

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 офісного центру в Одесі з

моделюванням роботи каркасу

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

(шифр і назва спеціальності)

	<u>Сливка І.М.</u> (прізвище та ініціали)
Керівник	<u>Крамар Г.М.</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 Сливці Ігорю Миколайовичу  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект офісного центру в Одесі з моделюванням роботи каркасу

Керівник роботи Крамар Галина Михайлівна, к.т.н., доц.  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

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

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

3. Вихідні дані до роботи \_\_\_\_\_

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

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

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



## ЗМІСТ

ВСТУП .....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ .....	8
1.1 Опис об'єкта капітального будівництва .....	8
1.2 Характеристики місця будівництва .....	8
1.3 Планувальні рішення .....	9
1.4 Конструктивне рішення .....	10
1.5 Зовнішнє оздоблення .....	10
1.6 Внутрішнє оздоблення .....	11
1.7 Заходи щодо маломобільних груп населення .....	11
1.8 Стоянки автомобілів .....	12
1.9 Варіантне проектування .....	12
1.9.1 Варіант 1 - монолітне перекриття .....	12
1.9.2 Варіант 2 - Збірне перекриття .....	14
1.9.3 Обрання конструкції .....	15
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ .....	16
2.1 Вихідні дані .....	16
2.2 Збір навантажень .....	16
2.2.1 Постійне навантаження .....	16
2.2.2 Снігове навантаження .....	17
2.3 Вітрове навантаження .....	18
2.4 Корисне навантаження .....	20
2.4.1 Корисне навантаження від підлоги та перегородок .....	20
2.4.2 Навантаження від транспортних засобів .....	21
2.4.3 Навантаження від ґрунту на підземну частину будівлі .....	22
2.4 Армування монолітної колони .....	23
2.4.1 Розрахунок армування монолітної колони .....	23
2.4.2 Результати експертизи підібраного перерізу монолітної колони .....	26
2.4.3 Конструювання армування .....	29

2.5 Розрахунок армування плити перекриття на позначці -12,120 у ПК SCAD	29
.....	29
2.5.1 Результати підбору арматури.....	31
2.6 Розрахунок армування плити перекриття на позначці +13,130 у ПК SCAD	35
.....	35
2.6.1 Результати підбору арматури.....	37
2.7 Розрахунок армування монолітної балки на позначці -12,120 у ПК SCAD	39
.....	39
2.8 Розрахунок армування підземної монолітної стіни в ПК SCAD .....	39
2.8.1 Результати підбору арматури.....	41
2.9 Проектування фундаментів.....	43
2.9.1 Оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва.....	44
2.9.2 Розрахунок фундаментної плити.....	45
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА .....	50
3.1 Створення розрахункової схеми.....	50
3.2 Результати розрахунку від прикладених навантажень.....	51
3.3 Переміщення консольної частини .....	53
3.4 Результати розрахунку фундаментної плити на пружній основі.....	53
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	54
4.1 Охорона праці.....	54
4.1.1 Законодавчі акти України .....	54
4.1.2 Рішення з охорони праці .....	56
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях .....	58
4.2.1 Заходи з та пожежної безпеки .....	58
ВИСНОВКИ .....	60
БІБЛІОГРАФІЯ .....	61

## ВСТУП

В Одесі історично склалася полігалузева структура економіки. Поряд із традиційними виробничими секторами, дедалі активніше розвивається будівельна індустрія, індустрія сервісу, освіта й охорона здоров'я, виробництво ідей і технологій, зокрема й у соціальній сфері, що дають змогу місту зберегти лідируючі позиції та розвинути свою інвестиційну привабливість.

Політика міста спрямована на розвиток підприємницької діяльності, у зв'язку з цим активно відкриваються організації із задоволення соціальних потреб міста.

Офісний комплекс має сучасний зовнішній вигляд, що підкреслить архітектуру міста і на нього відкриватиметься красивий вигляд з багатьох частин міста.

**Актуальність теми.** Будівництво офісного центру в Одесі дозволить компаніям об'єднувати свої офісні приміщення в одному місці. Це сприяє поліпшенню комунікації та співпраці між різними відділами та командами. Також, спільне використання інфраструктури, такої як конференц-зали, рецепції, кухні та інші об'єкти, сприяє економії ресурсів і зниження загальних витрат на утримання офісу.

Зручне розташування офісного центру близько до транспортних вузлів та інших ключових об'єктів, що забезпечує легкий доступ для співробітників та клієнтів. Місце розташування в сучасного офісного центру підвищить корпоративний образ компанії та зробить її більш привабливою для клієнтів та партнерів.

Зручність для співробітників: офісний центр буде створювати комфортні умови для праці, включаючи зони для відпочинку, спортивні заклади та інші зручності для підтримки добробуту співробітників.

Підтримка технологій: офісний центр обладнаний передовими технологіями, що полегшує впровадження інновацій та забезпечує високий рівень технічної підтримки.

**Мета роботи:** Розробка проекту офісного центру з моделюванням роботи каркасу.

**Об'єкт досліджень** – залізобетонний каркас громадської будівлі.

**Предмет дослідження** – деформації в залізобетонному каркасі громадської будівлі в просторовій постановці від дії експлуатаційних навантажень.

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

**Завдання роботи:**

- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення будівлі офісного центру;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій будівлі офісного центру;
- створити скінченно-елементну модель залізобетонного каркасу та визначити величини деформації залізобетонного каркасу в просторовій постановці від дії експлуатаційних навантажень;
- 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 роботи просторового залізобетонного каркасу 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:** ЗАЛІЗОБЕТОННИЙ КАРКАС, ГРОМАДСЬКА БУДІВЛЯ, СКІНЧЕННІ ЕЛЕМЕНТИ.



## РОЗДІЛ 1

### АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

#### 1.1 Опис об'єкта капітального будівництва

Проект розроблено на підставі завдання на проектування.

Проектована будівля складається з надземної частини - 16 поверхів і підземної частини - 5 поверхів.

#### 1.2 Характеристики місця будівництва

Місце будівництва - м. Одеса.

Сніговий район - II. Вага снігового покриву (розрахункове значення) - 1,0 кПа. Вітровий район – III. Вітровий тиск (нормативне значення) - 0,5 кПа [табл. 11.1, 2]. Сейсмічність району - 6 балів.

Кліматичні характеристики [табл. 3.1, 3]:

- зона вологості: суха;
- розрахункова температура зовнішнього повітря найбільш холодної п'ятиденки, забезпеченістю 0,92:  $t_b = -22^\circ\text{C}$ ;
- тривалість опалювального періоду із середньою добовою температурою повітря  $\leq 8^\circ\text{C}$ :  $z_{оп} = 141$  добу;
- середня температура зовнішнього повітря опалювального періоду з середньою добовою температурою повітря  $\leq 8^\circ\text{C}$ :  $t_{оп} = -5,4^\circ\text{C}$ .

Проект виконано на будівництво 16 поверхової офісної будівлі з підземним автопаркувальним комплексом.

Проектом передбачається створення зовнішнього вигляду об'єкта відповідно до сучасних архітектурно-художніх вимог. Для цього ділянку обладнано малими архітектурними формами. Покриття тротуарів і доріжок виконано з бруківки зі створенням килимового малюнка контрастних кольорів, що гармонійно поєднуються із зовнішнім оздобленням фасаду проектованої будівлі.

### 1.3 Планувальні рішення

Планувальні рішення приміщень будівель розроблено з урахуванням ДБН [6].

Будівля офісного комплексу шістнадцятиповерхова в надземній частині, габаритні розміри в осях 24,0x57,0 м, прямокутна в плані. Висота поверхів становить 3,3 м. У підземній частині розташовано п'ять поверхів, габаритні розміри в осях 51,0x57,0 м, прямокутне в плані. Висота поверхів становить 4м.

На першому поверсі розташовані приміщення пожежо-охоронної сигналізації, приміщення відеоспостереження, приміщення зберігання прибирального інвентарю та техніки, офіси, хол, санвузли.

На інших поверхах надземної частини розташовані офісні кабінети. У першому підземному поверсі розташовані заїзди і виїзди автомобільного транспорту, і контрольні кімнати для стеження за паркувальними місцями, а також кімната технічного обслуговування автомобілів. Решта підземних поверхів призначені для паркування автомобільного транспорту співробітників і клієнтів офісного комплексу.

Зв'язок між поверхами здійснюється сходами типу Л1, які є евакуаційними на випадок пожежі.

Два евакуаційні виходи з підземної частини передбачено безпосередньо назовні сходами.

Головний вхід для відвідувачів розташовано з боку проїжджої частини між осями 6 і 7, запроектовано обертові двері з трьох дверей, які кріпляться на центральному валу та обертаються за вертикальною віссю, а також двері між осями 5-6, і 7-8. Крім основного входу запроектовано два додаткові входи між осями "В" і "Г".

При головному вході проектом передбачено двоє сходів для зв'язку між надземними та підземними поверхами. По осі "Г" при вході передбачено додаткові сходи рівновіддалені від основного входу.

## 1.4 Конструктивне рішення

Фундаменти - монолітна плита.

Колони підземної частини - монолітні залізобетонні, перетином 400x600; 800x1000мм.

Колони надземної частини - монолітні залізобетонні, перетином 400x600мм.

Прив'язка колон до головних розбивочних осей - центральна. Головні балки - монолітні залізобетонні, перетином 400x600мм.

Плити перекриттів підземної частини - монолітні залізобетонні, товщиною 200 мм.

Плити перекриттів і покриттів надземної частини - монолітні залізобетонні, товщиною 200 мм.

Зовнішні стіни підземної частини - монолітні залізобетонні, товщиною 600мм, внутрішні стіни підземної частини - монолітні залізобетонні, товщиною 300мм.

Зовнішні стіни надземної частини - монолітні залізобетонні, товщиною 200мм, внутрішні стіни надземної частини - монолітні залізобетонні, товщиною 200мм.

Зовнішні стіни надземної частини - із цегли товщ. 250 мм суцільної кладки.

## 1.5 Зовнішнє оздоблення

Зовнішні стіни облицьовані фасадною плиткою чорного кольору RAL 9005, помаранчевого кольору RAL 2007, сірого кольору 7043

Утеплювач стін - мінераловатні плити П-125;  $\lambda = 0,046 \text{ Вт/}^\circ\text{С}$  - 120мм.

Утеплювач підлоги в підвалі - "ПІНОПЛЕКС-35"  $\lambda = 0,030 \text{ Вт/}^\circ\text{С}$ , товщиною 100 мм.

Цоколь облицьований клінкерною плиткою чорного кольору RAL 9005.

Утеплювач - екструдований пінополістирол;  $\lambda = 0,048 \text{ Вт / }^\circ\text{С}$  - 200мм.

Покрівельний килим - Техноеласт ЕКП.

Вікна - блоки віконні ПВХ, колір чорний.

Двері зовнішні - з профілю ПВХ, колір білий. Вітражі посилені ударостійкою плівкою.

### **1.6 Внутрішнє оздоблення**

Внутрішнє оздоблення - штукатурка і фарбування водоемульсійною фарбою, облицювання стін у санітарно-побутових приміщеннях керамічною плиткою.

Підлоги - відповідно до функціонального призначення приміщень: з покриттям керамогранітом, підлоговою плиткою.

Влаштування підлог і внутрішні оздоблювальні роботи проводити після закінчення монтажу всіх інженерних комунікацій.

У всіх приміщеннях передбачено природне та штучне освітлення.

### **1.7 Заходи щодо маломобільних груп населення**

Генеральний план і благоустрій території виконано з урахуванням з будівлі умов для інвалідів і маломобільних груп населення:

Пішохідні доріжки і тротуари виконані шириною 3м і з ухилом до 5%; пішохідні доріжки огорожені бортовим каменем заввишки 4 см; покриття пішохідних доріжок виконано гладкою тротуарною плиткою з товщиною швів 1см;

Планування виконано з урахуванням вільного пересування інвалідних візків.

Доступність будівель і споруд для маломобільних груп населення [10]:

Ширина коридорів не менше ніж 1,8 м; Габарити ліфта не менше ніж 1,7х1,5 м.

