdot 12 + 0,4 \cdot 18) = 3,857.$$

Тоді, нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну поверхню складе:

$$S_0^H = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 3,857 \cdot 1,5 \cdot 0,5 = 2,89 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою:

$$S = S_{S_n} \cdot \gamma_f = 2,89 \cdot 1,4 = 4,05 \text{ кН/м}^2.$$

Довжина зони підвищених сніговідкладень  $b$  при  $\mu \leq \frac{2h}{S_0}$ :

$$b = 2h = 2 \cdot 4,2 = 8,4 \text{ м.}$$

$$\mu_1 = 1 - \frac{m_2 \cdot l_2}{l_2 - h} = 1 - \frac{0,4 \cdot 12}{12 - 4,2} = 0,38.$$

Тоді  $S_0^H = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 0,38 \cdot 1,5 \cdot 0,5 = 0,3 \text{ кН/м}^2$ .

Розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою:

$$S = S_0^H \cdot \gamma_f = 0,3 \cdot 1,4 = 0,42 \text{ кН/м}^2.$$

Схема розподілу значень снігового навантаження показана на рис. 2.3.

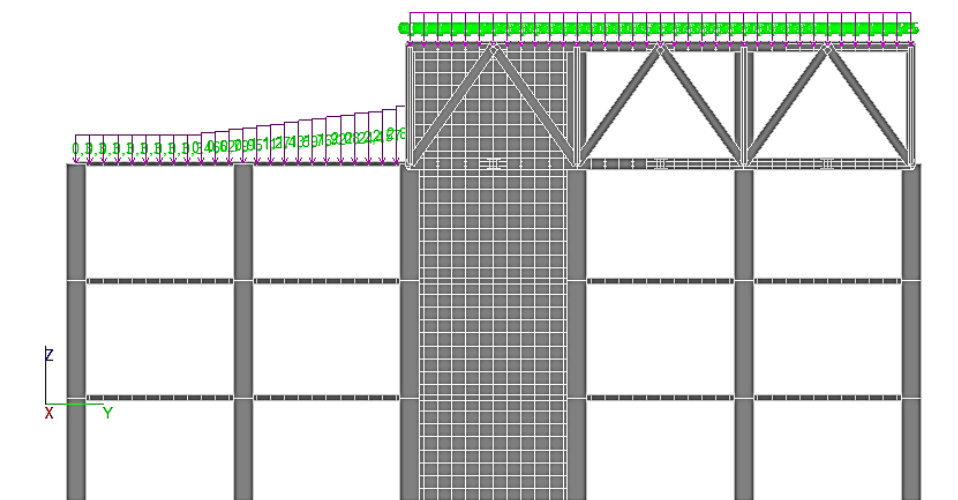


Рисунок 2.3 - Схема прикладання снігового навантаження

### 2.3.5 Вітрове навантаження

Нормативне значення середньої складової вітрового навантаження  $W_m$  залежно від еквівалентної висоти  $z_e$  над поверхнею землі слід визначати за формулою 2.4:

$$W_T = W_0 - k(z_e) \cdot c, \quad (2.4)$$

де  $W_0$  - нормативне значення вітрового тиску;

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

$c$  - аеродинамічний коефіцієнт.

Нормативне значення вітрового тиску  $W_0$  приймається залежно від вітрового району.

Вітровий район встановлюється за картою "Районування території України за тиском вітру". Для м. Рівне (III район)  $W_0 = 0,52$  кН/м<sup>2</sup>.

Коефіцієнт  $k(z_e)$  визначається залежно від типу місцевості.

Приймаємо тип місцевості В (міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно вкриті перешкодами заввишки понад 10 м).

Аеродинамічний коефіцієнт  $c_e$  приймаємо для вертикальних стін прямокутних у плані будівель з навітряного боку  $c_e = 0,8$ , з підвітряного  $c_e = -0,5$ .

Нормативні значення середньої складової вітрового навантаження  $W_m$  залежно від еквівалентної висоти  $z_e$  над поверхнею землі наведено в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 - Нормативні значення середньої складової вітрового навантаження  $W_m$

Висота $h$ , м	$W_0$	$k(z_e)$	$c^+$	$c^-$	$+W_m$	$W_m^-$	$q_w^+$	$q_w^-$
0- 4,2	0,38	0,5	0,8	-0,5	0,152	-0,095	0,634	-0,399
8,4		0,602			0,183	-0,114	0,768	-0,478
12,6		0,702			0,213	-0,133	0,89	-0,558
16,8		0,702			0,213	-0,133	0,89	-0,558
21		0,862			0,262	-0,163	1,1	-0,685

Нормативне значення пульсаційної складової основного вітрового навантаження  $W_p$  на еквівалентній висоті  $z_e$  задаємо в ПК SCAD.

### 2.3.6 Вага конструкції вітражів

Навантаження від ваги вітражів приймається як від ваги багатошарового скла  $t=20$  мм, збирається з площі вітражів і приводиться з підвищеним коефіцієнтом до несучих конструкцій.

$$S_0 = 2,5/50 = 0,5 \text{ кН/м}^2.$$

$$S_p = 0,5 \cdot (1,1 + 0,2) = 0,65 \text{ кН/м}^2.$$

## **2.4 Моделювання та розрахунок будівлі в ПК SCAD office**

Розрахунок будівлі виконується в програмному комплексі SCAD. Цей комплекс реалізує скінченно-елементне моделювання статичних і динамічних розрахункових схем, перевірку стійкості, вибір не вигідних сполучень зусиль, підбір арматури залізобетонних конструкцій, а також перевірку несучої здатності сталевих конструкцій.

### **2.4.1 Опис моделі**

За матеріалами, що були представлені в розділі архітектурного проєктування та інженерно-геологічними умовами майданчика будівництва, було виконано моделювання споруди для визначень зусиль і деформацій, що виникають у несучих елементах. Будівля виконана з лінійних, площинних горизонтальних і вертикальних елементів. Несучий каркас - залізобетонний, каркас консолі - металевий.

Розрахункову схему споруди представлено у вигляді просторової моделі, що складається з пластинчастих і стрижневих елементів.

### **2.4.2 Результати розрахунку**

Проведемо перевірку прискорень. Їхнє значення для комфортного перебування людей у будівлі не повинно перевищувати  $0,08 \text{ м/с}^2$ .

Обираємо найбільш несприятливу комбінацію завантаження, що враховує динаміку, і отримуємо прискорення.

0	2,39e-003	6200	
2,39e-003	4,77e-003	541	
4,77e-003	0,01	1722	
0,01	0,01	1255	
0,01	0,01	935	
0,01	0,01	1491	
0,01	0,02	1215	
0,02	0,02	1085	
0,02	0,02	1067	
0,02	0,02	1087	
0,02	0,03	1226	
0,03	0,03	1435	
0,03	0,03	1197	
0,03	0,03	624	
0,03	0,04	283	
0,04	0,04	69	

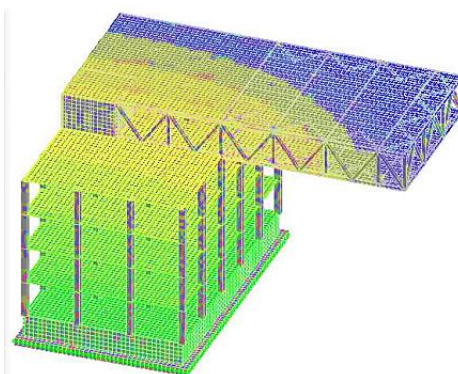


Рисунок 2.4 - Отримані прискорення будівлі від динамічного впливу

Згідно з [15], граничне горизонтальне переміщення будівлі визначається за формулою  $f_u = h/500 = 21000/500=42$  мм.

Максимальне горизонтальне переміщення проєктованої будівлі при найнесприятливішій комбінації завантаження становить 23,65 мм.

-0,96	0,57	6112	
0,57	2,11	836	
2,11	3,65	2119	
3,65	5,19	1606	
5,19	6,73	893	
6,73	8,27	169	
8,27	9,8	2311	
9,8	11,34	1479	
11,34	12,88	2113	
12,88	14,42	552	
14,42	15,96	124	
15,96	17,5	128	
17,5	19,04	257	
19,04	20,57	654	
20,57	22,11	1556	
22,11	23,65	503	

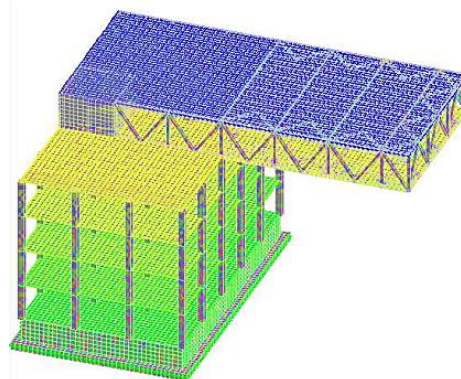


Рисунок 2.5 - Горизонтальні переміщення за найнесприятливішого поєднання навантажень по осі X

-1,8	-1,13	27	
-1,13	-0,46	80	
-0,46	0,21	6427	
0,21	0,87	3712	
0,87	1,54	3534	
1,54	2,21	2299	
2,21	2,87	1293	
2,87	3,54	955	
3,54	4,21	596	
4,21	4,88	527	
4,88	5,54	519	
5,54	6,21	556	
6,21	6,88	418	
6,88	7,54	341	
7,54	8,21	115	
8,21	8,88	33	

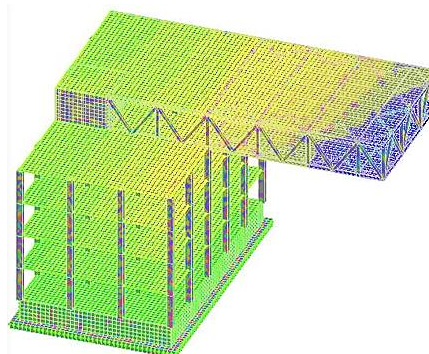


Рисунок 2.6 - Горизонтальні переміщення за найнесприятливішого поєднання навантажень по осі Y

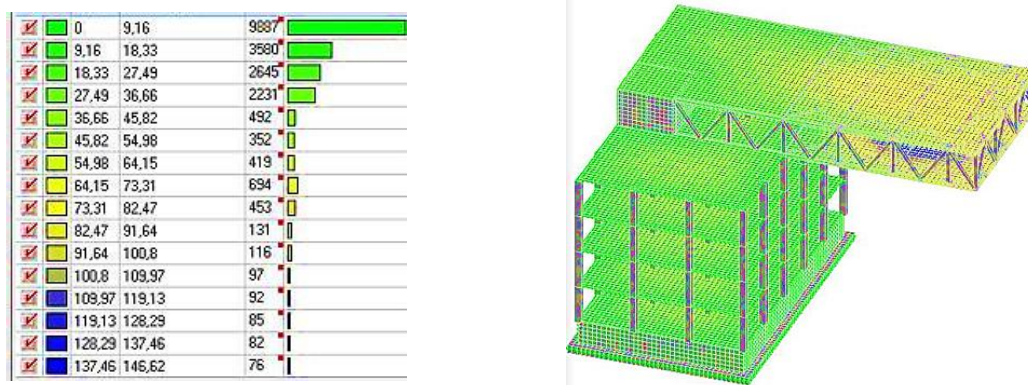


Рисунок 2.7 - Сумарне переміщення за найнесприятливішого поєднання навантажень

Переходимо до створення конструктивних груп елементів і підбору арматури в залізобетонних елементах. Створюються групи армування вертикальних (колони, ядро жорсткості) і горизонтальних (перекриття) пластин, а також групи сталевих конструкцій - вертикальних (стійки і розкоси) і горизонтальних (пояси).

Перевірка підібраних перерізів сталевих конструкцій здійснюється за критичним фактором  $K_{\max}$ , який не повинен перевищувати 1.

Критичний фактор  $K_{\max}$  не перевищує 1, отже, підбір перерізів виконано правильно. Для цієї споруди приймаються перерізи конструкцій, представлені в таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 - Підібрані перерізи сталевих конструкцій

Конструктивна група	Результат підбору перерізу
Пояс крайній на відмітці +16,800	Двотавр нормальний (Б) 40 Б2
Пояс центральний на відмітці +16,800	Двотавр нормальний (Б) 40 Б2
Пояс крайній на відмітці +21,000	Двотавр нормальний (Б) 40 Б2
Пояс центральний на відмітці +21,000	Двотавр нормальний (Б) 40 Б2
Стойки крайні на відмітці +16,800	Двотавр нормальний (Б) Б2
Стойки центральні на відмітці +16,800	Двотавр нормальний (Б) Б2
Стойки крайні на відмітці +21,000	Двотавр нормальний (Б) 45 Б2
Стойки центральні на відмітці +21,000	Двотавр нормальний (Б) 45 Б2
Розкіс крайній на відмітці +16,800	Квадратні труби 350x15
Розкіс центральний на відмітці +16,800	Квадратні труби 350x22

При створенні конструктивних груп залізобетонних елементів задають клас поперечної та поздовжньої арматури, мінімальний діаметр, коефіцієнти умов роботи, коефіцієнт вертикального бетонування (для стін = 0,85), обирають клас бетону, марку сталі, а також коефіцієнт надійності та відповідальності будівлі.