## **1.8 Стоянки автомобілів**

У місцях проїзду і зберігання автомобілів висота приміщень від підлоги до низу конструкцій, що виступають, висота приміщенні 3,1 м.

Шляхи руху автомобілів усередині автостоянок оснащені вказівниками, що орієнтують водія.

Рампи в автостоянках мають поздовжній ухил закритих прямолінійних рамп по осі смуги руху не більше 18 %.

## **1.9 Варіантне проектування**

Початковим і не менш важливим етапом роботи над будь-яким проектом є вибір раціональної конструктивної схеми будівлі, як з економічної точки зору, так і з технологічної.

Підбираємо 2 варіанти для конструкцій перекриття на позначці -12,120 м, які порівнюємо за техніко-економічними показниками, а також достоїнствами і недоліками:

- монолітне перекриття;
- збірне перекриття.

### **1.9.1 Варіант 1 - монолітне перекриття**

Використання монолітного перекриття допомогло побудувати будівлі всіляких розмірів. У цьому варіанті не важлива ні довжина, ні ширина перекриття, вся справа лише в кількості опор. Ідеально гладка поверхня, високий ступінь звукоізоляції і тривалий термін експлуатації виносних конструкцій.

До переваг монолітної конструкції перекриття можна віднести: Висока несуча здатність;

- можливість виконання в різних формах і розмірах (округлих, овальних тощо);

- встановлення в неможливих місцях для плит перекриття;
- мають високу жаростійкість і шумоізоляційні характеристики;
- забезпечують додаткову міцність стін конструкції;
- мають невелику товщину;
- рівна поверхня перекриття полегшує штукатурні роботи;
- тривалий термін експлуатації виносних конструкцій.

До недоліків цього варіанта перекриття відносять:

- займає багато часу під час монтажу;
- обов'язкова наявність проєкту монтажу,
- проєкту конструкції перекриття;
- необхідне використання спецтехніки.

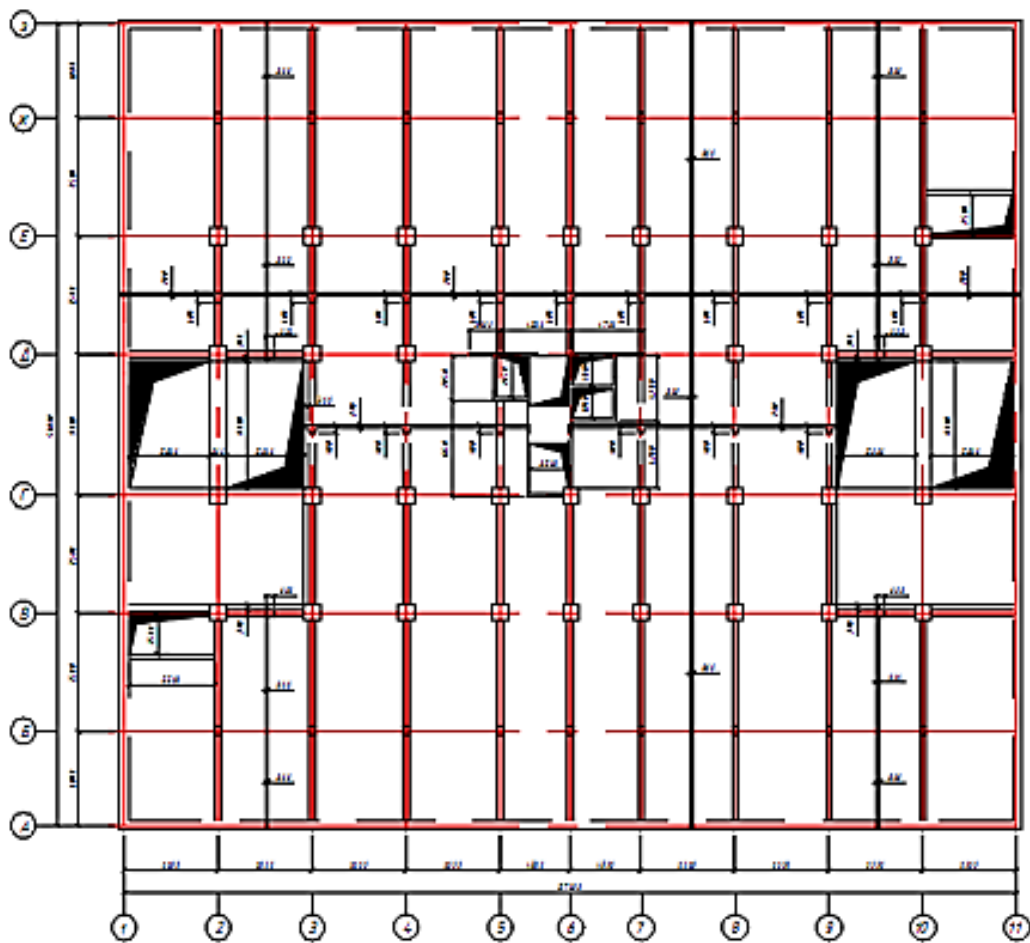


Рисунок 1.1 - Монолітне перекриття на позначці -12,120 м

## 1.9.2 Варіант 2 - Збірне перекриття

Збірні залізобетонні плити виготовляються на спеціалізованих заводах. Вони є одним із видів перекриттів, які не містять балок. Плити або панелі в цьому випадку укладаються щільно одна до одної, а щілини між ними потім закладаються.

У такому вигляді вони несуть все покладене на них навантаження. При цьому під час укладання необхідно строго дотримуватися рівня плит. З'єднувати плити між собою можна за допомогою анкерів зі сталі. Оскільки їх виготовляють заводських умовах, а тільки потім привозять на будівельний майданчик і там монтують, це значно полегшує працю будівельників, яким не доводиться заливати такі плити прямо на будівництві.

Збірні залізобетонні плити перекриття виконуються зазвичай із циліндричними порожнечами всередині, а можуть бути представлені у вигляді цілісних панелей.

Виготовляються вони з урахуванням несучої здатності перекриття, а також залежно від потрібного прольоту.

До переваг збірної конструкції перекриття можна віднести:

- висока швидкість монтажу;
- міцність і довговічність;
- простота монтажу. Укласти плити можна автокраном за допомогою кількох стропальників;
- шумоізоляція.

До недоліків збірного перекриття відносять:

- необхідність залучення вантажопідійомної техніки;
- менший рівень жорсткості порівняно з монолітним перекриттям;
- наявність прольотів між плитами, що вимагає додаткового оздоблення.

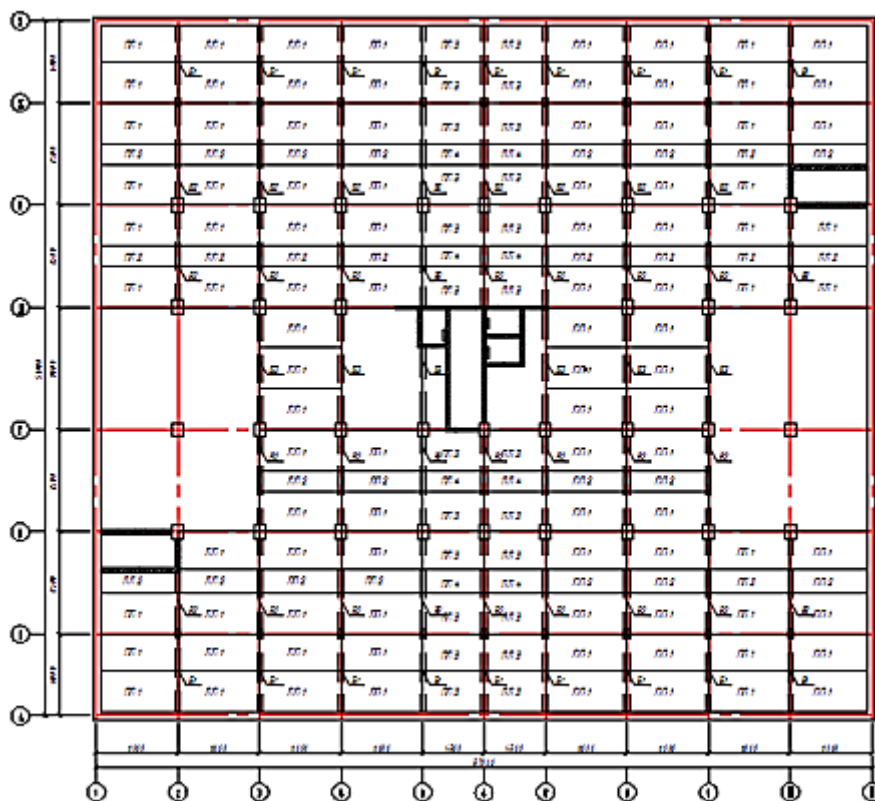


Рисунок 1.2 - Збірне перекриття на позначці -12,120 м

### 1.9.3 Обрання конструкції

На основі порівняння можна зробити такі висновки:

Варіант 1 має найбільш високу несучу здатність.

За трудомісткістю зведення переважає другий варіант, простота монтажу.

За матеріальними витратами значно вигідніше зводити монолітну залізобетонну плиту перекриття.

З перерахованих вище пунктів слід зробити висновок, що перший варіант конструктивної схеми є найбільш прийнятним. Надалі ведемо розрахунок монолітної плити перекриття.



## РОЗДІЛ 2

### РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

#### 2.1 Вихідні дані

Будівля громадського призначення. Шістнадцятиповерхова з підземними п'ятьма поверхами.

Крок колон у поперечному напрямку прийнято 6;7,5;9 м. Крок колон у поздовжньому напрямку прийнято 4,5;6 м. Прив'язка колон до координаційних осей - центральна.

Місце будівництва - м. Одеса.

Сніговий район – II.

Вага снігового покриву (розрахункове значення) - 1,0 кПа.

Вітровий тиск (нормативне значення) - 0,3 кПа.

Сейсмічність району - 7 балів.

#### 2.2 Збір навантажень

##### 2.2.1 Постійне навантаження

Постійне навантаження від власної ваги плит покриття, перекриття, колон, стін, розраховуються за програмним комплексом SCAD.

Прийняті жорсткості каркаса:

- підземні плити перекриття оперті по контуру - 200 мм;
- надземні плити перекриття і покриття оперті по контуру - 200 мм;
- зовнішні стіни підземної частини - 600 мм;
- балки 400х600мм;
- колони підземної частини 400х600; 800х1000мм;
- колони надземної частини 400х600мм;
- внутрішні стіни підземної частини 300мм;
- внутрішні та зовнішні стіни надземної частини 200мм.

### 2.2.2 Снігове навантаження

Розрахунок снігового навантаження ведеться за ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи". Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття слід приймати за формулою [2].

$$S_0 = 0,7c_e c_t \mu S_g \quad (2.1)$$

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

$c_t$  - термічний коефіцієнт;

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

$S_g$  - вага снігового покриву на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальної поверхні землі, Одеса належить до II снігового району,  $S_g = 1,0 \text{ кПа}$ , коефіцієнт  $\mu$  приймаємо рівним 1. Коефіцієнт  $c_e$  за формулою [3]

$$c_e = (1,2 - 0,1V\sqrt{k})(0,8 + 0,002b) \quad (2.2)$$

де  $V$  - швидкість вітру за 3 найхолодніші місяці,  $3\text{м/с}$ .

$k$  - за таблицею 11.2[13]  $1,03$  приймаємо рівним для типу місцевості В -  $0,69$ .

$b$  - ширина будівлі,  $57\text{м}$ .

$$c_e = (1,2 - 0,1 \cdot 3\sqrt{0,69})(0,8 + 0,002 \cdot 57) = 0,87.$$

$$c_t = 1.$$

Навантаження:

$$S_0 = 0,7 \cdot 0,87 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 = 1,1 \text{ кПа} = 1,1 \text{ кН/м}^2$$

Таким чином навантаження на плиту покриття від снігового покриву матиме вигляд, представлений на рисунку 2.1:

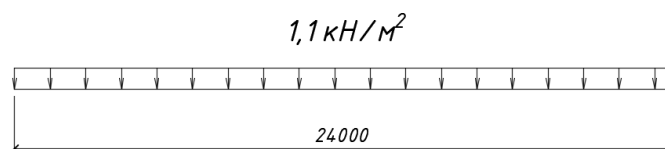


Рисунок 2.1 - Снігове навантаження на покриття

### 2.3 Вітрове навантаження

Вітрове навантаження задають виходячи з ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи".

Нормативне значення вітрового навантаження  $w_m$  над поверхнею землі слід визначати за формулою [2]:

$$w_m = w_0 k(z) c \quad (2.3)$$

де  $w_0$  - нормативне значення вітрового тиску;

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

$c$  - аеродинамічний коефіцієнт;

$w_0$  - нормативне значення вітрового тиску.

Одеса належить до III вітрового району:

$$w_0 = 0,5 \text{ кПа.}$$

Еквівалентна висота  $z$  для будівель при  $h \leq d$ , де  $h$  - висота будівлі, що дорівнює 52,8 м

$d$  - розмір будівлі в напрямку, перпендикулярному розрахунковому напрямку вітру, 24 м

$z=h=12$  м, коефіцієнт  $k(z)$  для місцевості типу В:

$$z \leq 5 \text{ м, } k(z) = 0,5; z=10 \text{ м, } k(z) = 0,65;$$

$$z=20 \text{ м, } k(z) = 0,85; z=40 \text{ м, } k(z) = 1,1; z=60 \text{ м, } k(z) = 1,3$$

$c_e = 0,8$  - з навітряного боку,  $c_e = -0,5$  - з підвітряного боку

Таким чином. нормативне вітрове навантаження з навітряного боку:

$$w_m = w_0 k(z) c = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,5 = 0,12 \text{ кПа}$$

$$w_{m2} = w_0 k(z) c = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,65 = 0,156 \text{кПа}$$

$$w_{m3} = w_0 k(z) c = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,85 = 0,204 \text{кПа}$$

$$w_{m4} = w_0 k(z) c = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 1,1 = 0,264 \text{кПа}$$

$$w_{m5} = w_0 k(z) c = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 1,3 = 0,312 \text{кПа}$$

Нормативне вітрове навантаження з підвітряного боку:

$$w_m' = w_0 k(z) c = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5 = 0,075 \text{кПа}$$

$$w_m'^2 = w_0 k(z) c = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,65 = 0,097 \text{кПа}$$

$$w_m'^3 = w_0 k(z) c = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,85 = 0,127 \text{кПа}$$

$$w_m'^4 = w_0 k(z) c = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,1 = 0,165 \text{кПа}$$

$$w_m'^5 = w_0 k(z) c = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 0,195 \text{кПа}$$

Схему прикладання вітрового навантаження для навітряного і підвітряного боку наведено на рисунку 2.2

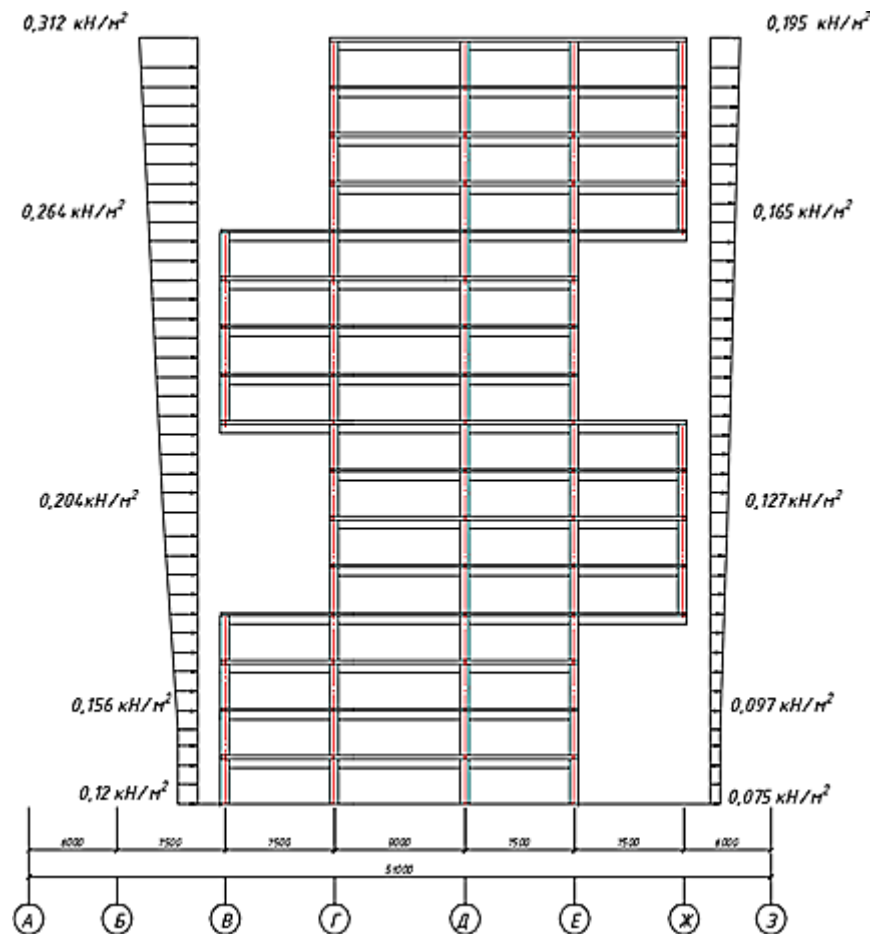


Рисунок 2.2 - Схема прикладання вітрового навантаження

## 2.4 Корисне навантаження

Нормативне значення рівномірно розподілених навантажень для офісних приміщень приймаю за таблицею 8.3 ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи".

$R=2,0$  кПа.

### 2.4.1 Корисне навантаження від підлоги та перегородок

У таблиці 2.1 відображено навантаження від покриттів і покрівлі на основні несучі конструкції будівлі.

Таблиця 2.1 - Збір навантажень від покриттів підлоги та покрівлі

Шар	Товщина	Щільність	Нормативне навантаження, кН	$\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
Перший поверх					
Гранітна плита	10мм	2400 кг/м <sup>3</sup>	0,24	1,2	0,28
Стяжка з цементно-піщаного розчину	30 мм	1800 кг/м <sup>3</sup>	0,53	1,3	0,72
усього			0,77		1,00
Решта поверхів надземної частини					
Підлогова керамічнаплитка шорсткувата	10 мм	2400 кг/м <sup>3</sup>	0,24	1,2	0,288
Стяжка з цементно-піщаного розчину	30 мм	1800 кг/м <sup>3</sup>	0,53	1,3	0,689
усього			0,77		1,00
Поверхи підземної частини					
Бетонна суміш	100 мм	3500кг/м <sup>3</sup>	3,5	1,3	4,55
усього			3,5		4,55
Покриття покрівлі					
Покрівельний килим Техноеласт 2 шари	8 мм	4,95кг/м <sup>2</sup>	0.09	1,2	0,108
Стяжка цементно-піщана	30мм	1800кг/м <sup>3</sup>	0,53	1,3	0,689
Ухилоутворювальний шар із керамзиту	200мм	400кг/м <sup>3</sup>	0,78	1,3	1,014
Екструзійний пінополістирол	180 мм	30 кг/м <sup>3</sup>	0,05	1,2	0,06
усього			1,45		1,74

Вагу від перегородок задаємо як рівномірно розподілене навантаження на перекриття в місцях їх розташування. Перегородки - цегляні товщиною 120 мм.

Разом погонний метр перегородки з червоної повнотілої цегли заввишки  $h=2,5$  метра з шаром штукатурки близько 3 см ( $b=0,15$  м) матиме вагу:

$q=p \cdot b \cdot h=1900 \cdot 0,15 \cdot 2,5=712,5$  кг/м=7,13 кН. Щоб не визначати окремо навантаження від штукатурного шару, використовуємо більше значення коефіцієнта надійності по навантаженню  $\gamma=1,2$ .

Тоді,  $q = 7,13 \cdot 1,2 = 8,56$  кН/м = 0,86 Т/м.

#### 2.4.2 Навантаження від транспортних засобів

Нормативні значення рівномірно розподілених і зосереджених навантажень для автостоянок приймають за таблицею 8.4 ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи".

Таблиця 2.2 - Зведена таблиця навантажень

Навантаження	Нормативна, кН/м <sup>2</sup>	Розрахункова, кН/м <sup>2</sup>
Покриття		
Снігова	1,1	1,54
Покрівля	1,45	1,74
Перекриття 1 поверху		
Підлога	0,77	1,00
Корисна	2	2,4
Перекриття інших поверхів		
Підлога	0,77	1,00
Корисна	2	2,4
Перекриття підземних поверхів		
Підлога	3,5	4,55
Площі паркування	3,5	4,2
Під'їзні шляхи	5	6
Перегородки	5,7	6,3

Під час розрахунку плит перекриттів на продавлювання спільно з розподіленим навантаженням слід враховувати зосереджені навантаження  $P/2$ , що прикладена на 2 квадратні площадки стороною 100 мм, розташовані на відстані 1,8 м одна від одної, у найбільш несприятливому можливому розташуванні.

Для зручності розрахунку плити, наведемо всі навантаження на несучий елемент в таблицю 2.3.

Таблиця 2.3 - Зведена таблиця навантажень

Навантаження	Нормативне, кН/м <sup>2</sup>	Розрахункове, кН/м <sup>2</sup>
Покриття		
Снігова	1,1	1,54
Покрівля	1,45	1,74
Перекриття 1 поверху		
Підлога	0,77	1,00
Корисна	2	2,4
Перекриття інших поверхів		
Підлога	0,77	1,00
Корисна	2	2,4
Перекриття підземних поверхів		
Підлога	3,5	4,55
Площі паркування	3,5	4,2
Під'їзні шляхи	5	6
Перегородки	5,7	6,3

### 2.4.3 Навантаження від ґрунту на підземну частину будівлі

На підземну частину будівлі діють 2 навантаження: постійне навантаження - дія ґрунту на стінки підземної частини; тимчасово тривале - ґрунтові води.

Горизонтальне розрахункове навантаження від тиску води на рівні защемлення стіни визначається:

$$p_w = \gamma_f \gamma_b H_{ст} b = 1 \cdot 10 \cdot 20 \cdot 1 = 200 \text{ кН/м},$$

де  $\gamma_f$  - коефіцієнт надійності за навантаженням для рідин;

$\gamma_b$  - об'ємна маса води;

$H_{ст}$  - розрахункова висота стіни;

$b$  - 1 пог. м довжини стіни.

Горизонтальне розрахункове навантаження від тиску ґрунту на рівні верху стіни визначається:

$$p_{гр1} = \gamma_f \gamma_{гр} H_1 b \tan(45^\circ - \varphi/2) = 1,15 \cdot 17 \cdot 4 \cdot \tan(45^\circ - 30/2) = 26,07 \text{ кН/м};$$

Горизонтальне розрахункове навантаження від тиску ґрунту на рівні защемлення стіни визначається:

$$p_{гр1} = \gamma_f \gamma_{гр} H_1 b \tan(45^\circ - \varphi/2) = 1,15 \cdot 17 \cdot 20 \cdot \tan(45^\circ - 30/2) = 130,33 \text{ кН/м}.$$

де  $\gamma_f$  - коефіцієнт надійності за навантаженням для насипних ґрунтів;

$H_1$  - висота обсіпання;

$\varphi$  - кут внутрішнього тертя обсіпання.

Фундаментна плита цієї схеми задається на пружній основі відповідно до геологічного розрізу місця будівництва. Оскільки плита на пружній основі, то зв'язками за вертикальною віссю  $z$  слугуватимуть коефіцієнти Постелі. Задаємо майданчик для будівництва за допомогою програмного комплексу  $S_{gross}$ .