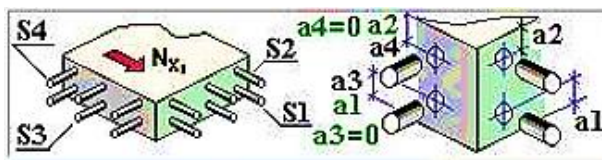


Рисунок 2.8 - Максимально допустимі вертикальні переміщення

За допомогою постпроцесора в ПК SCAD проводимо розрахунок підбору арматури й аналізуємо отримані результати. Розрахунок виконуємо з урахуванням вимог щодо тріщиностійкості.

### 2.5.1 Підбір армування монолітних колон

Колони проектуються з важкого бетону C35/40 перерізом 700x700 мм, як поздовжню розрахункову арматуру застосовують сталеву арматуру класу A500, для поперечного армування - A500.

Розрахунок проводимо в програмному комплексі SCAD і проводимо експертизу підбраного перерізу.

Відсоток симетричного армування для колон не повинен перевищувати 5%. Значення відсотків симетричного армування наведено на рисунку 2.17, за отриманими результатами видно, що вищесказана умова дотримується.



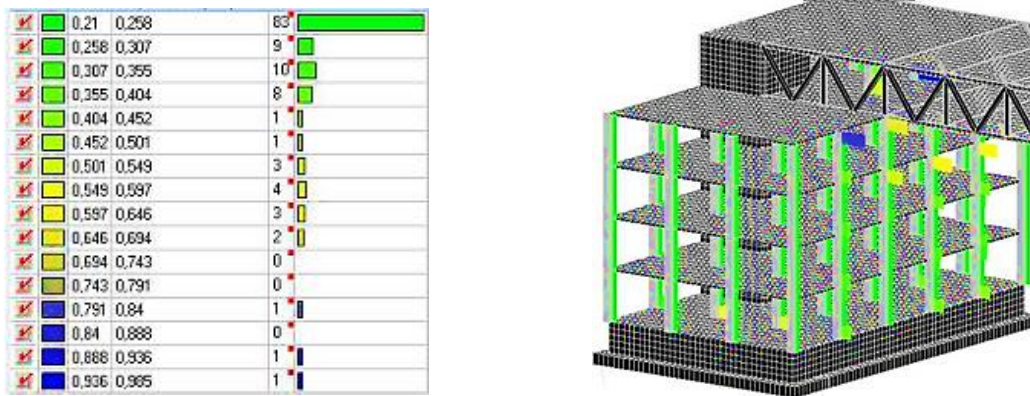


Рисунок 2.9 - Відсоток симетричного армування колон

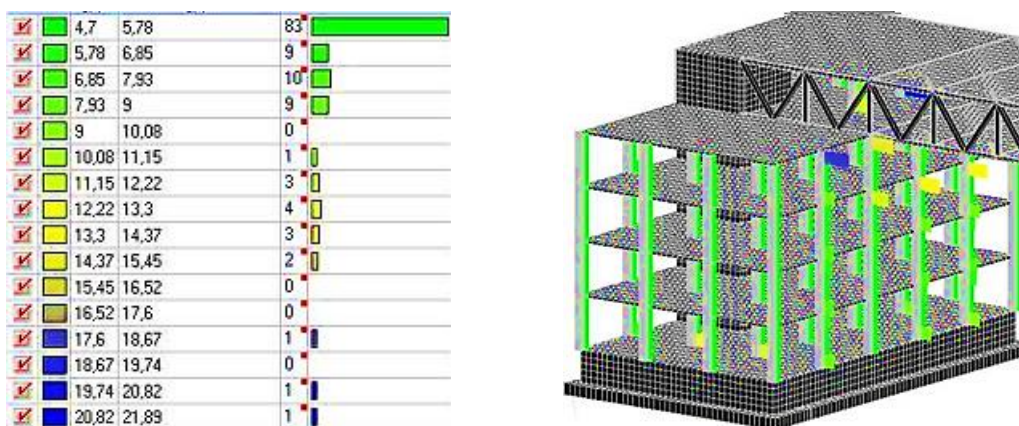


Рисунок 2.10 - Необхідна площа армування колон

Для колон перерізом 700x700 мм приймаємо 8 поздовжніх арматурних стрижнів, отже, на одному боці буде розташовано 3 арматурні стрижні. Необхідна площа арматури по одній стороні - 13,31 см<sup>2</sup>.

Мінімальна площа перерізу одного стержня

За сортаментом арматури приймаю стрижень Ø25 мм з  $A_{ст} = 4,91$  см<sup>2</sup>.

Мінімальний відсоток армування складе:

$$\frac{8 \cdot 4,91 \cdot 100}{4900} = 0,79 > 0,25$$

Отже, арматура підібрана правильно.

Перевіримо задане армування в ПК SCAD.

Ділянка	Довж.	S <sub>1</sub> ∅ <sub>1</sub>		S <sub>2</sub> ∅ <sub>1</sub>		S <sub>3</sub>		S <sub>4</sub>	
		∅ мм	шт	∅ мм	шт	∅ мм	шт	∅ мм	шт
1	100	25	3	25	3	25	1	25	1

№	Ім'я	Опис
1	Армування колон	S1=3d25, S2=3d25, S3=1d25, S4=1d25

Рисунок 2.11 - Армування колон

<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,03	0,07	18	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,07	0,12	4	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,12	0,16	3	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,16	0,2	7	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,2	0,25	8	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,25	0,29	12	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,29	0,33	5	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,33	0,38	4	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,38	0,42	4	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,42	0,47	4	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,47	0,51	2	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,51	0,55	1	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,55	0,6	0	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,6	0,64	0	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,64	0,68	0	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0,68	0,73	8	<input checked="" type="checkbox"/>

Рисунок 2.12 - Результат експертизи після армування колон

Висновок: за підсумками розрахунків було отримано і запроєктовано армування колон. Відсоток використання колони приймаємо рівним 0,68%. Міцність і жорсткість колони забезпечено. Детальний опис армування колон зі схемами розташування робочої та конструктивної арматури представлено в графічній частині цього розділу. Розміщення стрижнів рівномірно за перерізом колони. Крок хомутів 200 мм.

### 2.5.2 Підбір армування монолітного перекриття

У кваліфікаційній роботі прийнято монолітне залізобетонне безбалкове перекриття товщиною 200 мм. Плита запроєктована з бетону C20/25, як поздовжня розрахункова арматура застосовується сталеві арматура класу A500C, для поперечного армування - A500C.

Кількість верхньої і нижньої арматури в плиті перекриття встановлено виходячи з діючих зусиль. З метою спрощення і скорочення витрат арматурної сталі прийнято однакову нижню і верхню арматуру плити по всій площі, а біля

колон і стін - додаткове армування, яке в сумі з основною (фоновою) арматурою сприймає опорні зусилля в плиті.

Необхідні діаметри нижньої і верхньої арматури показані на рисунках 2.13-2.16.

✓	■	d12/200	5,03	3489	■
✓	■	d16/200	8,1	825	■
✓	■	d18/200	11,16	1720	■
✓	■	d20/200	14,23	1905	■
✓	■	d22/200	17,3	1817	■
✓	■	d25/200	20,37	1478	■
✓	■	d25/200	23,43	474	■
✓	■	d28/200	26,5	71	■
✓	■	d28/200	29,57	28	■
✓	■	d32/200	32,64	14	■
✓	■	d32/200	35,7	6	■
✓	■	d32/200	38,77	5	■
✓	■	d36/200	41,84	2	■
✓	■	d36/200	44,91	3	■
✓	■	d36/200	47,97	1	■
✓	■	d36/200	51,04	1	■

Бетон	Арматура		a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>
	Позд	Попер.				
B25	A500	A240	35	35	35	35

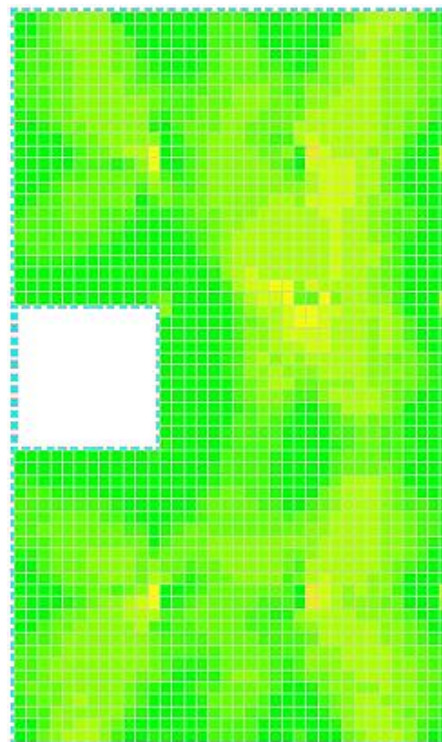


Рисунок 2.13 - Діаметри нижньої арматури по осі X за кроку 200 мм

✓	■	d12/200	4,61	3734	■
✓	■	d14/200	7,26	637	■
✓	■	d16/200	9,91	927	■
✓	■	d18/200	12,55	1118	■
✓	■	d20/200	15,2	1407	■
✓	■	d22/200	17,85	1457	■
✓	■	d25/200	20,5	1511	■
✓	■	d25/200	23,14	787	■
✓	■	d28/200	25,79	177	■
✓	■	d28/200	28,44	56	■
✓	■	d32/200	31,09	10	■
✓	■	d32/200	33,73	11	■
✓	■	d32/200	36,38	3	■
✓	■	d32/200	39,03	1	■
✓	■	d36/200	41,68	1	■
✓	■	d36/200	44,32	2	■

Бетон	Арматура		a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>
	Позд	Попер.				
B25	A500	A240	35	35	35	35

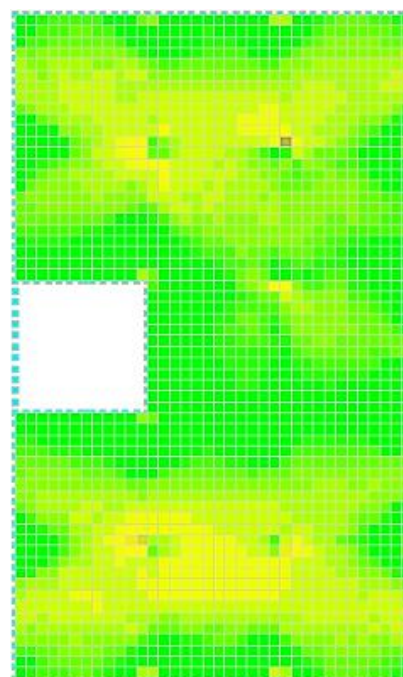


Рисунок 2.14 - Діаметри нижньої арматури по осі Y за кроку 200 мм

<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d12/200	5,48	7882	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d16/200	9	1064	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d18/200	12,52	1026	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d22/200	16,04	616	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d25/200	19,56	437	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d25/200	23,08	291	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d28/200	26,6	171	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d28/200	30,11	94	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d32/200	33,63	75	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d32/200	37,15	46	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d36/200	40,67	49	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d36/200	44,19	33	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d36/200	47,71	16	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	47,71	51,23	19	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	51,23	54,75	16	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	54,75	58,27	4	<input type="checkbox"/>

Бетон	Арматура		a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>
	Позд	Попер.				
B25	A500	A240	35	35	35	35

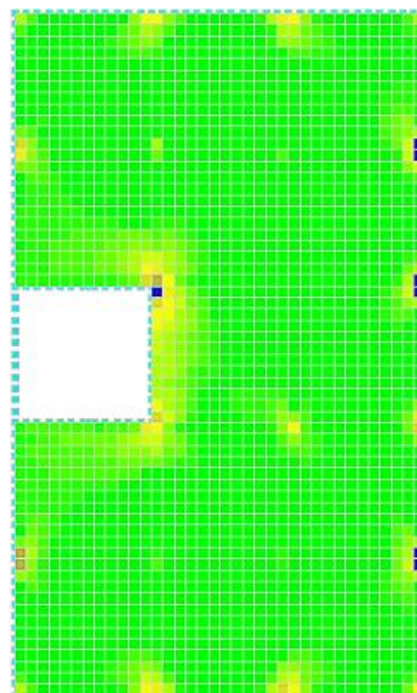


Рисунок 2.15 - Діаметри верхньої арматури по осі X за кроку 200 мм

<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d12/200	5,2	7606	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d16/200	8,43	964	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d18/200	11,67	1036	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d20/200	14,9	784	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d22/200	18,14	513	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d25/200	21,37	329	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d28/200	24,61	234	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d28/200	27,84	128	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d32/200	31,08	70	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d32/200	34,31	55	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d32/200	37,55	39	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d36/200	40,78	26	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d36/200	44,02	8	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d36/200	47,25	10	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	d36/200	50,49	17	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	50,49	53,72	20	<input type="checkbox"/>

Бетон	Арматура		a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>
	Позд	Попер.				
B25	A500	A240	35	35	35	35

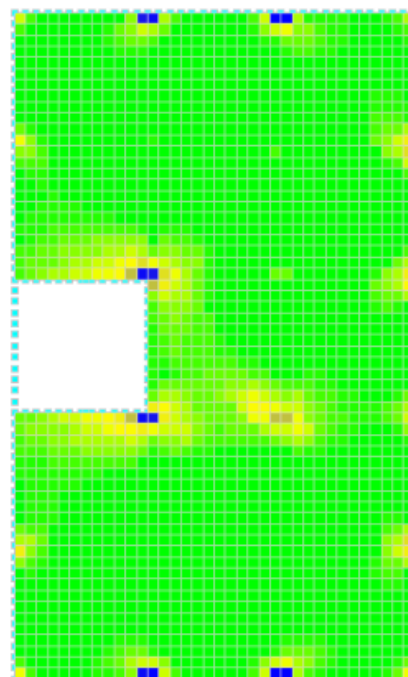


Рисунок 2.16 - Діаметри верхньої арматури по осі Y за кроку 200 мм

Основна нижня робоча арматура в обох напрямках прийнята діаметром 12 мм, верхня - діаметром 12 мм. Додаткову нижню арматуру прийнято діаметром 18 мм із кроком 200 мм, верхню - діаметром 18 мм із кроком 200 мм.

По периметру плити, а також навколо отворів ліфтових шахт і сходових клітин встановлюють поперечну арматуру у вигляді П-подібних хомутів, які забезпечують сприйняття крутних моментів біля краю плити і необхідне анкерування кінцевих ділянок поздовжньої арматури. Деталі встановлюються з кроком фонового армування.

Таблиця 2.6 - Результат експертизи конструктивної групи плити перекриття

Перевірка	Коефіцієнт використання
Міцність перерізу пластини Міцність за поперечною силою $Q_x$	0,66
Міцність за поперечною силою $Q_y$	0,02
Міцність за поперечною силою $Q_z$	0,14
Короткочасне розкриття тріщин	0,02
Короткочасне розкриття тріщин	0,02

Висновок: за підсумками розрахунків було отримано і запроєктовано армування монолітного безбалкового перекриття. Відсоток використання приймаємо рівним 0,66%. Міцність і жорсткість перекриття забезпечено. Детальний опис армування представлено в графічній частині цього розділу.

### 2.5.3 Підбір армування монолітного ядра жорсткості

У проєкті прийнято монолітне залізобетонне ядро жорсткості товщиною 300 мм. Стіни запроєктовані з важкого бетону С25/30. Як поздовжню арматуру застосовують сталеву арматуру класу А500, для поперечного армування - А500. Армуння стін виконано окремими стрижнями, вертикальна арматура  $\varnothing 10A500c$  із кроком 200 мм, горизонтальна арматура -  $\varnothing 10A500C$  із кроком 200 мм. Арматура розташована симетрично біля бічних сторін стіни і з'єднана хомутами  $\varnothing 6 A240$ . Крок арматури обумовлений запобіганням випинання вертикальних стрижнів і також забезпеченням рівномірного сприйняття зусиль, що діють у стіні.

Дверні прорізи обрамляються додатково 4-ма стрижнями  $\varnothing 10A500$  з кроком 50 мм з боків і над прорізом.

Ізополя армування подано на рисунках 2.17-2.18

<input checked="" type="checkbox"/>	1,96	3,55	2469	
<input checked="" type="checkbox"/>	3,55	5,14	252	
<input checked="" type="checkbox"/>	5,14	6,73	180	
<input checked="" type="checkbox"/>	6,73	8,32	148	
<input checked="" type="checkbox"/>	8,32	9,91	111	
<input checked="" type="checkbox"/>	9,91	11,51	98	
<input checked="" type="checkbox"/>	11,51	13,1	56	
<input checked="" type="checkbox"/>	13,1	14,69	36	
<input checked="" type="checkbox"/>	14,69	16,28	23	
<input checked="" type="checkbox"/>	16,28	17,87	22	
<input checked="" type="checkbox"/>	17,87	19,46	18	
<input checked="" type="checkbox"/>	19,46	21,05	17	
<input checked="" type="checkbox"/>	21,05	22,64	14	
<input checked="" type="checkbox"/>	22,64	24,23	8	
<input checked="" type="checkbox"/>	24,23	25,82	3	
<input checked="" type="checkbox"/>	25,82	27,41	3	

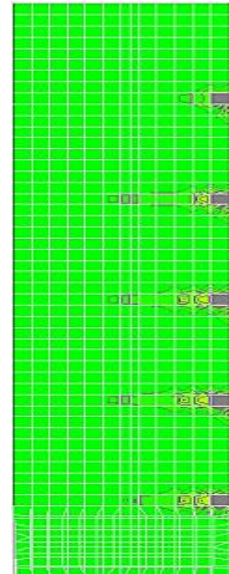


Рисунок 2.17 - Ізополя армування стін у напрямку X за кроку 200 мм

<input checked="" type="checkbox"/>	1,96	3,27	2475	
<input checked="" type="checkbox"/>	3,27	4,58	206	
<input checked="" type="checkbox"/>	4,58	5,89	137	
<input checked="" type="checkbox"/>	5,89	7,2	116	
<input checked="" type="checkbox"/>	7,2	8,51	70	
<input checked="" type="checkbox"/>	8,51	9,81	47	
<input checked="" type="checkbox"/>	9,81	11,12	29	
<input checked="" type="checkbox"/>	11,12	12,43	23	
<input checked="" type="checkbox"/>	12,43	13,74	17	
<input checked="" type="checkbox"/>	13,74	15,05	16	
<input checked="" type="checkbox"/>	15,05	16,36	9	
<input checked="" type="checkbox"/>	16,36	17,67	5	
<input checked="" type="checkbox"/>	17,67	18,98	1	
<input checked="" type="checkbox"/>	18,98	20,28	1	
<input checked="" type="checkbox"/>	20,28	21,59	1	
<input checked="" type="checkbox"/>	21,59	22,9	1	

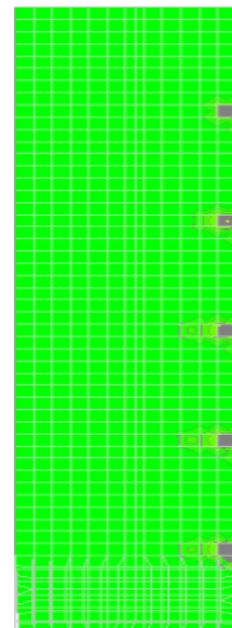


Рисунок 2.18 - Ізополя армування стін за напрямком Y при кроці 203.6

Розрахунок балки настилу

Конструкція настилу перекриття складається з плоского сталевого листа, укладеного на балки настилу і привареного до них. Виконаємо розрахунок балок настилу, які використовуються для влаштування монолітного перекриття консолі.

Конструктивні вимоги до настилу:  $t_{n, min} = 6$  мм.

Вихідні дані:

- балки настилу - двотавр нормальний 18Б2;
- розрахунковий проліт настилу  $l_n = 6 \text{ м}$ ;
- матеріал настилу - сталь С345;
- власна вага перекриття -  $4,91 \text{ кН/м}^2$ ;
- розподілене навантаження на плиту перекриття -  $4,8 \text{ кН/м}^2$

Вага підлоги, що діє на перекриття, -  $1,57 \text{ кН/м}^2$

Розрахункові характеристики сталі за [31].

-  $R_y = 335 \text{ Н/мм}^2$  - розрахунковий опір розтягуванню, стисненню, вигину за межею плинності;

-  $R_s = R_y \cdot 0,58 = 194,3 \text{ Н/мм}^2$  - розрахунковий опір розтягуванню, стисненню, вигину за тимчасовим опором.

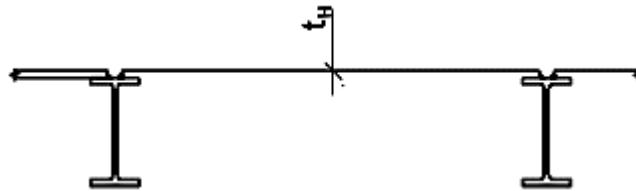


Рисунок 2.19 - Конструктивна схема настилу

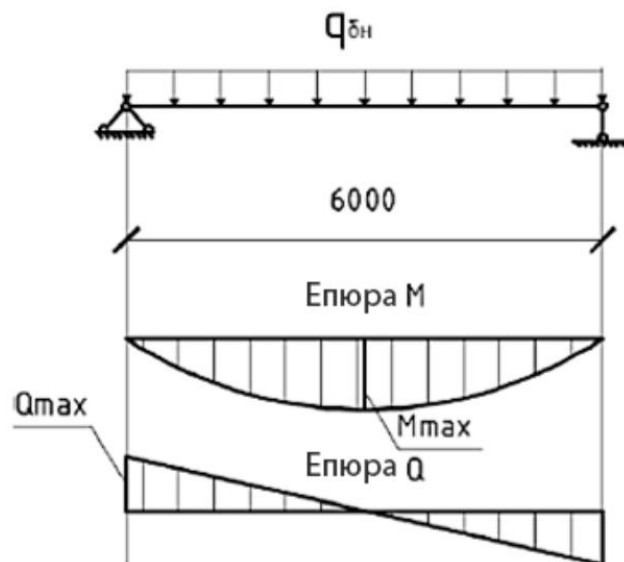


Рисунок 2.20 - Розрахункова схема настилу

Розрахункове навантаження на один погонний метр балки визначається за формулою:

$$q_{\text{бн}} = (q_{n1} \gamma_{f1} + q_{n2} \gamma_{f2} + q_{n3} \gamma_{f3}) \cdot a + q_{n,\text{бн}}^{\text{св}} \gamma_{f3}, \quad (2.5)$$

де  $q_{n1}$  - власна вага перекриття, кН/м<sup>2</sup>;

$q_{n2}$  - нормативне рівномірно розподілене навантаження на перекриття, кН/м<sup>2</sup>;

$q_{n3}$  - нормативне навантаження від ваги підлоги, кН/м<sup>2</sup>;

$a = 1$  - крок балок, м;

$\gamma_{f1} = 1,1$  - коефіцієнт надійності за навантаженням для зб конструкцій;

$\gamma_{f2} = 1,2$  - коефіцієнт надійності за навантаженням для рівномірно розподілених навантажень;

$\gamma_{f3} = 1,1$  - коефіцієнт надійності за навантаженням для металевих конструкцій;

$q_{n,\text{бн}}^{\text{св}} = 0,36$  - власна вага балки настилу, кН/м.

Підставивши всі дані у формулу, отримуємо:

$$q_{\text{бн}} = (4,91 \cdot 1,1 + 2 \cdot 1,2 + 1,57 \cdot 1,05) \cdot 1 + 0,36 \cdot 1,05 = 9,83 \text{ кН/м.}$$

Максимальний згинальний момент, що виникає в балці настилу, визначимо за формулою:

$$M_{\text{max}} = q_{\text{бн}} \cdot l_{\text{бн}}^2 / 8 = 9,83 \cdot 6^2 / 8 = 44,22 \text{ кН/м;}$$

Максимальне поперечне зусилля:

$$Q_{\text{max}} = q_{\text{бн}} \cdot l_{\text{бн}} / 2 = 9,83 \cdot 6 / 2 = 29,49 \text{ кН.}$$

Балка настилу має бути запроектована з напружено-деформованим станом (НДС), за якого напруження на всій площі розрахункового перерізу не повинні перевищувати розрахункового опору сталі  $|\sigma| \leq R_y$  (пружний стан перерізу).

У разі дії моменту в одній із головних площин, що має місце в нашому випадку, умова міцності за нормальними напруженнями для балки 1-го класу суцільного перерізу має вигляд:

$$\frac{M}{W_{n,\text{min}} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.6)$$

де  $W_{n,\text{min}}$  - момент опору, що дорівнює для двотавра 18Б2 - 146,3 см<sup>3</sup>;



$R_y = 335 \text{ Н/мм}^2$  - розрахунковий опір прокату,  $\text{Н/мм}^2$ ;

$\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 0,9.