Розрахункове поєднання навантажень наводиться за п.6 [2]:

$$S_1 = P_d + (1,0 \cdot P_{t1} + 1,0 \cdot P_{t2} + 0,9 \cdot P_{t3} + 0,7 \cdot P_{t4} + 1,0 \cdot P_{t5} + 1,0 \cdot P_{t6} + 1,0 \cdot P_{t7}); \quad (2.4)$$

$P_d$  - постійне навантаження (власна вага конструкцій);

$P_{t1}$  - корисне навантаження;

$P_{t2}$  - навантаження від підлоги та перегородок;

$P_{t3}$  - снігове навантаження;

$P_{t4}$  - вітрове навантаження;

$P_{t5}$  - навантаження від транспорту;

$P_{t6}$  - постійне навантаження від ґрунту;

$P_{t8}$  - тимчасове тривале навантаження від ґрунтових вод.

## 2.4 Армування монолітної колони

### 2.4.1 Розрахунок армування монолітної колони

Розрахунок проводимо в програмному комплексі SCAD, розглядаємо колону KM1 на 5 підземних поверхів із перерізом 800x1000мм і проводимо експертизу підібраного перерізу.

На рисунку 2.8, 2.9 представлено епюри зусиль вертикальних елементів, обчислений у програмному комплексі SCAD від першого поєднання зусиль, як найнесприятливішого.



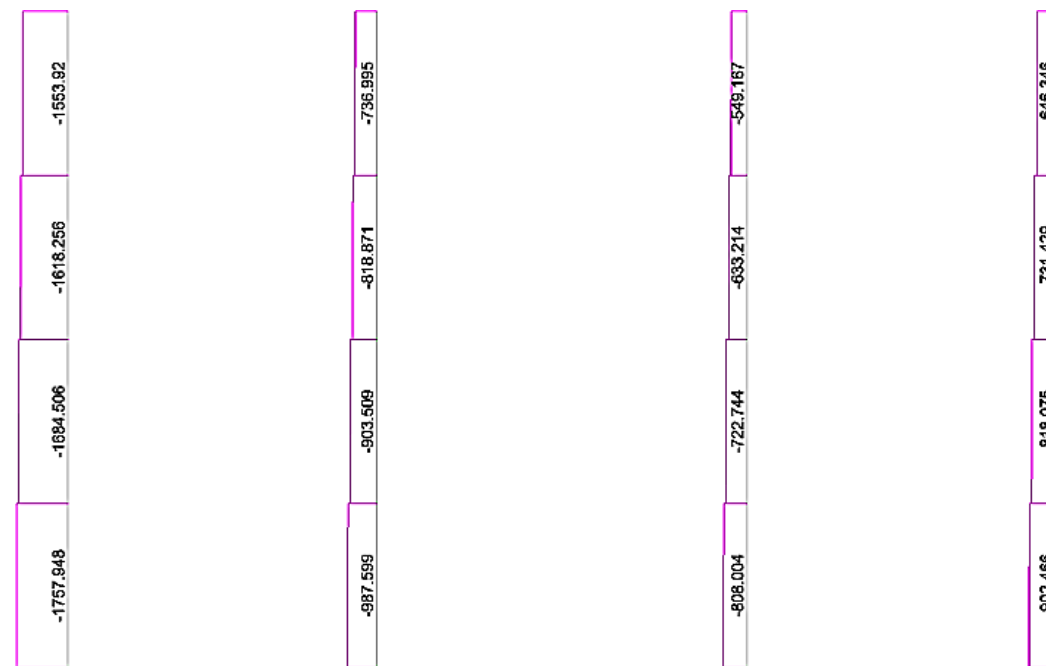


Рисунок 2.3 - Епюра зусиль N, т

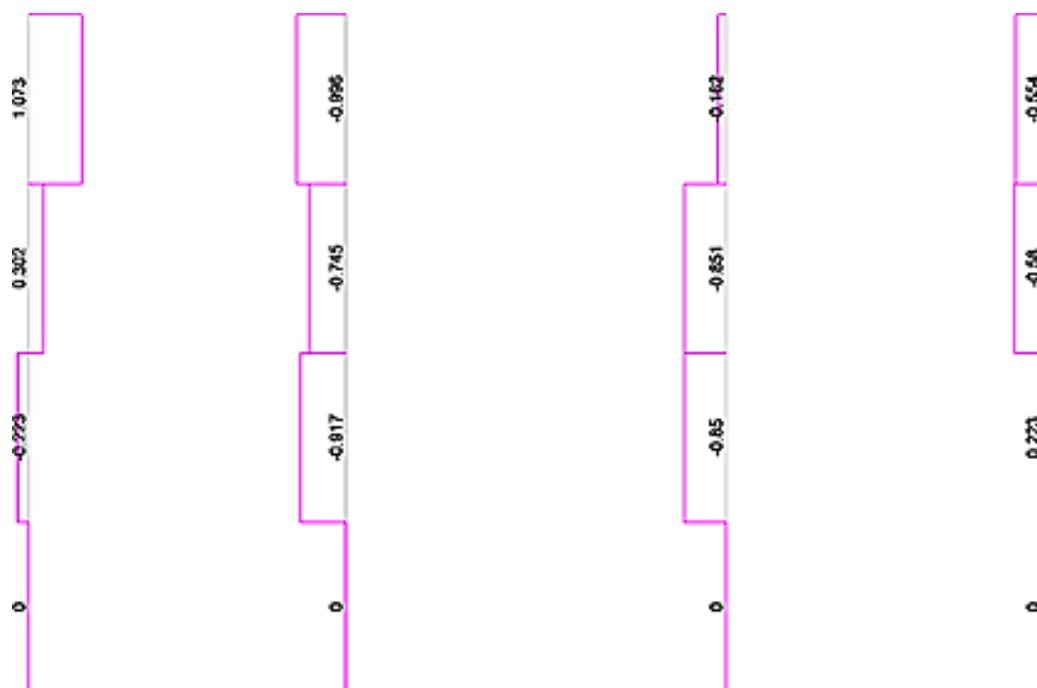


Рисунок 2.4 - Згинальні моменти M, тм

Формуємо звіт з підбору арматури для колони КМ1 підземної частини будівлі.

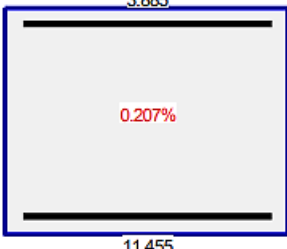
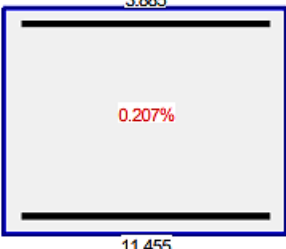
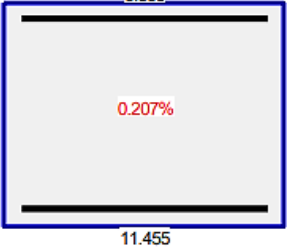
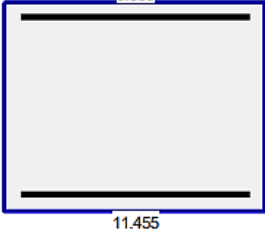
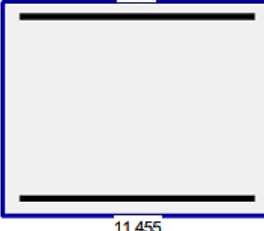

Таблиця 2.4 Характеристики елемента № 321.

Бетон	Арматура		Відстань до ц.в. арматури	
			a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>
	Позд.	Попер.	мм	мм
C20/25	A-400	A-240	60	60

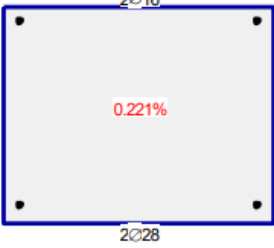
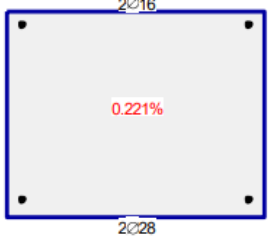
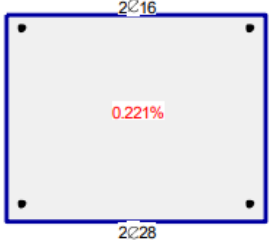
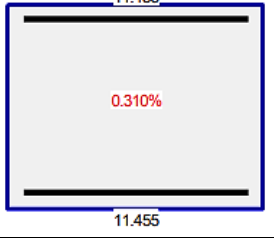
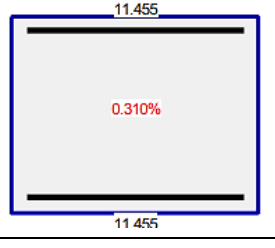
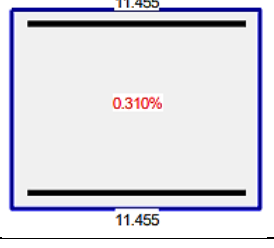
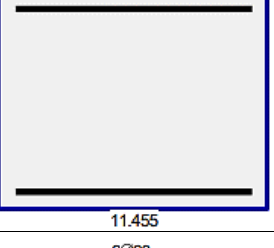
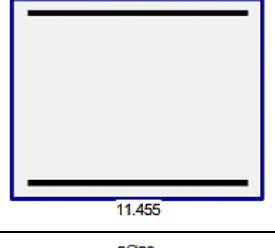
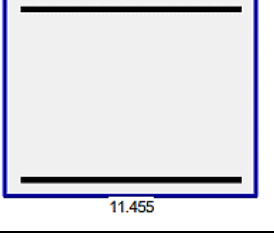
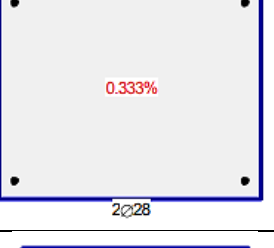
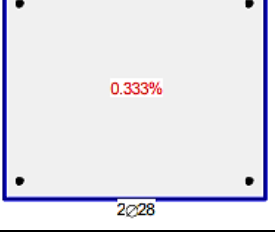
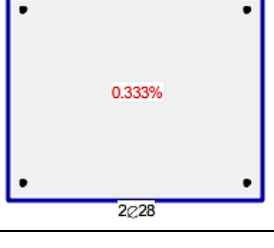
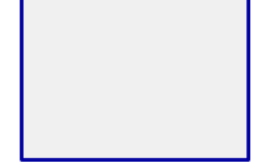
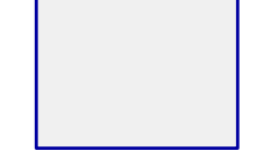
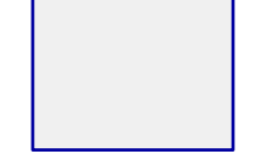
Таблиця 2.5 Площа поздовжнього армування

Перетин		Поздовжня арматура				
		Несиметрична			Симетрична	
		S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	%	S <sub>1</sub>	%
		см <sup>2</sup>	см <sup>2</sup>		см <sup>2</sup>	
1	+	11.45	3.88	0.207	11.45	0.31
2	+	11.45	3.88	0.207	11.45	0.31
3	+	11.45	3.88	0.207	11.45	0.31

Таблиця 2.6 Площі армування

Арматура		Перетин		
		1	2	3
ПОЗДОВЖНЯ несиметрична	см <sup>2</sup>			
	см <sup>2</sup>			

Таблиця 2.7 Армування перерізів

Арматура		Перетин		
		1	2	3
ПОЗДОВЖНЯ несиметрична	Ø мм			
ПОЗДОВЖНЯ симетрична	см <sup>2</sup>			
ПОЗДОВЖНЯ симетрична	см <sup>2</sup>			
ПОЗДОВЖНЯ симетрична	Øмм			
поперечна	см <sup>2</sup> /м			

Приймаємо поздовжню арматуру 4ф28А400, і 4ф16А400.

#### 2.4.2 Результати експертизи підбраного перерізу монолітної колони

Коефіцієнт надійності за відповідальністю  $\gamma_n = 1$ . Тип елемента – Згинається.  
Напружений стан - одновісний вигин.

Таблиця 2.8 Коефіцієнти врахування сейсмічного впливу

Нормальні перерізи	0
Похилі перерізи	0

Таблиця 2.9 Характеристики армування

Відстань до ц.в. арматури		
$a_1$		$a_2$
мм		мм
60		60
Арматура	Клас	Коефіцієнт умов роботи
Поздовжня	A-400	1
Поперечна	A-240	1

Бетон. Вид бетону: важкий, клас бетону: C20/25. Умови твердіння: природні, коефіцієнт умов твердіння 1.