Підставивши значення отримаємо

$$\frac{44,22}{146,3 \cdot 335 \cdot 10^{-3} \cdot 0,9} = 0,812 \leq 1$$

Розрахунок на міцність балки 1-го класу, під час дії в перерізі поперечної сили ведеться за умовою:

$$\frac{Q_{max} \cdot S_x}{(I_x \cdot t_w \cdot R_s \gamma_c)} \leq 1 \quad (2.7)$$

де  $S_x$  - статичний момент опору, що дорівнює для двотавра 18Б2 -  $83,2 \text{ см}^3$ ;

$I_x$  - момент інерції, що дорівнює  $1317 \text{ см}^4$ ;

$t_w = 8$  - товщина полиці, мм;

$\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 0,9.

Підставивши значення, отримаємо:

$$\frac{29,49 \cdot 83,2}{(1317 \cdot 0,08 \cdot 194,3 \cdot 10^{-1} \cdot 0,9)} = 0,897 \leq 1$$

Умови дотримуються, отже, балка підібрана правильно.

Згідно з [31] розрахунок на загальну стійкість балок настилу виконувати не потрібно.

Місцева стійкість втрачають стиснуті елементи в тому разі, якщо не забезпечено співвідношення їхніх розмірів. Оскільки балки настилу прокатні, то їхні стиснуті елементи мають таке співвідношення розмірів, за яких їхня місцева стійкість забезпечена в разі різних напружених станів.

Перевірка жорсткості балки належить до другої групи граничних станів і спрямована на запобігання умовам, що ускладнюють їхню нормальну експлуатацію.

Суть перевірки: максимальний прогин балок  $f_{max}$  не повинен перевищувати граничних значень  $f_u$ , встановлених нормами.

Максимальний прогин  $f_{max}$  визначаємо від нормативних навантажень за формулою:

$$f_{max} = 5M_{n,max}l_{\text{бн}}^2/48EI_x, \quad (2.8)$$

де  $M_{n,max}$  - нормативний максимальний згинальний момент, кН/м;

$l_{\text{бн}}$  - проліт балки настилу, м;

$E$  - модуль пружності сталі, МПа;

$I_x$  - момент інерції, що дорівнює  $1317 \text{ см}^4$  ;

Нормативний максимальний згинальний момент визначимо за формулою:

$$M_{n,max} = (q_{n1} + q_{n2} + q_{n3}) \cdot a + q_{n,\text{бн}}^{ce} = (4,91 + 2 + 1,57) \cdot 1 + 0,36 = 8,84 \text{ кН/м}.$$

Тоді:

$$f_{max} = \frac{5 \cdot 8,84 \cdot 6^2}{48 \cdot 2,06 \cdot 10^{-3} \cdot 1317} = 1,22 \text{ см}$$

Максимально допустимий прогин:

$$f_u = l_{\text{бн}}/200 = 6/200 = 0,03 = 3 \text{ см}.$$

Порівняємо отриманий максимальний прогин із гранично допустимим:

$$f_{max} < f_u$$

$1,22 \text{ см} < 3 \text{ см}$  - отже, міцність балки забезпечено.

## РОЗДІЛ 3

### ФУНДАМЕНТИ

Проектування основ і фундаментів полягає у виборі основи, типу конструкції та основних розмірів фундаменту, а також у їхньому сумісному розрахунку як однієї з частин споруди.

Основа, фундамент і наземна частина конструкції нерозривно пов'язані, впливають один на одного і мають розглядатися як єдина система.

Під час визначення основних розмірів фундаменту і конструктивної схеми необхідно враховувати:

- геологічну будову ґрунту;
- особливості будівельного майданчика;
- умови виконання робіт;
- фактори, що впливають на деформації та стійкість ґрунтів;
- особливості застосування навантажень;
- розміри і конструкцію фундаменту, а також будівлі в цілому.

Проектом мають бути передбачені заходи, що не допускають або виключають зниження несучої здатності ґрунтів основи, а за необхідності заходи, спрямовані на перетворення будівельних властивостей ґрунту.

#### 3.1 Вихідні дані для проектування

Проект передбачає конструювання і розрахунок пальново-плитного фундаменту. У ПК SCAD знаходимо суму реакцій  $\sum R_z$  від РСЗ в розрахунковій схемі на вісь Z. Отримана сума реакцій  $\sum R_z$  склала 13329,56 тонн. Приймаємо  $\sum R_z = 13400$  тон.

Клас бетону ростверку за міцністю на стиск С20/25. Район будівництва - м. Рівне.

Інженерно-геологічну колонку представлено на рисунку 3.1.

Геологічну будову вивчено до глибини 20,0 м. У межах майданчика на період вишукувань до глибини 20,0 м водоносний горизонт підземних вод не розкрито.

Негативних інженерно-геологічних процесів і ґрунтів, що мають особливі властивості, на період вишукувань у межах досліджуваного майданчика не виявлено.

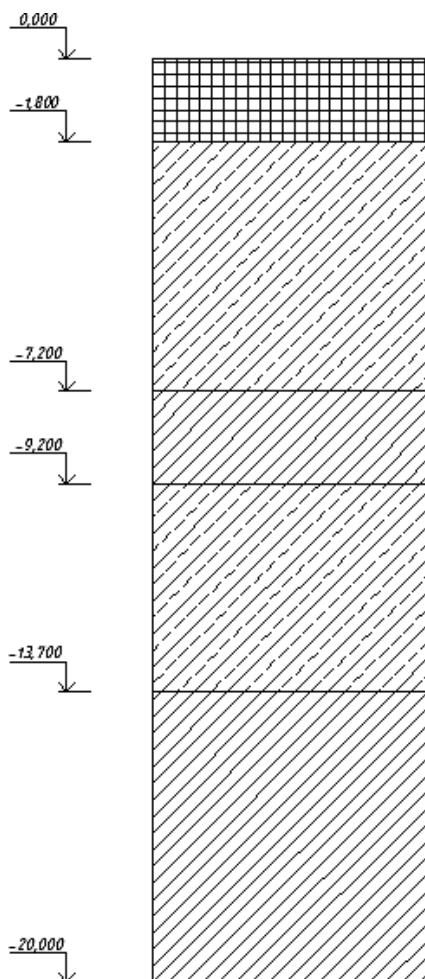


Рисунок 3.1 - Інженерно-геологічний розріз

Потужність насипного ґрунту - 1,8 м.

Нижче в межах усього майданчика вишукувань залягає супісок пластичний слабкопросадочний до глибини 7,2 м. Нижче позначки -7,2 м у межах усього майданчика залягає суглинок напівтвердий непросадочний до глибини 9,2 м. Нижче до глибини 13,7 м залягає супісок пластичний непросадочний. Нижче знову залягає суглинок напівтвердий непросадочний до глибини 20,0 м.

## 3.2 Характеристики ґрунтових умов

У таблиці 3.1 наведено фізико-механічні характеристики ґрунтів.

Таблиця 3.1 - Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	h, м	W, д.е	W <sub>L</sub> , д.е	W <sub>pд</sub> , е	e, д.е	Щільність, т/м <sup>3</sup>			γ, кН/м <sup>3</sup>	J <sub>L</sub> , д.е	S <sub>r</sub> , д.е	Розрахункові характеристики			R <sub>0</sub> кПа
						P	P <sub>s</sub>	P <sub>d</sub>				СП, кПа	φ, град	E, МПа	
Насипний ґрунт пухкий маловологий	1,8	0,11	-	-	0,77	1,6	2,64	1,49	16,5	-	0,38	-	-	-	-
Супісок пластичний	5,4	0,22	0,37	0,21	0,82	1,7	2,68	1,39	17	0,06	-	11,6	21,9	7,9	140
Суглинок напівтвердий	2,0	0,24	0,39	0,23	0,76	1,8	2,7	1,45	18	0,09	-	24,7	22,9	16,7	171,1
Супісок пластичний	4,5	0,21	0,3	0,19	0,71	1,81	2,7	1,49	18,1	0,18	-	13,8	25,2	12,4	195
Суглинок напівтвердий	6,3	0,26	0,34	0,24	0,75	1,85	2,71	1,46	18,5	0,2	-	25	23	17	174,1

## 3.3 Варіантне проектування

### 3.3.1 Варіант 1. Забивні палі

Як перший варіант розглянемо забивні палі С150.40 розмірами 400х400 мм із бетону С16/20 за [26].

Згідно з [25] несучу здатність  $F_d$  висячої висячої забивної палі, що працює на стискаюче навантаження, слід визначати за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + \gamma_{cf} u \sum f_i h_i), \quad (3.1)$$

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

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

$A$  - площа спирання на ґрунт палі, м<sup>2</sup>;

$u$  - зовнішній периметр поперечного перерізу стовбура палі, м;

$f_i$  - розрахунковий опір  $i$ -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа;

$h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м;

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

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

Визначимо площу перерізу палі за формулою:

$$A = a \cdot a = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2.$$

Знайдемо периметр поперечного перерізу палі за формулою:

$$u = 4a = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ м}.$$

Значення  $R$  визначаємо по [25],  $f$  визначаєм по [25].

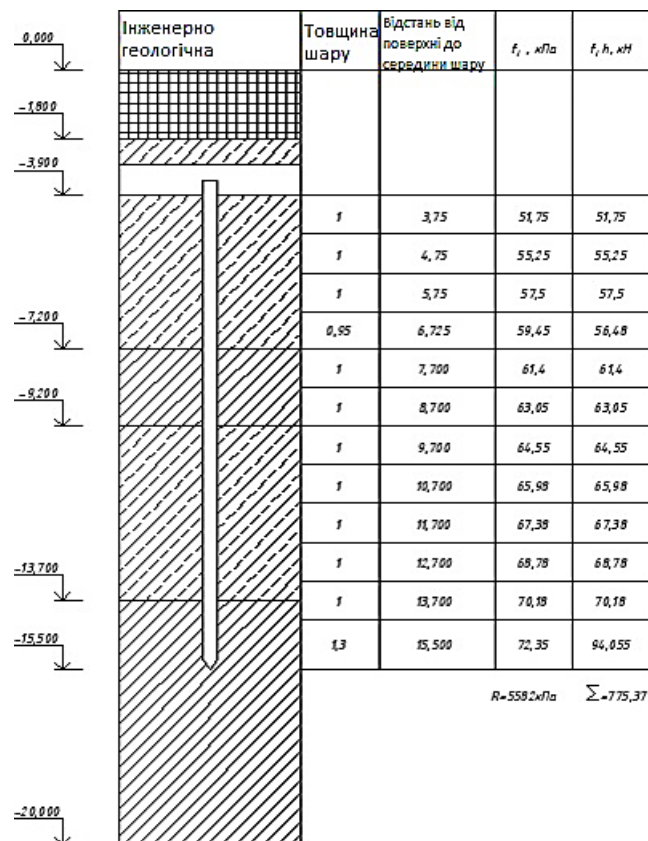


Рисунок 3.2 - Розрахункова схема палі

Обчислимо несучу здатність по ґрунту забивної палі, підставивши отримані значення у формулу 3.1:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R_A + \gamma_{cf} u \sum f_i h_i) = 1 \cdot (1 \cdot 5582 \cdot 0,16 + 1 \cdot 1,6 \cdot 775,37) = 2133,71 \text{ кН.}$$

Згідно з [25] палю у складі фундаменту й одиночну за несучою здатністю ґрунту основи слід розраховувати виходячи з умови:

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k}, \quad (3.2)$$

де  $N$  - розрахункове навантаження, що передається на палю;

$F_d$  - несуча здатність буронабивної палі;

$\gamma_0 = 1$  - коефіцієнт умов роботи, що враховує підвищення однорідності ґрунтових умов у разі застосування пальових фундаментів;

$\gamma_n = 1,1$  - коефіцієнт надійності за відповідальністю споруди;

$\gamma_k = 1,4$  - коефіцієнт надійності за ґрунтом, якщо несуча здатність палі визначена розрахунком із використанням таблиць зводу правил.

Підставимо отриману несучу здатність забивної палі в умову 3.2:

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k} = \frac{1 \cdot 2133,71}{1,1 \cdot 1,4} = 1385,53 \text{ кН.}$$

Для визначення кількості паль скористаємося формулою:

$$n_{min} = \frac{\sum R_z}{N} = \frac{131454}{1385,53 - 1,6 \cdot 20 \cdot 4,2} = 106$$

Розрахунок і аналіз показали, що цей вид пальового фундаменту має такі недоліки:

- підвищена складність забивання паль на велику глибину;
- необхідність виготовлення спеціальних високоміцних паль;
- висока вартість палейного обладнання для забивання на велику глибину.

Таким чином, доцільніше буде розглянути буронабивні палі.

### 3.3.2 Варіант 2. Бурунабивні палі

Будівництво вестиметься в умовах щільної міської забудови, у зв'язку з чим було прийнято бурунабивні палі з такою низкою переваг:

- висока несуча здатність;
- немає вібрації в процесі будівництва, отже, відсутність негативного впливу на будівлі, що стоять поруч;
- малозумні процеси, що дає змогу проводити роботи поблизу житлових будинків.

Згідно з [п.8.13, 25] відстань у світлі між стовбурами бурунабивних паль має бути не менше 1,0 м, розташуємо палі з кроком 2 м. Тим самим отримаємо кількість паль, що дорівнює 160 штук.

Схему розташування паль представлено на рисунку 3.3.

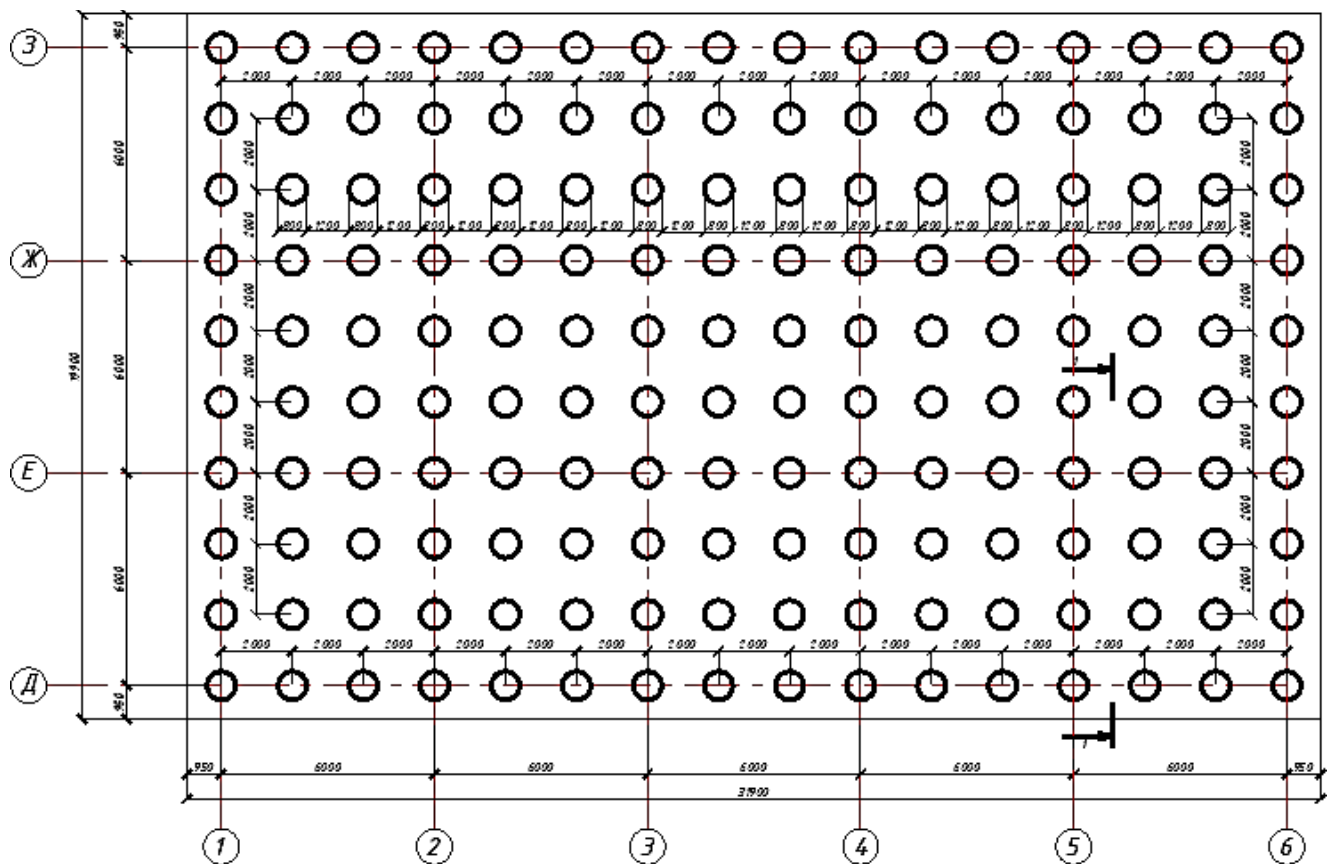


Рисунок 3.3 - Пальове поле



Знаючи навантаження від ростверку і кількість паль, можна порахувати необхідне мінімальне розрахункове навантаження, що передається на палю, за формулою:

$$N_{min} = \frac{\sum R_z}{n} = \frac{131454}{160} = 821,59 \text{ кН.}$$

Для забезпечення несучої здатності приймаємо буронабивні палі діаметром 800 мм.

Згідно з [25] несучу здатність  $F_d$  буронабивної палі, що працює на стискаюче навантаження, слід визначати за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + \gamma_{cf} u \sum f_i h_i), \quad (3.3)$$

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

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

$A$  - площа спирання на ґрунт палі, м<sup>2</sup>;

$u$  - зовнішній периметр поперечного перерізу стовбура палі, м;

$f_i$  - розрахунковий опір  $i$ -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа;

$h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м;

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

$\gamma_{cf} = 0,7$  - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі.

Площу обпирання палі знаходимо за формулою:

$$A = \pi r^2 = 3,14 \cdot 0,4^2 = 0,5024 \text{ м}^2.$$

Периметр поперечного перерізу стовбура палі знаходимо за формулою:

$$i = 2 \cdot \pi \cdot r = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,4 = 2,512 \text{ м.}$$

Значення  $R$  визначаємо за [25] і  $f$  визначаємо за [25].

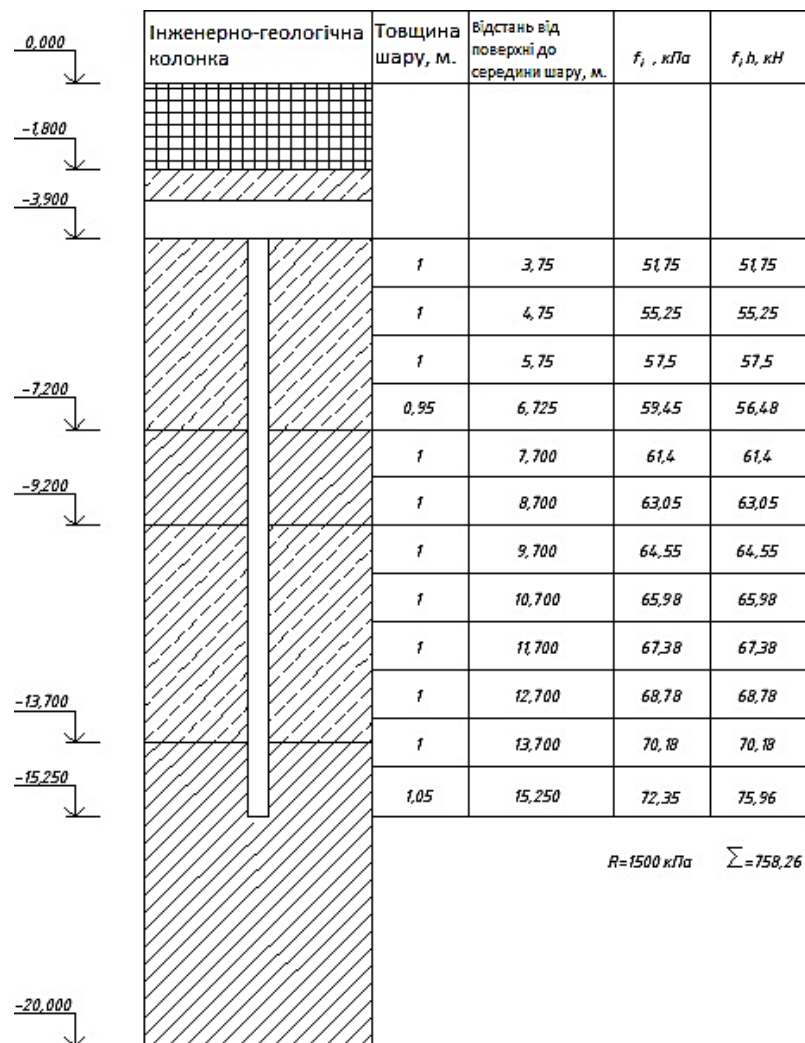


Рисунок 3.4 - Розрахункова схема палі

Таким чином, підставляючи отримані дані у формулу 4.3, отримуємо:  $F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + \gamma_{cf} u \sum f_i h_i) = 1 \cdot (1 \cdot 1500 \cdot 0,524 + 0,7 \cdot 2,512 \cdot 758,26) = 2119,3$  кН. Визначаємо допустиме навантаження на палю N з умови 3.2:

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k} = \frac{1 \cdot 2119,3}{1,1 \cdot 1,4} = 1376,172 \text{ кН.}$$

Перевіримо несучу здатність палі за матеріалом. Згідно з [25] під час розрахунку палей усіх видів за міцністю матеріалу палю допускається розглядати як стрижень, жорстко зацемлений у ґрунті в перерізі, розташованому від подошви ростверку на відстані  $l_l$ , що визначається за формулою:

$$l_l = l + \frac{2}{\alpha_E}, \quad (3.4)$$

де  $l$  - довжина ділянки палі від підшви високого ростверку до рівня планування ґрунту, м;

$\alpha_\varepsilon$  - коефіцієнт деформації,  $\text{м}^{-1}$ , що визначається за [25].

Приймаємо  $l_0 = 12$  м. Згідно з [25]  $\alpha_\varepsilon$  визначаємо за формулою:

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}}, \quad (3.5)$$

де  $E$  - модуль пружності матеріалу палі, кПа;

$I$  - момент інерції поперечного перерізу палі,  $\text{м}^4$ ;

$b_p = 1,8$  - умовна ширина палі, м, що приймається для паль з діаметром 0,8 м дорівнює  $d+1$ ;

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

$K$  - коефіцієнт пропорційності,  $\text{кН}/\text{м}^4$ , що приймається залежно від виду ґрунту, що оточує палю за [25];

$d$  - зовнішній діаметр круглого перерізу палі.

Знаходимо момент інерції поперечного перерізу палі:

$$I = \frac{\pi r^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,4^2}{4} = 0,01178 \text{ м}^4.$$

Приймаємо як матеріал паль бетон В20, тоді відповідно до [26]  $E = 30 \cdot 10^3$  МПа. Для суглинків тугопластичних і напівтвердих приймаємо  $K = 16$  МН/м<sup>4</sup> за [25].

Знаходимо коефіцієнт деформації  $\alpha_\varepsilon$  за формулою 3.5:

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}} = \alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{16 \cdot 1,8}{1 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 0,01178}} = 0,606 \text{ м}^{-1}.$$

Знаходимо розрахункову довжину палі  $l_1$  за формулою 3.4:

$$l_1 = l + \frac{2}{\alpha_\varepsilon} = 12 + \frac{2}{0,606} = 15,3 \text{ м}.$$

Граничне значення поздовжньої сили  $N_{\text{uit}}$ , яку може сприйняти елемент, визначаємо згідно з [26] за формулою:

$$N_{uit} = \varphi \cdot (R_b \cdot A \cdot \gamma_{cb} \gamma_{cb}^I + R_{sc} \cdot A_{s. tot}), \quad (3.6)$$

де  $\varphi$  - коефіцієнт поздовжнього вигину, що визначається за [26] залежно від розрахункової довжини  $l_0$  і розміру поперечного перерізу елемента  $h$ ;

$R_b$  - розрахунковий опір стисненню бетону, МПа;  $A$  - площа перерізу палі, м<sup>2</sup>;

$\gamma_{cb}$  - понижувальний коефіцієнт умов роботи бетону в ґрунті, який приймають відповідно до [25], що дорівнює 0,85;

$\gamma_{cb}^I$  - понижувальний коефіцієнт, що враховує вплив способу виконання пальових робіт, який приймають відповідно до [25] у ґрунтах, буріння свердловин і бетонування в яких проводять насухо із застосуванням видобувних обсадних труб або порожнистих шнеків, що дорівнює 0,9;

$R_{sc}$  - розрахунковий опір арматури стисненню, МПа;

$A_{s. tot}$  - загальна площа арматури, м<sup>2</sup>.

Визначаємо розрахункову довжину палі за формулою:

$$l_0 = 0,5 \cdot l_1 = 0,5 \cdot 15,3 = 7,65 \text{ м.} \quad (3.7)$$

Знаходимо відношення  $l_0/h$ :

$$l_0/h = 7,65/0,8 = 9,56.$$

Відповідно до [26], знаходимо коефіцієнт вигину  $\varphi$  методом інтерполяції. Приймаємо  $\varphi = 0,9022$ .