Таблиця 2.10 Коефіцієнти умов роботи бетону

$\gamma_{b2}$	Врахування навантажень тривалої дії	0.9
$\gamma_{b1}$	результуючий коефіцієнт без $\gamma_{b2}$	1

Вологість повітря навколишнього середовища - 40-75%. Тріщиностійкість. Категорія тріщиностійкості – 3. Умови експлуатації конструкції: У приміщенні режим вологості бетону - природна вологість Допустима ширина розкриття тріщин: нетривале розкриття 0.4 мм, тривале розкриття 0.3 мм.

Таблиця 2.11 - Вихідні дані для розрахунку армування колони

Фактор	Буквене позначення	Значення	Одиниці виміру
Поздовжня сила від усіх вертикальних навантажень	$N_v$	17579,5 кН	кН
Згинальний момент від горизонтальних навантажень	$M_h$	10,73	кНм
Довжина колони	$l$	4,0	м
Ширина перерізу колони	$b$	0,8	м
Висота перерізу колони	$h$	1	м

Таблиця 2.12 Фізико-механічні характеристики бетону та арматури

Захисний шар арматури	$a = \iota'$	60	мм
Арматура класу А400			
Розрахунковий опір розтягуванню	$R_s$	355	МПа
Розрахунковий опір стисненню	$R_{sc}$	355	МПа
Модуль пружності	$E_s$	2000000	МПа
Клас бетону С20/25			
Розрахунковий опір стисненню	$R_b$	14,5	МПа
Модуль пружності	$E_b$	30000	МПа

Висота робочої зони:

$$h_0 = h - a = 1000 - 60 = 940 \text{ мм.}$$

Величина початкового ексцентриситету:

$$e_0 = \frac{M}{N_v} = \frac{10,73}{17579,5} = 0,0006\text{м} = 0,6\text{мм}$$

Обчислюємо величину випадкового ексцентриситету

$$e_a = \frac{l_0}{600} = \frac{2,8}{600} = 0,0046\text{м} = 4,6 \text{ мм}$$

$$e_a = \frac{h}{30} = \frac{1}{30} = 0,033\text{м} = 33,3 \text{ мм}$$

$$e_a = 1 \text{ см}$$

Робоча висота перетину:

$$h_0 = h - a = 1 - 0,06 = 0,94\text{м}$$

Визначаємо гнучкість колони:

$$\frac{l_0}{h} = \frac{0,7 \cdot 4}{1} = 2,8 < 4,0$$

Отже, врахування впливу прогину колони на початковий ексцентриситет не потрібне.

Якщо значення  $\alpha' = 50 \text{ мм}$  не перевищує  $0,15 \cdot h_0 = 0,15 \cdot 940 = 141 \text{ мм}$ , необхідну кількість симетричної арматури можна визначити залежно від відносної величини поздовжньої сили:

$$a_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{175795}{14,5 \cdot 100 \cdot 80} = 1,515$$

оскільки  $a_n > \xi_R = 0,761$

де

$$a_{m1} = \frac{M+N(h_0+a)/2}{R_b b h^2_0} = \frac{107,3+17579,5(94-6)/2}{14,5 \cdot 80 \cdot 94^2} = 0,076$$

$$\delta = \frac{a}{h_0} = 0,064$$

$$\xi = (a_n + \xi_R)2 = \frac{1,515+0,761}{2} = 1,14$$

Площа арматури за мінімальним коефіцієнтом армування

$$\mu_{min} = 0,15\%.$$

$$A_s = \mu_{min} b h_0 = 0,0015 \cdot 80 \cdot 94 = 11,28 \text{ см}^2.$$

Приймаємо армування 4φ28А400 і 4φ16А400.

Схема армування представлена в графічній частині проєкту.

### 2.4.3 Конструювання армування

Колона армується зварним просторовим каркасом.

- переріз колони розмірами  $b = 800$  мм,  $h = 1000$  мм;

- захисний шар  $a = a' = 60$  мм;

- бетон важкий класу С20/25 ( $R_b = 14,5$  МПа за  $g_{b2} = 0,9$ ;  $E_b = 3 \cdot 10^4$ );

арматура класу А400 ( $R_s = R_{sc} = 355$  МПа);

Конструкція поперечної арматури повинна забезпечувати закріплення стиснутих стрижнів від бічного випучування в будь-якому напрямку.

Поперечна арматура повинна встановлюватися біля всіх поверхонь колони, поблизу яких ставиться поздовжня арматура.

Для утворення просторового каркаса плоскі зварні сітки, розташовані біля протилежних граней колони, з'єднані між собою поперечними стрижнями, привареними контактним точковим зварюванням до кутових поздовжніх стрижнів каркасів.

### 2.5 Розрахунок армування плити перекриття на позначці -12,120 у ПК SCAD

Розрахунок проводимо в програмному комплексі SCAD, розглядаємо плиту перекриття ПМЗ на позначці -12,120м, завтовшки 200мм і проводимо армування цього елемента.

На рисунках 2.5-2.8 представлено епюри армування плити, обчислені в програмному комплексі SCAD від першого поєднання зусиль, як найнесприятливішого.