Розрахунковий опір стисненню бетону  $R_b$  приймаємо відповідно до [26] рівним 11,5 МПа.

Армування палі приймаємо 8 стрижнів діаметром 16 мм класу А400. Розрахунковий опір стисненню арматури  $R_{sc}$  відповідно до [26] приймаємо рівним 350 МПа.

Площу перерізу одного арматурного стрижня діаметром 16 мм відповідно до [27] приймаємо рівною 201,1 мм<sup>2</sup>.

Таким чином, загальна площа перерізу восьми арматурних стрижнів

$$A_{s,tot}=201,1 \cdot 10^{-6} \cdot 8=0,001609 \text{ м}^2.$$

Знаходимо граничне значення поздовжньої сили  $N_{uit}$  за формулою 3.6:

$$N_{uit}=\varphi \cdot (R_b \cdot A \cdot \gamma_{cb} \cdot \gamma_{cb}^I + R_{sc} \cdot A_{s,tot}) = 0,9022 \cdot (11,5 \cdot 0,5024 \cdot 0,85 \cdot 0,9 + 350 \cdot 0,001609) = 4,4957 \text{ МН} = 4495,7 \text{ кН}.$$

Таким чином, приймаємо за розрахункове допустиме навантаження на палю, діаметром 800 мм, навантаження, отримане за ґрунтом, що дорівнює 2119,3 кН, як найменше.

Використовуємо палі діаметром  $d=800$  мм, довжиною  $l=12$  м і допустимим навантаженням  $N=2100$  кН.

### 3.4 Конструювання ростверку фундаменту

Розрахунок армування ростверку проводимо за допомогою ПК SCAD. У результаті розрахунку отримуємо необхідні діаметри арматури за напрямками X і Y для нижніх і верхніх граней ростверку. Результати представлено на рисунках 3.5-3.8.

<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	0,14	122	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	0,28	148	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	0,42	114	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	0,57	88	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	0,71	120	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	0,85	140	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	0,99	126	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	1,13	132	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	1,27	132	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	1,41	178	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	1,56	140	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	1,7	132	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	1,84	98	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	1,98	94	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	2,12	36	■
<input checked="" type="checkbox"/>	■	d10/200	2,26	44	■

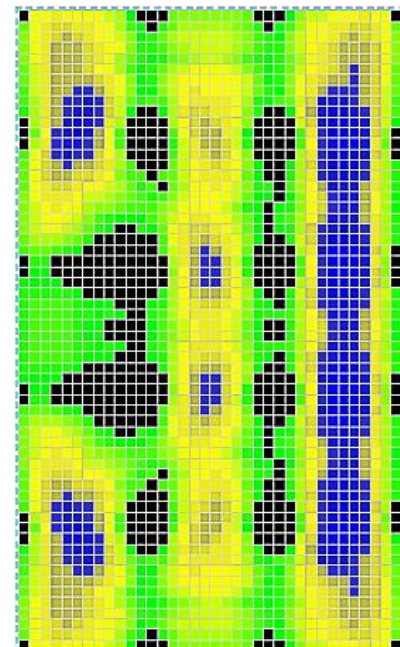


Рисунок 3.5 - Необхідні діаметри нижньої арматури у напрямку X

<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	0,15	94	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	0,29	136	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	0,44	126	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	0,58	134	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	0,73	148	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	0,87	164	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	1,02	162	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	1,16	180	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	1,31	152	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	1,45	144	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	1,6	116	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	1,74	82	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	1,89	60	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	2,04	66	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	2,18	44	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	2,33	28	█

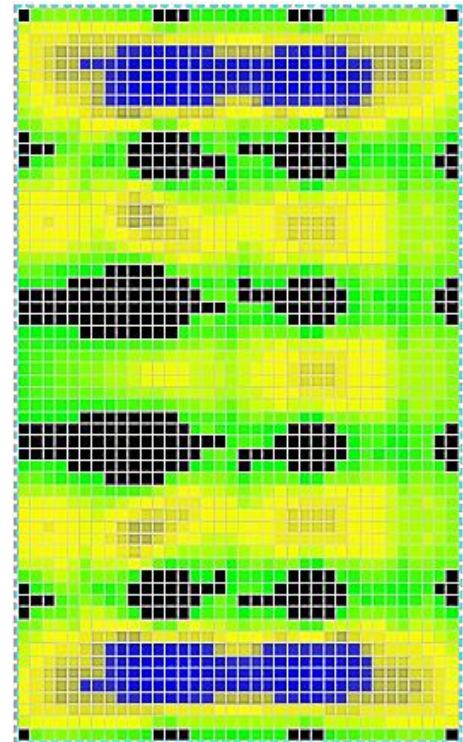


Рисунок 3.6 - Необхідні діаметри нижньої арматури у напрямку Y

<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	0,35	316	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	0,7	268	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	1,04	98	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	1,38	50	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	1,73	46	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	2,07	56	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	2,41	34	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	2,76	6	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	3,1	4	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	3,45	26	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d10/200	3,79	2	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d12/200	4,13	0	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d12/200	4,48	0	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d12/200	4,82	0	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d12/200	5,16	8	█
<input checked="" type="checkbox"/>	█	d12/200	5,51	16	█

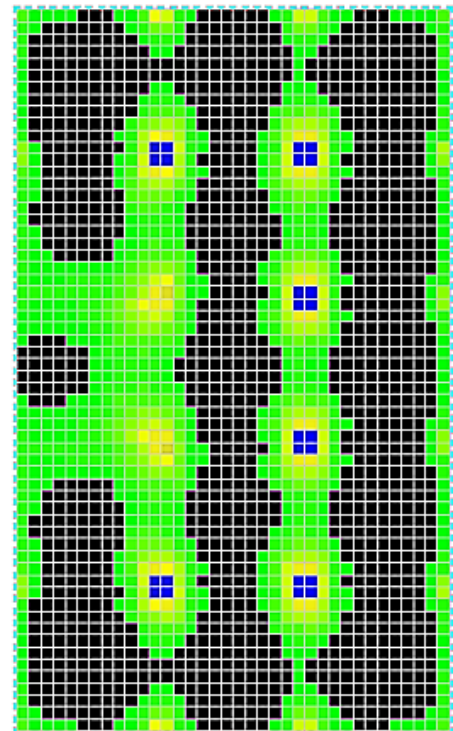


Рисунок 3.7 - Необхідні діаметри верхньої арматури за напрямком X

<input checked="" type="checkbox"/>		d10/200	0,34	286	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/200	0,69	214	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/200	1,03	122	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/200	1,38	56	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/200	1,72	56	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/200	2,07	64	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/200	2,41	42	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/200	2,75	8	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/200	3,1	10	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/200	3,44	22	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/200	3,79	0	
<input checked="" type="checkbox"/>		d12/200	4,13	6	
<input checked="" type="checkbox"/>		d12/200	4,47	2	
<input checked="" type="checkbox"/>		d12/200	4,82	2	
<input checked="" type="checkbox"/>		d12/200	5,16	6	
<input checked="" type="checkbox"/>		d12/200	5,51	16	

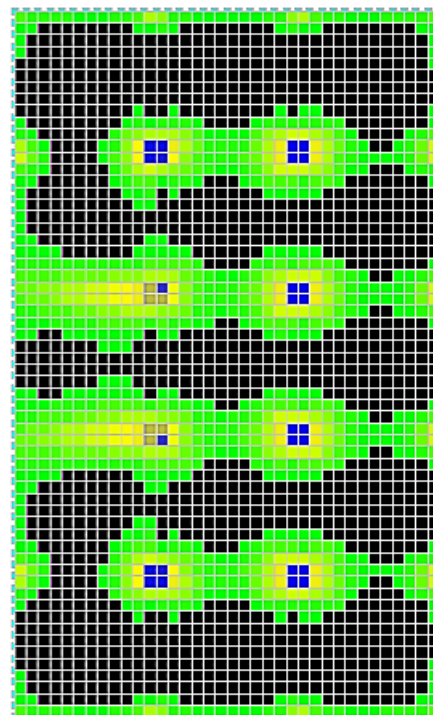


Рисунок 3.8 - Необхідні діаметри верхньої арматури у напрямку Y

Нижнє армування фундаментної плити виконується арматурними стрижнями Ø10 A500 з кроком 200 мм. У місцях обпирання стін і колон укладаються додаткові підсилювальні сітки з арматурних стрижнів Ø22 A500 з кроком 100 мм.

Верхнє армування фундаментної плити виконується арматурними стрижнями Ø10 A500 з кроком 200 мм. У місцях відсутності обпирання стін і колон укладаються додаткові підсилювальні сітки з арматурних стрижнів Ø22 A500 з кроком 100 мм.

Перевіримо дотримання вимог норм щодо мінімального армування. Згідно з [26] мінімальний відсоток армування в згинальних, позацентрово розтягнутих і позацентрово стиснутих елементах малої гнучкості становить 0,1 %.

Знайдемо необхідну мінімальну площу арматури на 1 погонний метр плити.

$$A_{s,tot}^{min} = S_{nl}^{nonper} \cdot 0,1\% = 1 \cdot 0,9 \cdot 0,001 = 0,0009 \text{ м}^2.$$

Площу перерізу одного арматурного стрижня діаметром 10 мм відповідно до [27] приймаємо рівною 78,5 мм<sup>2</sup>. Таким чином загальна площа перерізу 10 арматурних стрижнів  $A_{s,tot} = 78,5 \cdot 10^{-6} \cdot 10 = 0,000785 \text{ м}^2$ .

Порівняємо мінімальну необхідну площу перерізу арматури з прийнятою:

$$A_{s,tot}^{\min}=0,0009 \text{ м}^2 \leq A_{s,tot}=0,000785 \text{ м}^2.$$

Прийнятий переріз арматури не забезпечує мінімальну необхідну площу, збільшимо діаметр стрижня до  $\varnothing 12$  мм.

Площу перерізу одного арматурного стрижня діаметром 12 мм відповідно до [27] приймаємо рівною  $113,1 \text{ мм}^2$ . Таким чином загальна площа перерізу 10 арматурних стрижнів  $A_{s,tot} = 113,1 \cdot 10 = 1131 \text{ мм}^2 = 0,001131 \text{ м}^2$ .

Таким чином, вимоги норм щодо мінімального відсотка армування дотримано.

### **3.5 Обґрунтування рішення вибору фундаменту**

За розрахунком і аналізом у п.3.4. було ухвалено рішення відмовитися від забивних паль на користь буронабивних паль.

Буронабивні палі мають такі переваги:

- більш висока несуча здатність;
- немає вібрації в процесі будівництва, отже, відсутність негативного впливу на будівлі, що стоять поруч;
- малощумність процесів, що дає змогу проводити роботи поблизу житлових будинків;
- можливість влаштування на великих глибинах.

Таким чином, приймаємо пально-плитний фундамент на буронабивних палях як остаточний варіант.



## РОЗДІЛ 4

### НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

На даному етапі необхідно порівняти кілька варіантів основної несучої конструкції будівлі (в даному випадку - перекриття), зробити скеніченно-елементне моделювання та розрахунок, і за результатами розрахунку, економічного обґрунтування та низки непрямих ознак зробити вибір найоптимальнішого варіанту.

У рамках кваліфікаційної роботи було ухвалено рішення дослідження монолітних плит перекриття знаступними схемами влаштування:

- а) варіант 1 - монолітне безбалкове перекриття;
- б) варіант 2 - монолітне балкове перекриття.

#### **4.1 Варіант 1**

Гладка залізобетонна плита перекриття спирається безпосередньо на колони з капітелями. Капітелі забезпечують жорстке сполучення плити з колонами, збільшуючи тим самим несучу здатність перекриття, а також підвищують міцність плити на продавлювання.

Монолітні безбалочні плити армують плоскими або рулонними зварними сітками. Капітелі колон армують з конструктивних міркувань.

Призначення капітелей:

- зменшити розрахунковий проліт плити і, тим самим, згинальні моменти у ній;
- підвищити міцність плити на продавлювання по периметру капітелі;
- збільшити жорсткість сполучення колони з плитою.

Такі плити перекриттів широко застосовуються в промислових і цивільних будівлях.

У першому варіанті передбачається влаштування монолітного безбалкового перекриття з технічними характеристиками:

- товщина плити 200 мм;
- бетон важкий класу C20/25;
- арматура плити класу A500с;
- сполучення плити з колонами - жорстке;
- сполучення плити з ядром - жорстке.

Розрахункову схему в просторі наведено на рисунку 4.1. Результати армування плити подано на рисунках 4.2 - 4.6.

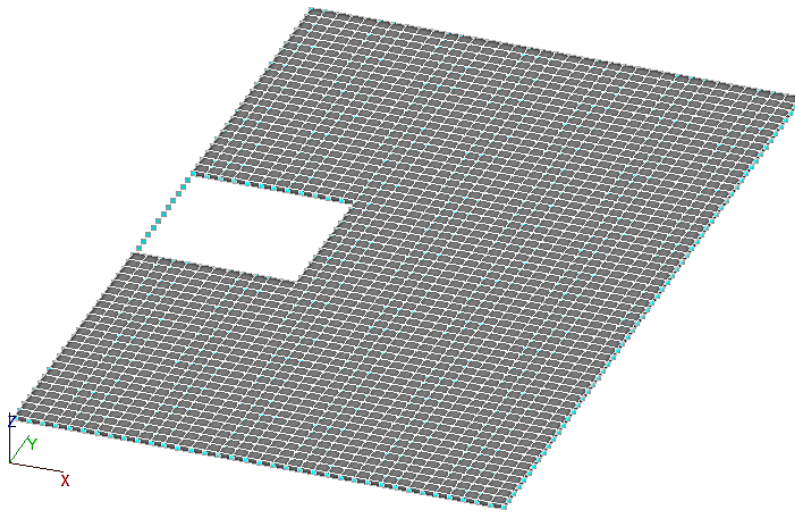


Рисунок 4.1 - Розрахункова схема монолітного безбалкового перекриття

% армування по X				% армування по Y			
<input checked="" type="checkbox"/>	0,002	0,404	11724	<input checked="" type="checkbox"/>	0,002	0,279	11072
<input checked="" type="checkbox"/>	0,404	0,805	1812	<input checked="" type="checkbox"/>	0,279	0,556	1618
<input checked="" type="checkbox"/>	0,805	1,206	118	<input checked="" type="checkbox"/>	0,556	0,832	939
<input checked="" type="checkbox"/>	1,206	1,608	34	<input checked="" type="checkbox"/>	0,832	1,109	53
<input checked="" type="checkbox"/>	1,608	2,009	9	<input checked="" type="checkbox"/>	1,109	1,385	9
<input checked="" type="checkbox"/>	2,009	2,411	3	<input checked="" type="checkbox"/>	1,385	1,662	5
<input checked="" type="checkbox"/>	2,411	2,812	2	<input checked="" type="checkbox"/>	1,662	1,938	7
<input checked="" type="checkbox"/>	2,812	3,214	0	<input checked="" type="checkbox"/>	1,938	2,215	1
<input checked="" type="checkbox"/>	3,214	3,615	0	<input checked="" type="checkbox"/>	2,215	2,492	1
<input checked="" type="checkbox"/>	3,615	4,017	4	<input checked="" type="checkbox"/>	2,492	2,768	1

Рисунок 4.2 - Відсоток армування підібраної арматури по осях X і Y

		cm <sup>2</sup> /m		
✓		d10/100	2,11	5884 
✓		d10/100	4,21	3489 
✓		d10/100	6,32	641 
✓		d12/100	8,43	471 
✓		d12/100	10,53	402 
✓		d14/100	12,64	171 
✓		d14/100	14,75	3 
✓		d16/100	16,85	0 
✓		d16/100	18,96	1 
✓		d18/100	21,07	3 

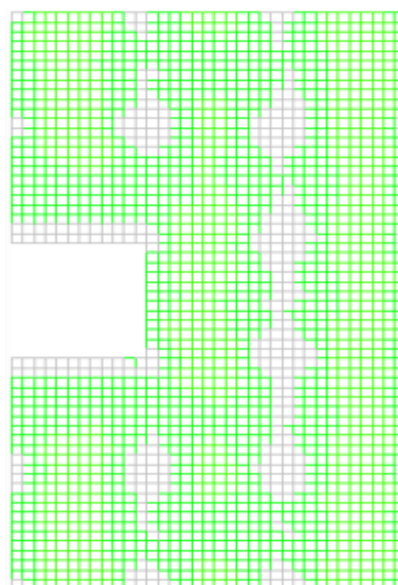




Рисунок 4.3 - Результат підбору арматури нижньої сітки у напрямку осі X

✓		d10/100	4,72	6093 
✓		d12/100	9,44	841 
✓		d14/100	14,16	307 
✓		d16/100	18,89	70 
✓		d18/100	23,61	31 
✓		d20/100	28,33	14 
✓		d22/100	33,05	10 
✓		d22/100	37,77	2 
✓		d25/100	42,49	0 
✓		d25/100	47,22	4 

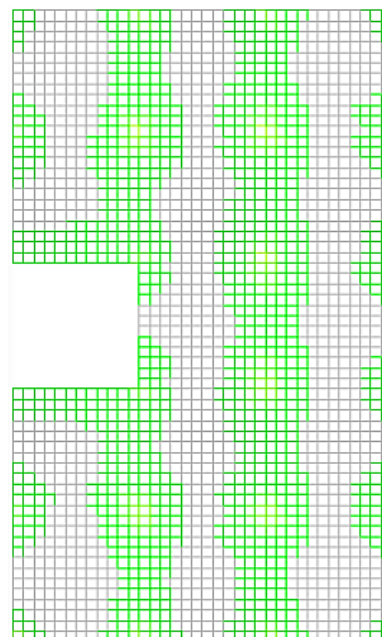


Рисунок 4.4 - Результат підбору арматури верхньої сітки у напрямку осі X

✓	■	d10/100	1,33	3557	■
✓	■	d10/100	2,67	4164	■
✓	■	d10/100	4	1735	■
✓	■	d10/100	5,33	582	■
✓	■	d10/100	6,67	340	■
✓	■	d12/100	8	222	■
✓	■	d12/100	9,33	143	■
✓	■	d12/100	10,67	145	■
✓	■	d14/100	12	149	■
✓	■	d14/100	13,33	141	■

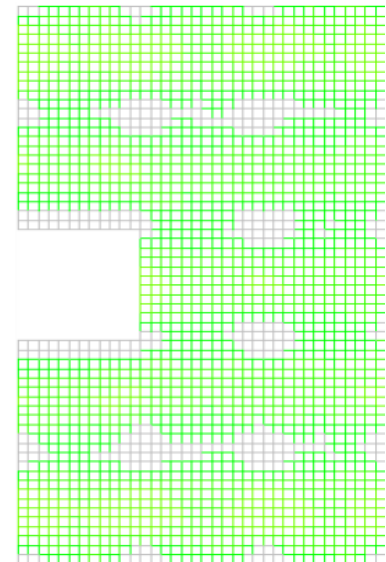


Рисунок 4.5 - Результат підбору арматури нижньої сітки у напрямку осі Y

✓	■	d10/100	3,4	5587	■
✓	■	d10/100	6,81	1316	■
✓	■	d12/100	10,21	311	■
✓	■	d14/100	13,62	155	■
✓	■	d16/100	17,02	46	■
✓	■	d18/100	20,42	17	■
✓	■	d18/100	23,83	5	■
✓	■	d20/100	27,23	7	■
✓	■	d20/100	30,64	7	■
✓	■	d22/100	34,04	1	■

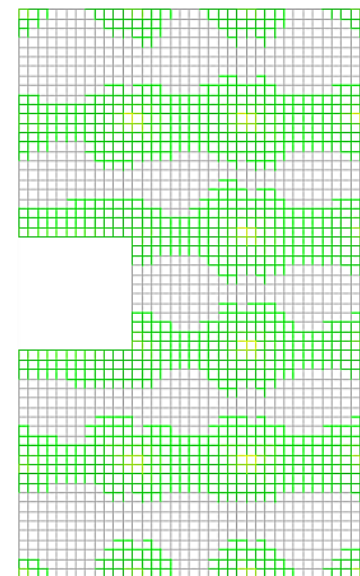


Рисунок 4.6 - Результат підбору арматури верхньої сітки у напрямку осі Y

Переваги:

- висока несуча здатність;
- вища якість бетонної поверхні, яка не потребує закладення швів;
- виконання плит різних розмірів і форм;
- забезпечення додаткової міцності стін конструкції;

- висока пожежостійкість і високі шумоізоляційні характеристики.

Недоліки:

- складність зведення в зимовий період;
- велика витрата бетону та арматурної сталі.

## 4.2 Варіант 2

Це плита, що спирається на балки, які спираються на колони. Балки в цьому разі є несучим елементом каркаса будівлі. Балки можуть розташовуватися як тільки вздовж або впоперек будівлі, так і в двох напрямках відразу. Розміри балки визначаються розрахунком і перебувають у прямій залежності від відстані між колонами будівлі, чим більша відстань, тим більший перетин балки.

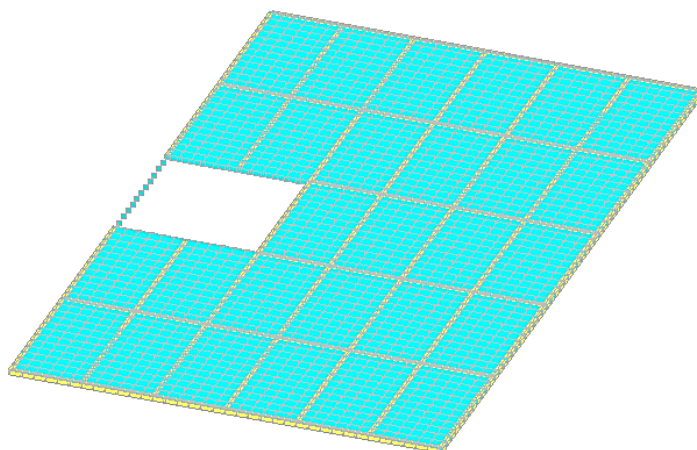






















Рисунок 4.7 - Розрахункова схема монолітного балкового перекриття

✓	■	0,016	0,085	398	■
✓	■	0,085	0,153	1062	■
✓	■	0,153	0,221	400	■
✓	■	0,221	0,29	65	■
✓	■	0,29	0,358	17	■
✓	■	0,358	0,426	29	■
✓	■	0,426	0,495	15	■
✓	■	0,495	0,563	11	■
✓	■	0,563	0,631	10	■
✓	■	0,631	0,699	9	■
✓	■	0,014	0,084	332	■
✓	■	0,084	0,154	1208	■
✓	■	0,154	0,224	304	■
✓	■	0,224	0,294	86	■
✓	■	0,294	0,364	21	■
✓	■	0,364	0,434	21	■
✓	■	0,434	0,504	15	■
✓	■	0,504	0,575	9	■
✓	■	0,575	0,645	15	■
✓	■	0,645	0,715	5	■

Рисунок 4.8 - Відсоток армування підбраної арматури по осях X і Y

<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 0,34	113	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 0,67	153	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 1	169	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 1,34	163	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 1,67	168	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 2	223	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 2,33	214	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 2,67	255	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 3	135	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 3,33	70	

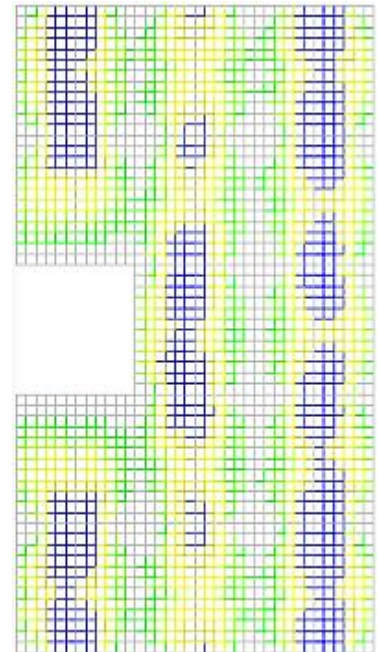






















Рисунок 4.9 - Результат підбору арматури нижньої сітки у напрямку осі X

<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 1,19	478	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 2,38	244	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 3,57	93	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 4,76	66	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 5,95	22	
<input checked="" type="checkbox"/>		d10/100 7,14	28	
<input checked="" type="checkbox"/>		d12/100 8,32	13	
<input checked="" type="checkbox"/>		d12/100 9,51	14	
<input checked="" type="checkbox"/>		d12/100 10,7	9	
<input checked="" type="checkbox"/>		d14/100 11,89	10	