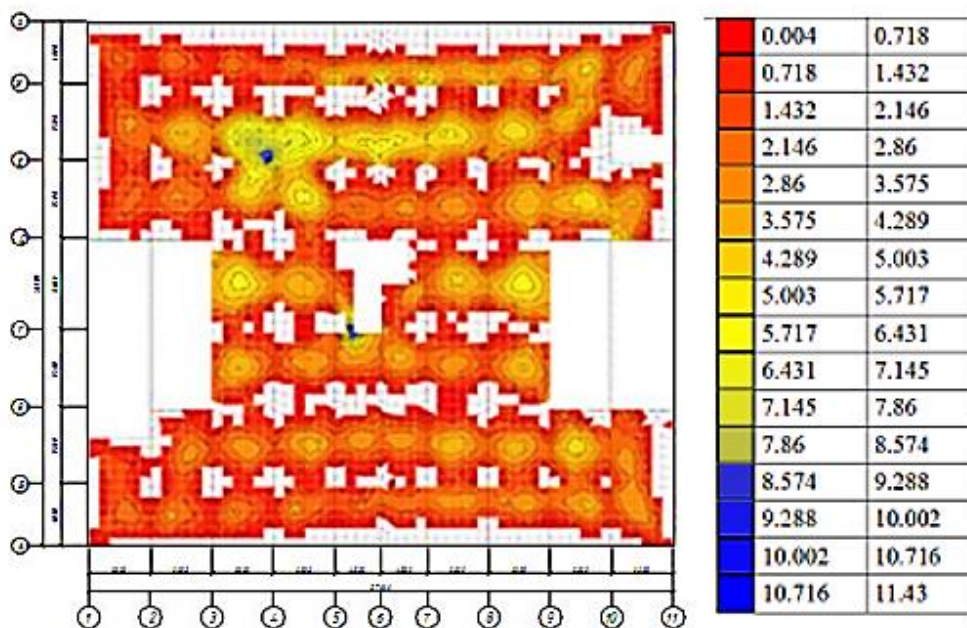


Рисунок 2.5 - Армування монолітної плити з інтенсивністю  $S_1$  нижня по x

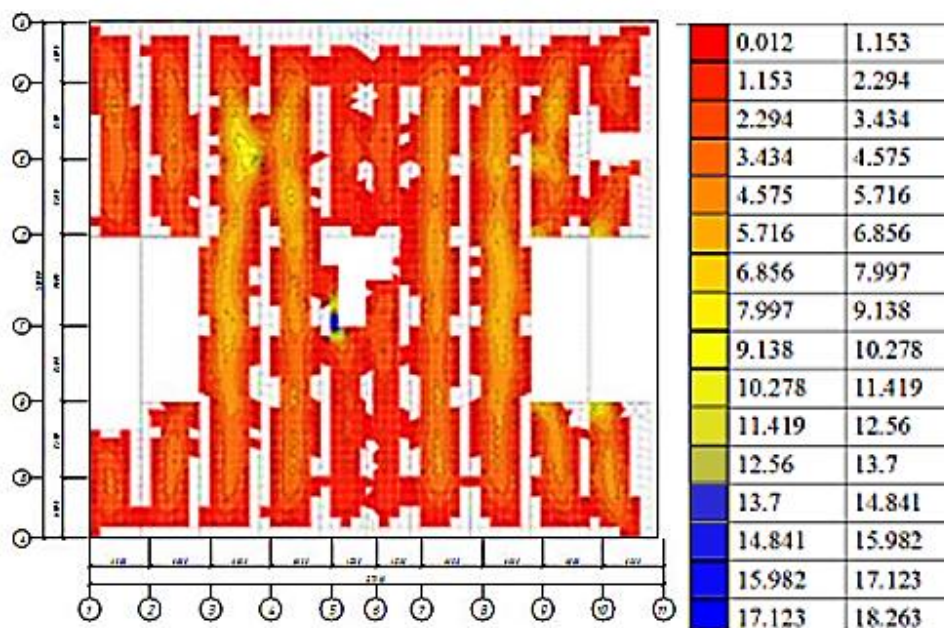


Рисунок 2.6 - Армування монолітної плити з інтенсивністю  $S_3$  нижня по y



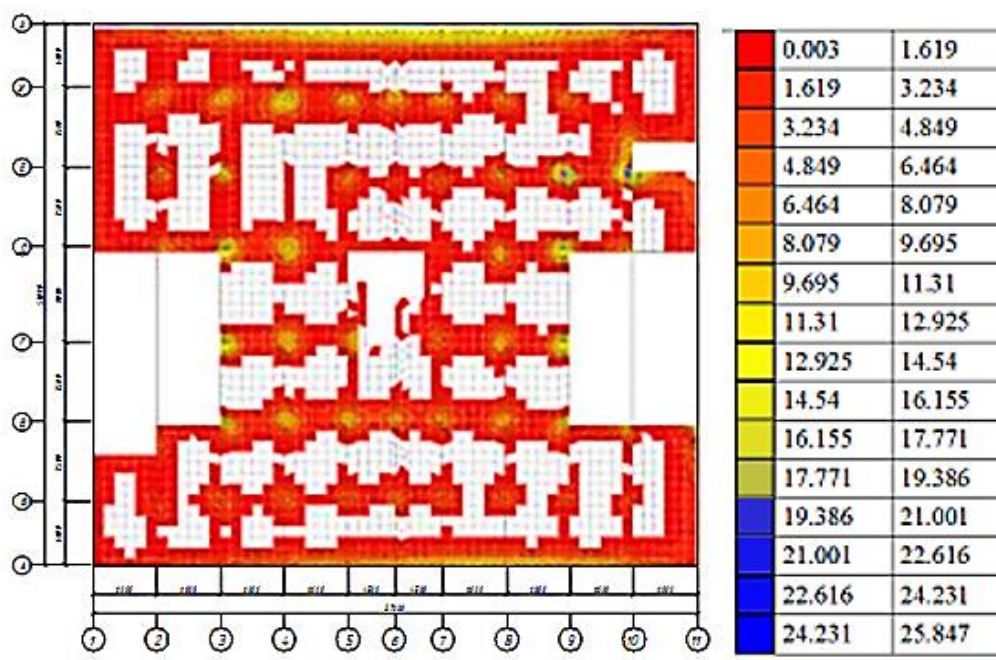


Рисунок 2.7 - Армування монолітної плити з інтенсивністю  $S_2$  верхня по x

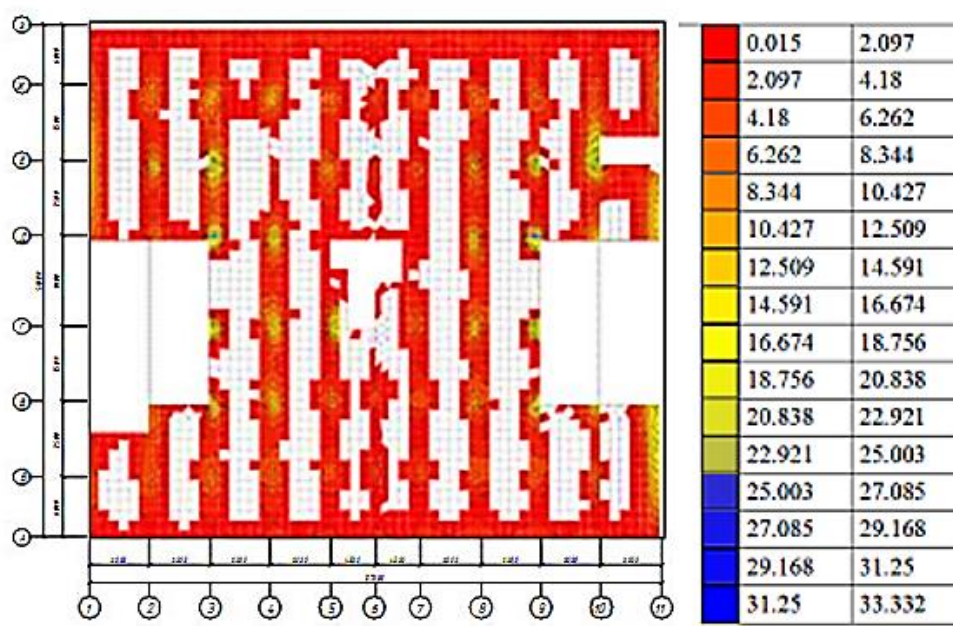


Рисунок 2.8 - Армування монолітної плити з інтенсивністю  $S_4$  верхня по y

### 2.5.1 Результати підбору арматури

Розрахунок виконано за діючими нормами. Конструктивна група - плита на позначці -12,120м. Коефіцієнт надійності за відповідальністю  $\gamma_n = 1$ . Тип елемента – плита, товщина 200 мм.

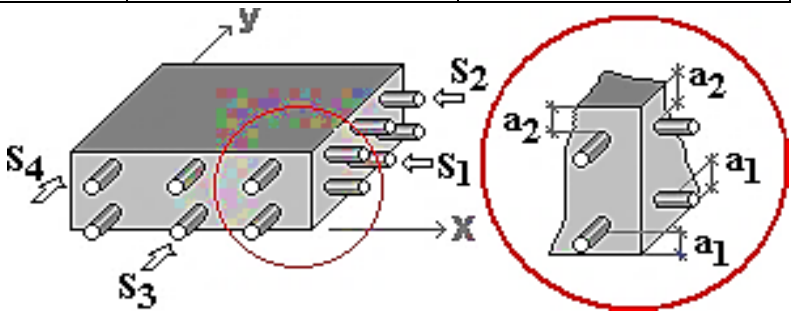


Таблиця 2.13 Коефіцієнти врахування сейсмічного впливу

Нормальні перерізи	1
Похилі перерізи	1

Таблиця 2.14 Характеристики армування плити перекриття

Відстань до ц.в. арматури			
$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$
мм	мм	мм	мм
30	30	0	0



Таблиця 2.15 Коефіцієнти умов роботи арматури

Арматура	Клас	Коефіцієнт умов роботи
Поздовжня	A-400	1
Поперечна	A-240	1

Бетон. Вид бетону: важкий, клас бетону: C20/25. Умови твердіння: Природне коефіцієнт умов твердіння 1.

Таблиця 2.16 Коефіцієнти умов роботи бетону

$\gamma_{b2}$	врахування навантажень тривалої дії	0.9
	результуючий коефіцієнт без $\gamma_{b2}$	1

Таблиця 2.17 Площі армування перерізів плити перекриття

№ елемента	Тип	Поздовжня арматура інтенсивність у см <sup>2</sup> / м діаметри (Ø) у мм крок (S) у мм					
		За X			За Y		
		S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	%	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	%
7011	Ø		1.787	0.128	0.396	1.185	0.113
	Ø / S		1.787	0.135	0.396	1.185	0.14
7012	Ø		3.165	0.226	0.471	1.743	0.158
	Ø / S		3.165	0.231	0.471	1.743	0.185
7013	Ø		4.204	0.3		1.851	0.132
	Ø / S		4.204	0.314		1.851	0.135
7014	Ø	1.567	1.737	0.236	1.737	1.545	0.234
	Ø / S	1.567	1.737	0.255	1.737	1.545	0.255
7015	Ø	1.117	1.225	0.167	0.212	3.091	0.236
	Ø / S	1.117	1.225	0.171	0.212	3.091	0.275
7016	Ø	0.887	1.448	0.167	2.091	0.211	0.164
7011	Ø		1.787	0.128	0.396	1.185	0.113
	Ø / S		1.787	0.135	0.396	1.185	0.14
7012	Ø		3.165	0.226	0.471	1.743	0.158
	Ø / S		3.165	0.231	0.471	1.743	0.185
7013	Ø		4.204	0.3		1.851	0.132
	Ø / S		4.204	0.314		1.851	0.135
7014	Ø	1.567	1.737	0.236	1.737	1.545	0.234
	Ø / S	1.567	1.737	0.255	1.737	1.545	0.255
	Ø / S		4.174	0.314		1.929	0.14
7021	Ø		4.684	0.335		2.271	0.162
	Ø / S		4.684	0.359		2.271	0.162
7022	Ø	0.101	0.977	0.077	0.685	0.137	0.059
	Ø / S	0.101	0.977	0.131	0.685	0.137	0.101
7023	Ø	1.801		0.129	2.377		0.17
	Ø / S	1.801		0.135	2.377		0.18
7024	Ø		1.53	0.109		1.62	0.116
	Ø / S		1.53	0.12		1.62	0.12
7025	Ø	0.6	0.511	0.079		1.798	0.128
	Ø / S	0.6	0.511	0.101		1.798	0.135
	Ø / S		2.035	0.16		3.986	0.287
7031	Ø	1.611	0.534	0.153	1.336	0.838	0.155
	Ø / S	1.611	0.534	0.17	1.336	0.838	0.168
7032	Ø		2.205	0.158		5.092	0.364
	Ø / S		2.205	0.16		5.092	0.366
7033	Ø		2.144	0.153		5.94	0.424
	Ø / S		2.144	0.16		5.94	0.44
7034	Ø	0.592	0.617	0.086	0.64	0.772	0.101
	Ø / S	0.592	0.617	0.101	0.64	0.772	0.108
7035	Ø	1.015	0.456	0.105	0.904	0.681	0.113
	Ø / S	1.015	0.456	0.131	0.904	0.681	0.118
7041	Ø	0.938	0.374	0.094		2.333	0.167
	Ø / S	0.938	0.374	0.118		2.333	0.18

Продовження таблиці 2.17

7042	Ø	1.822		0.13	3.47		0.248
	Ø /S	1.822		0.135	3.47		0.269
7043	Ø	1.31		0.094	1.712		0.122
	Ø /S	1.31		0.101	1.712		0.135
7044	Ø		2.571	0.184		4.059	0.29
	Ø /S		2.571	0.187		4.059	0.314
7045	Ø	0.117	0.734	0.061	1.791		0.128
7051	Ø		7.354	0.525		1.392	0.099
	Ø /S		7.354	0.539		1.392	0.101
7052	Ø	0.44	2.712	0.225	1.207	1.176	0.17
	Ø /S	0.44	2.712	0.252	1.207	1.176	0.18
7053	Ø	0.517	2.183	0.193	1.17	0.556	0.123
	Ø /S	0.517	2.183	0.211	1.17	0.556	0.14
7054	Ø	1.469		0.105	1.897		0.136
	Ø /S	1.469		0.12	1.897		0.14
7055	Ø	2.138	0.273	0.172	2.474		0.177
	Ø /S	2.138	0.273	0.211	2.474		0.18
	Ø /S	0.938	0.374	0.118		2.333	0.18
9554	Ø	0.361	1.062	0.102		1.738	0.124
	Ø /S	0.361	1.062	0.131		1.738	0.135
9555	Ø		9.428	0.673		6.257	0.447
	Ø /S		9.428	0.679		6.257	0.449
9556	Ø	0.458	6.478	0.495	2.133	4.083	0.444
	Ø /S	0.458	6.478	0.529	2.133	4.083	0.474
9557	Ø	2.386	0.119	0.179	1.906	0.638	0.182
	Ø /S	2.386	0.119	0.23	1.906	0.638	0.191
9558	Ø		8.516	0.608		2.724	0.195
	Ø /S		8.516	0.641		2.724	0.202
9559	Ø	0.623		0.045	0.288		0.021
	Ø /S	0.623		0.051	0.288		0.051
9560	Ø	1.352	1.908	0.233	0.435	3.33	0.269
	Ø /S	1.352	1.908	0.241	0.435	3.33	0.29
9561	Ø	0.417	0.539	0.068		2.678	0.191
	Ø /S	0.417	0.539	0.101		2.678	0.202
9562	Ø	3.39	0.532	0.28	2.048	1.474	0.252
	Ø /S	3.39	0.532	0.32	2.048	1.474	0.28
9563	Ø	3.559	0.442	0.286	1.274	2.864	0.296
	Ø /S	3.559	0.442	0.32	1.274	2.864	0.325
9564	Ø	4.524		0.323	3.586		0.256
	Ø /S	4.524		0.323	3.586		0.269
9565	Ø		8.179	0.584		6.4	0.457
	Ø /S		8.179	0.606		6.4	0.479
9566	Ø	0.874	1.179	0.147		3.829	0.273
	Ø /S	0.874	1.179	0.157		3.829	0.275
9567	Ø	2.453		0.175	3.049		0.218
	Ø /S	2.453		0.18	3.049		0.224
9568	Ø		8.081	0.577		6.57	0.469

Продовження таблиці 2.17

	Ø /S		8.081	0.606		6.57	0.479
9569	Ø		3.7	0.264		10.149	0.725
	Ø /S		3.7	0.269		10.149	0.727
9570	Ø	2.499	0.489	0.213	6.084		0.435
	Ø /S	2.499	0.489	0.23	6.084		0.44
9571	Ø		6.123	0.437		18.219	1.301
	Ø /S		6.123	0.44		18.219	1.357
9572	Ø		4.88	0.349		8.824	0.63
	Ø /S		4.88	0.359		8.824	0.641
9573	Ø		2.216	0.158		2.486	0.178
	Ø /S		2.216	0.16		2.486	0.18
9574	Ø		10.689	0.764		18.813	1.344
	Ø/S		10.689	0.776		18.813	1.357
9575	Ø	1.306	0.629	0.138		15.737	1.124
	Ø/S	1.306	0.629	0.152		15.737	1.149
9576	Ø	3.149		0.225	1.849		0.132
	Ø/S	3.149		0.224	1.849		0.135
9577	Ø	3.283		0.235	1.703		0.122
	Ø /S	3.283		0.24	1.703		0.135
9578	Ø	0.647	0.468	0.08	0.636	0.117	0.054
	Ø /S	0.647	0.468	0.101	0.636	0.117	0.101
9579	Ø	2.326		0.166	1.101	0.214	0.094
	Ø /S	2.326		0.18	1.101	0.214	0.131
9580	Ø	1.653		0.118	0.522	0.209	0.052
	Ø /S	1.653		0.12	0.522	0.209	0.101
9581	Ø	1.386		0.099	2.709		0.193
	Ø /S	1.386		0.101	2.709		0.202
9582	Ø	0.143	0.936	0.077	0.317	1.171	0.106

## 2.6 Розрахунок армування плити перекриття на позначці +13,130 у ПК SCAD

Розрахунок проводимо в програмному комплексі SCAD, розглядаємо плиту перекриття ПМ1 на позначці +13,130м, завтовшки 200мм і проводимо армування цього елемента.

На рисунку 2.9-2.12 представлено епюри армування плити, обчислені в програмному комплексі SCAD від першого поєднання зусиль, як найбільш несприятливого.