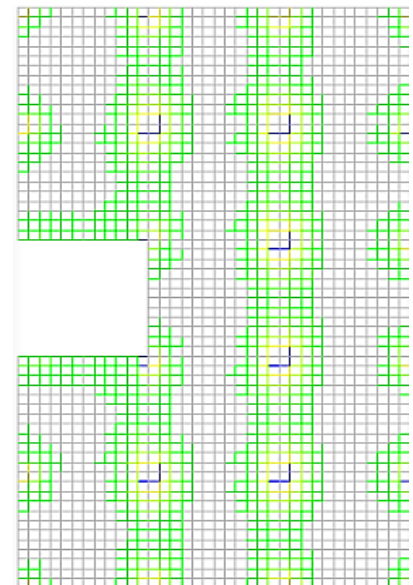


Рисунок 4.10 - Результат підбору арматури верхньої сітки у напрямку осі X

✓	■	d10/100	0,32	129	■
✓	■	d10/100	0,65	148	■
✓	■	d10/100	0,97	158	■
✓	■	d10/100	1,29	174	■
✓	■	d10/100	1,61	156	■
✓	■	d10/100	1,94	266	■
✓	■	d10/100	2,26	236	■
✓	■	d10/100	2,58	262	■
✓	■	d10/100	2,9	101	■
✓	■	d10/100	3,22	66	■

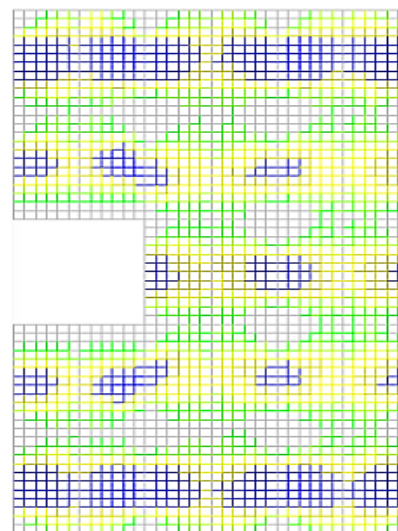


Рисунок 4.11- Результат підбору арматури нижньої сітки у напрямку осі Y

✓	■	d10/100	1,23	487	■
✓	■	d10/100	2,44	248	■
✓	■	d10/100	3,66	89	■
✓	■	d10/100	4,87	88	■
✓	■	d10/100	6,08	29	■
✓	■	d10/100	7,3	23	■
✓	■	d12/100	8,51	15	■
✓	■	d12/100	9,72	7	■
✓	■	d12/100	10,94	17	■
✓	■	d14/100	12,15	5	■

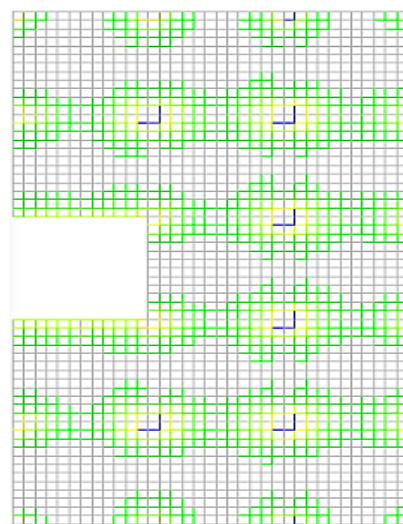


Рисунок 4.12 - Результат підбору арматури верхньої сітки за напрямком Y

Переваги:

- висока жорсткість;
- можливість використання міжбалочного простору для прокладання горизонтальних комунікацій.

Недоліки:

- збільшення навантажень, що передаються на фундамент;
- зменшення об'єму та архітектурної лаконічності в приміщеннях;
- на влаштування балок знадобиться збільшення обсягу бетону і сталі.

### 4.3 Порівняння варіантів

Результати порівняльного аналізу наведено в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 - Результати порівняльного аналізу

Найменування показника	Варіант	
	№1	№2
Площа перекриття, м <sup>2</sup>	504	
Обсяг бетону, м <sup>3</sup>	100,8	109,2
Витрата бетону на 1 м <sup>2</sup> площі, м <sup>3</sup>	0,2	0,217
Витрата сталі на 1 м <sup>2</sup> площі, кг	1,94	2,1
Вартість зведення конструкції, тис.грн	393,971	429,075

Провівши порівняльний аналіз, видно, що варіант №1 є економічно вигіднішим і доцільнішим.



## РОЗДІЛ 5

### ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

#### 5.1 Охорона праці

Працівники не молодше 18 років, які пройшли відповідну підготовку, мають професійні навички з виконання бетонних робіт, перед допуском до самостійної роботи повинні пройти:

- обов'язкові попередні (під час влаштування на роботу) і періодичні (протягом трудової діяльності) - медичні огляди (обстеження) для визнання придатними до виконання робіт у встановленому порядку;

- навчання безпечним методам і прийомам виконання робіт, інструктаж з охорони праці, стажування на робочому місці та перевірку знань вимог охорони праці.

Для захисту від механічних впливів, води, лугу бетонярі зобов'язані використовувати надані роботодавцями безоплатно штани брезентові, куртки бавовняні або брезентові, чоботи гумові або черевики шкіряні, рукавиці комбіновані, костюми на утеплювальній прокладці і валянки для зимового періоду. Під час перебування на території будмайданчика бетонщики повинні носити захисні каски.

Крім цього, залежно від умов роботи, бетонщики зобов'язані використовувати чергові засоби індивідуального захисту, зокрема:

- при застосуванні бетонних сумішей з хімічними добавками для захисту шкіри рук і очей - захисні рукавички та окуляри;

- при роботі з електровібраторами, а також роботах з електропрогрівання - діелектричні рукавички і чоботи.

Бетоняр зобов'язаний негайно сповіщати свого безпосереднього або вищого за рівнем керівника робіт про будь-яку ситуацію, що загрожує життю і здоров'ю людей, про кожний нещасний випадок, який стався на виробництві, або про погіршення стану свого здоров'я, у тому числі про появу гострого професійного захворювання (отруєння).

Вимоги безпеки перед початком роботи:

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

- забороняється перехід бетонярів по не закріплених у проектне положення конструкціями засобах підмащування, які не мають огороження або страхувального каната.

- у кожній зміні повинен бути забезпечений постійний технічний нагляд з боку виконробів, майстрів, бригадирів та інших осіб, відповідальних за безпечне ведення робіт. Слідкують за справним станом сходів, риштувань та огорожень, а також за чистотою і достатньою освітленістю робочих місць і проходів до них, наявністю і застосуванням запобіжних поясів і захисних касок.

- вібратори під час перенесення на нове місце роботи вимикається. Перетягувати їх за шлангові проводи або струмопровідний кабель забороняється;

- рукоятки вібратора повинні мати амортизатори, а корпус до початку робіт - заземлення. У процесі вібрування бетонної суміші через кожні 30-35 хвилин необхідно вимикати вібратор на 5-7 хвилин для його охолодження.

Перед початком роботи бетонярі зобов'язані:

- надіти спецодяг, спецвзуття та каску встановленого зразка;
- пред'явити керівнику робіт посвідчення про перевірку знань безпечних методів робіт і одержати завдання з урахуванням забезпечення безпеки праці виходячи зі специфіки виконуваної роботи.

Після одержання завдання у бригадира або керівника робіт бетонярі зобов'язані:

- за необхідності підготувати засоби індивідуального захисту і перевірити їх справність;

- перевірити робоче місце і підходи до нього на відповідність вимогам безпеки;

- підібрати технологічне оснащення, інструмент, необхідні під час виконання роботи, і перевірити їх відповідність вимогам безпеки;

- перевірити цілісність опалубки та підтримувальних риштувань.

У разі безперервного технологічного процесу бетонярі здійснюють перевірку справності устаткування і оснащення під час приймання і передачі зміни.

Бетонщики не повинні приступати до виконання робіт при таких порушеннях вимог безпеки:

- ушкодження цілісності або втраті стійкості опалубки і підтримуючих риштувань;

- відсутності огороження робочого місця при виконанні робіт на відстані менше ніж 2 м від межі перепаду за висотою 1,3 м і більше;

- несправності технологічного оснащення та інструменту, зазначених в інструкціях заводів-виготовлювачів, за яких не допускається їх застосування;

- несвоєчасності проведення чергових випробувань або закінчення терміну експлуатації засобів захисту, встановлених заводом виробником.

Вимоги безпеки під час роботи:

- розміщення на опалубці устаткування і матеріалів, непередбачених проектом виконання робіт, а також перебування людей, які безпосередньо не беруть участі у виконанні робіт на настилі опалубки, не допускаються.

- для переходу бетонярів з одного робочого місця на інше вони повинні використовувати обладнані системи доступу (сходи, трапи, містки).

- по укладеній арматурі слід ходити тільки по спеціальних містках завширшки не менше 0,6 м, влаштованих на козелках, встановлених на опалубку.

- знаходження бетонярів на елементах будівельних конструкцій, утримуваних краном, не допускається.

- опалубка перекриттів має бути огорожена по всьому периметру. Усі отвори в підлозі опалубки мають бути закриті. За необхідності залишати отвори відкритими їх слід затягувати дротяною сіткою.

- робочі місця і проходи до них, розташовані на перекриттях, покриттях на висоті понад 1,3 м і на відстані не менше ніж 2 м від межі перепаду за висотою, мають бути огорожені захисними або страхувальними огороженнями, а за

відстані більше ніж 2 м - сигнальними огороженнями, що відповідають вимогам державних стандартів.

У процесі переміщення конструкцій на місце встановлення за допомогою крана монтажники зобов'язані дотримуватися таких габаритів наближення їх до раніше встановлених конструкцій та існуючих будівель і споруд:

- допустиме наближення стріли крана - не більше 1 м;
- мінімальний зазор при перенесенні конструкцій над раніше встановленими - 0,5 м;
- допустиме наближення поворотної частини вантажопідйомного крана не менше 1 м.

Для запобігання обвалення опалубки від дії динамічних навантажень (бетону, вітру тощо) необхідно влаштовувати додаткові кріплення (розчалки, розпірки тощо) згідно з проектом виконання робіт.

Під час подачі бетону за допомогою бетоновода необхідно:

- здійснювати роботи з монтажу, демонтажу та ремонту бетоноводів, а також видалення з них пробок тільки після зниження тиску до атмосферного;
- видаляти всіх, хто працює, від бетоновода на час продування на відстань не менше 10 м.
- до роботи з електровібраторами допускаються бетонщики, які мають II групу з електробезпеки.
- при ущільненні бетонної суміші електровібраторами бетонщики зобов'язані виконувати такі вимоги:
  - відключати електровібратор при перервах у роботі та переході в процесі бетонування з одного місця на інше;
  - переміщати майданчиковий вібратор під час ущільнення бетонної суміші за допомогою гнучких тяг;
  - вимикати вібратор на 5-7 хв для охолодження через кожні 30-35 хв роботи;
  - навішувати електропроводку вібратора, а не прокладати по укладеному бетону.

Розбирати і пересувати опалубку слід тільки з дозволу керівника робіт. Під час розбирання опалубки слід вживати заходів проти випадкового падіння елементів опалубки, обвалення підтримувальних риштувань і конструкцій.

Забороняється складувати елементи опалубки, що розбираються, на риштуваннях (риштуваннях) або робочих настилах, а також скидати їх з висоти.

## 5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

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

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 пилю. 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 [28].

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

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

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

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

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

Для визначення ступеня руйнувань чи ушкоджень:

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

Вихідними даними для оцінки фізичної стійкості є: конструктивні особливості елемента, його форма, вага, габарити, характеристики міцності [30]. 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, створених 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 цій кваліфікаційній роботі було розроблено проєкт на будівництво виставкової арт-галереї у м. Рівне.

У результаті виконання кваліфікаційної роботи було досягнуто таких результатів:

- здійснено варіантне проектування і техніко-економічне порівняння трьох варіантів плит перекриттів, у результаті якого було ухвалено рішення використати перший варіант, як більш зручний і дешевий;

- виконано основні архітектурно-будівельні креслення по об'єкту, в якому вирішено питання планування, оздоблення та організації приміщень усередині будівлі, зроблено теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій;

- виконано моделювання споруди в скінченно-елементному програмному комплексі, зроблено розрахунки основних несучих елементів будівлі;

- виконано варіантне проектування пальового фундаменту із забивних і буронабивних паль, у результаті розрахунку було обрано буронабивні палі завдовжки 12 м, як найбільш ефективні;

- проведено скінченно-елементне моделювання плити перекриття та визначено найбільш раціональний варіант її влаштування;

Графічна частина відображає основні рішення, прийняті в проєкті. У рамках проєкту було вивчено нормативно-технічну та правову літературу з цієї теми.

## 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, 2003.
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
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. 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. 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>

15. 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>)

16. 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 IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020)*. – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

17. 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.

18. 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.

19. Конончук, Олександр Петрович, et al. "Використання неруйнівних методів контролю при дослідженні залізобетонних конструкцій." *Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“* (2022): 11-12.

20. O.Kononchuk, V.Iasnii, N. Lutsyk, Prediction of reinforced concrete structures behavior using finite element method, *Procedia Structural Integrity*, Volume 36, 2022, Pages 177-181, ISSN 2452-

3216,<https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.021>.(<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000221>)

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

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

25. ДСТУ 2293–99 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять.

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

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

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

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

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

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

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