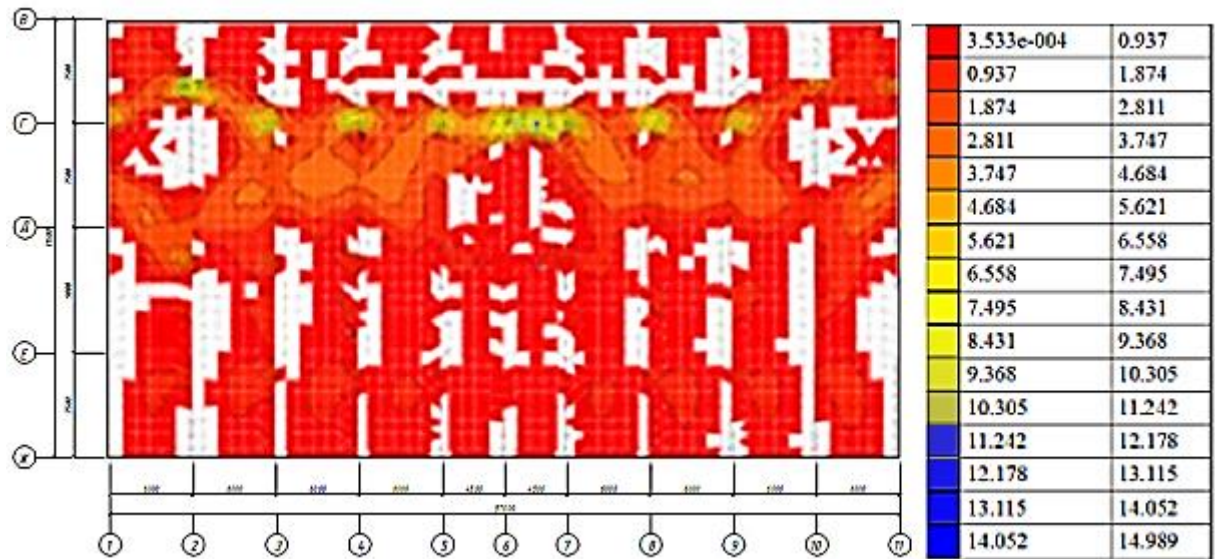


Рисунок 2.9 - Армування монолітної плити з інтенсивністю  $S_1$  нижня по  $x$

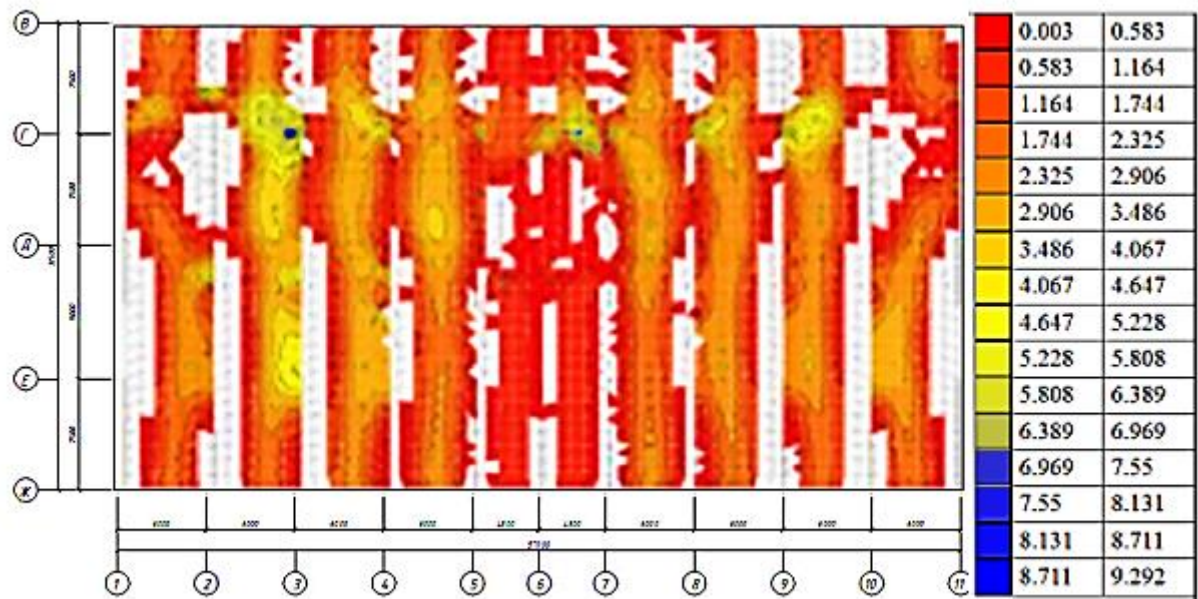


Рисунок 2.10 - Армування монолітної плити з інтенсивністю  $S_3$  нижня по  $y$

Відповідно до рис. 2.9-2.10 характерними зонами розташування арматурних стержнів є прольотні ділянки.



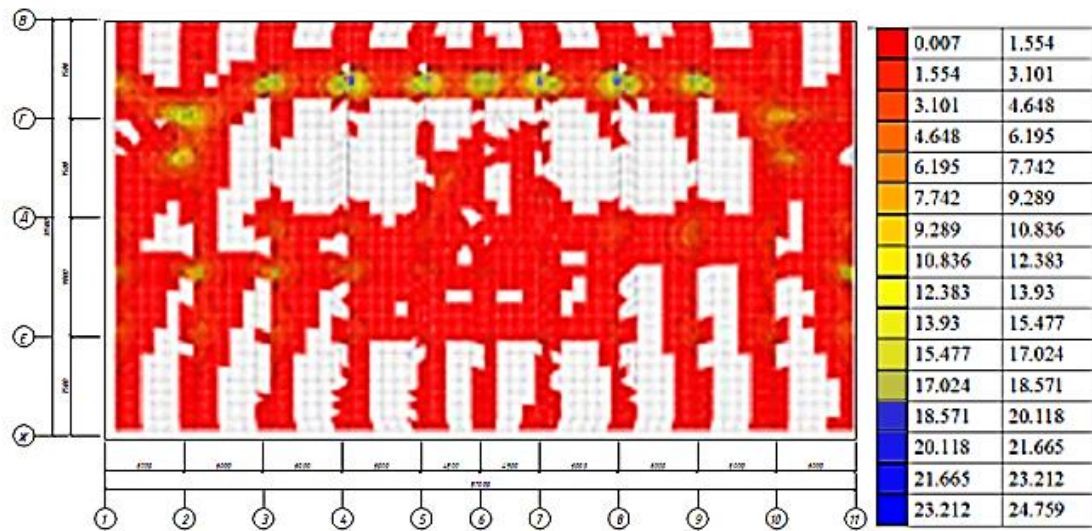


Рисунок 2.11 - Армування монолітної плити з інтенсивністю  $S_2$  верхня по x

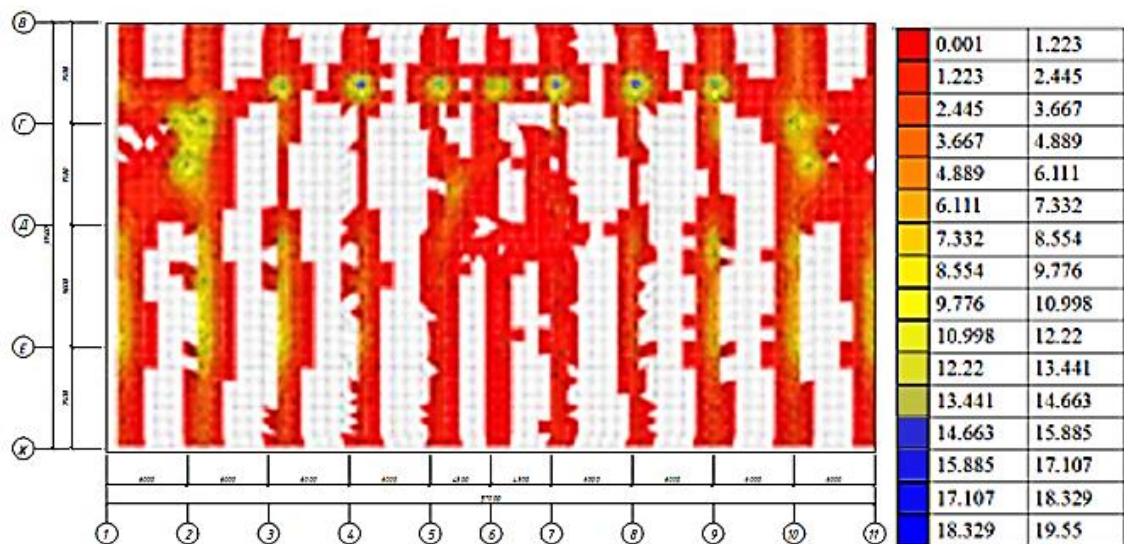


Рисунок 2.12 - Армування монолітної плити з інтенсивністю  $S_4$  верхня по y

Як зображено на рис. 2.11-2.12 найбільша площа арматурних стержнів розташовується в припорних ділянках та над колонами .

### 2.6.1 Результати підбору арматури

Конструктивна група плити на позначці +13,130 м.

Таблиця 2.18 Характеристики армування плити перекриття на відм. +13,130

Відстань до ц.в. арматури			
a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>
мм	мм	мм	мм
30	30	0	0

Таблиця 2.19 Коефіцієнти умов роботи арматури

Арматура	Клас	Коефіцієнт умов роботи
Поздовжня	A-400	1
Поперечна	A-240	1

Бетон.

Вид бетону: Важкий Клас бетону: C20/25

Умови твердіння: Природне Коефіцієнт умов твердіння 1

Таблиця 2.20 Коефіцієнти умов роботи бетону перекриття на відм. +13,130

$\gamma_{b2}$	врахування навантажень тривалої дії	0.9
	результуючий коефіцієнт без $\gamma_{b2}$	1

Таблиця 2.21 Площі армування перерізів

№ елемента	Тип	Поздовжня арматура інтенсивність у см <sup>2</sup> /м діаметри (Ø) у мм крок (S) у мм						Поперечна арматура інтенсивність у см <sup>2</sup> /м діаметри (Ø) у мм	
		За X			За Y			W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>
		S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	%	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	%		
19953	Ø	1.025		0.06	0.447	0.45	0.053		
	Ø/S	1.025		0.067	0.447	0.45	0.083		
19954	Ø	2.007		0.118	0.968	0.35	0.078		
	Ø/S	2.007		0.118	0.968	0.35	0.108		
19955	Ø	1.632		0.096	2.648		0.156		
	Ø/S	1.632		0.099	2.648		0.166		
19956	Ø	0.135	0.954	0.064	0.016	0.77	0.046		
	Ø/S	0.135	0.954	0.108	0.016	0.77	0.089		
19957	Ø	0.661	0.324	0.058	0.354	0.255	0.036		
	Ø/S	0.661	0.324	0.083	0.354	0.255	0.083		
19958	Ø		0.534	0.031		1.168	0.069		
	Ø/S		0.534	0.042		1.168	0.074		
19959	Ø		0.537	0.032		0.975	0.057		

Продовження таблиці 2.21

	Ø /S		0.537	0.042		0.975	0.067		
19960	Ø		1.19	0.07		2.269	0.133		
	Ø /S		1.19	0.074		2.269	0.133		
19961	Ø		0.95	0.056		2.146	0.126		
	Ø /S		0.95	0.055		2.146	0.132		

## 2.7 Розрахунок армування монолітної балки на позначці -12,120 у ПК SCAD

Розрахунок проводимо в програмному комплексі SCAD, розглядаємо монолітну балку на позначці -12,120м, перерізом 600х400мм і проводимо армування цього елемента.

Арматура балки

Таблиця 2.22 Характеристики елемента № 9777]

Бетон	Арматура		Відстань до ц.в. арматури	
			a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>
	Позд.	Попер.	мм	мм
B25	A-400	A-240	30	30

Таблиця 2.23 Площі армування перерізів балки

Переріз		Поздовжня арматура								Поперечна арматура	
		Несиметрична					Симетрична				
		S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	%	S <sub>1</sub>	S <sub>3</sub>	%	IW <sub>1</sub>	IW <sub>2</sub>
		см <sup>2</sup>	см <sup>2</sup>	см <sup>2</sup>	см <sup>2</sup>		см <sup>2</sup>	см <sup>2</sup>		см /м <sup>2</sup>	см /м <sup>2</sup>
1	+	15.133	1.307	0.088	0.088	0.729	14.715	0.175	1.306	1.059	1.059
2	+	16.742	1.307	0.088	0.088	0.799	16.121	0.175	1.43	1.059	1.059
3	+	18.3	1.307	0.088	0.088	0.868	17.452	0.175	1.546	1.059	1.059

## 2.8 Розрахунок армування підземної монолітної стіни в ПК SCAD

Розрахунок проводимо в програмному комплексі SCAD, розглядаємо монолітну стіну МС3 підземної частини будівлі за віссю А, завтовшки 600 мм і проводимо армування цього елемента.



На рисунку 2.13-2.16 представлено епюри армування стіни, обчислені в програмному комплексі SCAD від першого поєднання зусиль, як найбільш несприятливого.

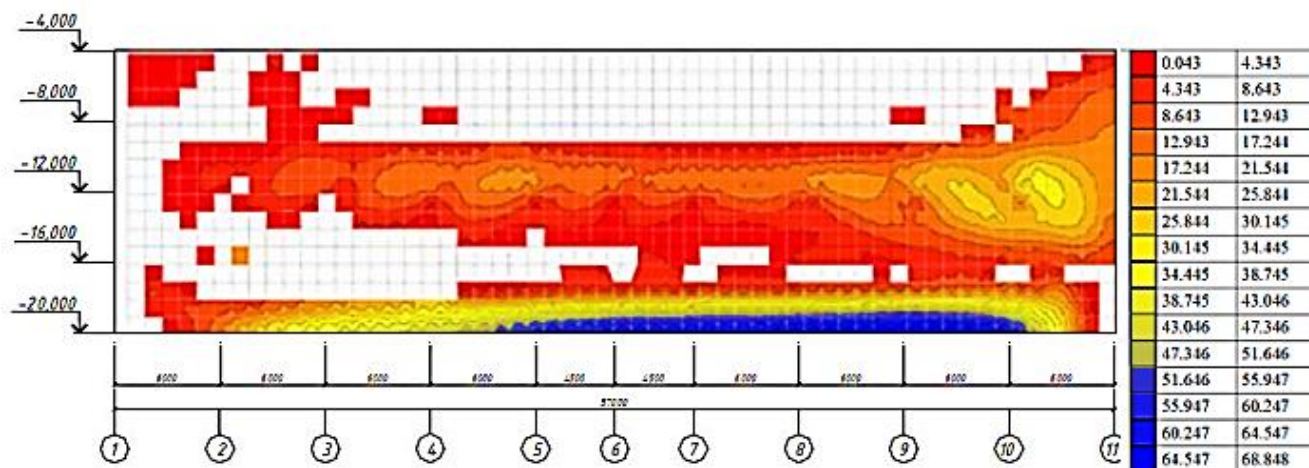


Рисунок 2.13 - Армування монолітної стіни з інтенсивністю  $S_1$  нижня по  $x$

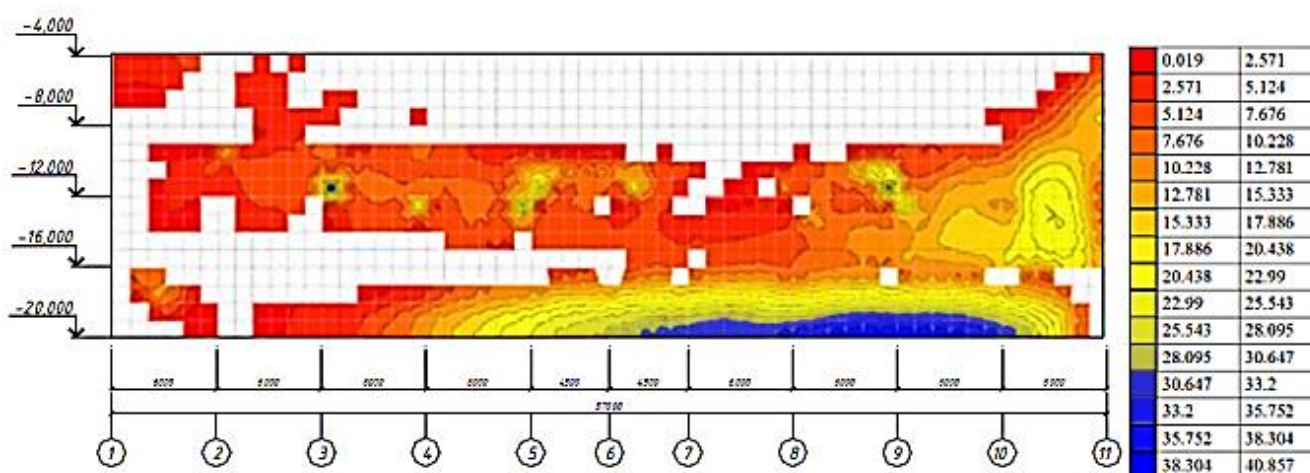


Рисунок 2.14 - Армування монолітної плити з інтенсивністю  $S_2$  нижня по  $y$

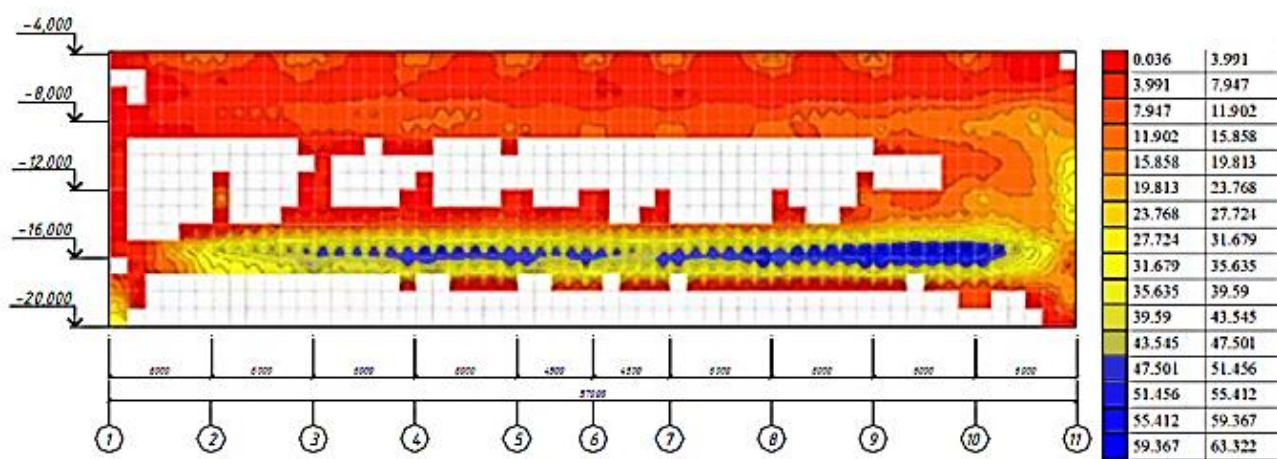


Рисунок 2.15 - Армування монолітної плити з інтенсивністю  $S_3$  верхня по  $x$

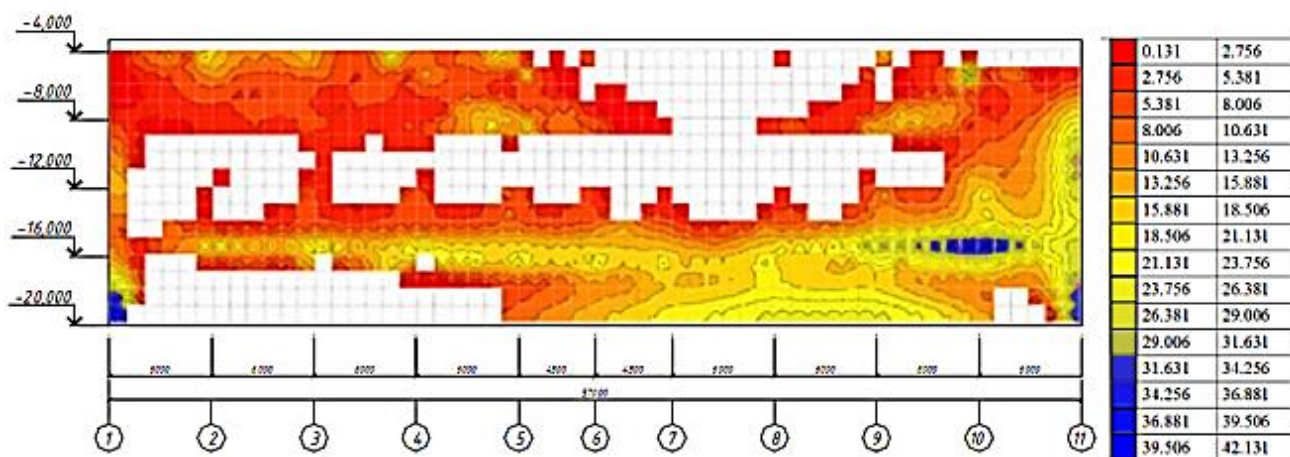


Рисунок 2.16 - Армування монолітної плити з інтенсивністю  $S_4$  верхня по  $y$

### 2.8.1 Результати підбору арматури

Коефіцієнт надійності за відповідальністю  $\gamma_n = 1$ . Тип елемента - балка – стінка. Товщина 600 мм.

Таблиця 2.24 Коефіцієнти врахування сейсмічного впливу

Нормальні перерізи	0
Похилі перерізи	0

Таблиця 2.25 Характеристики армування підземної монолітної плити

Відстань до ц.в. арматури			
a1	a2	a3	a4
мм	мм	мм	мм
30	30	30	30

Таблиця 2.26 Коефіцієнти умов роботи арматури

Арматура	Клас	Коефіцієнт умов роботи
Поздовжня	A-400	1
Поперечна	A-240	1

Бетон. Вид бетону: Важкий. Клас бетону: C20/25. Умови твердіння природні. Коефіцієнт умов твердіння 1

Таблиця 2.27 Коефіцієнти умов роботи бетону

$\gamma_{b2}$	облік навантажень тривалої дії	0.9
	результуючий коефіцієнт без $\gamma_{b2}$	1

Таблиця 2.28 Площі армування перерізів підземної монолітної стіни

№ елемента мента	Тип	Поздовжня арматура інтенсивність у $\text{см}^2$ /мдіаметри ( $\emptyset$ ) у мм крок (S) у мм						Поперечна арматура інтенсивність у $\text{см}^2$ /мдіаметри ( $\emptyset$ ) у мм	
		3а X			3а Y			W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>
		S1	S2	%	S3	S4	%		
49018	$\emptyset$					13.077	0.229		
49019	$\emptyset$		12.19	0.214	9.145		0.16	12.626	
49020	$\emptyset$	0.633	3.684	0.076	8.448	2.544	0.193		
49021	$\emptyset$		19.354	0.34				26.47	
49022	$\emptyset$		31.417	0.551		3.692	0.065	70.17	
49023	$\emptyset$		32.3	0.567		5.766	0.101	42.315	
49024	$\emptyset$		28.708	0.504		5.584	0.098	52.094	
49025	$\emptyset$		12.952	0.227				19.158	
49026	$\emptyset$		12.64	0.222		24.372	0.428		15.084
49027	$\emptyset$	7.014		0.123	12.425		0.218		
49028	$\emptyset$	9.27	2.855	0.213	4.313	8.986	0.233		
49029	$\emptyset$				3.664		0.064	16.102	
49030	$\emptyset$							20.241	
49031	$\emptyset$							20.265	
49032	$\emptyset$							19.002	
49033	$\emptyset$	1.457		0.026	10.524		0.185	12.291	

Продовження таблиці 2.28

49034	Ø		34.639	0.608		6.888	0.121	49.554	
49035	Ø		36.532	0.641		3.879	0.068	50.284	
49036	Ø		43.874	0.77		13.149	0.231	71.416	

Таблиця 2.29 Площі армування перерізів підземної монолітної стіни

№ елемента мента	Тип	Поздовжня арматура інтенсивність у см <sup>2</sup> /мдіаметри (Ø) у мм крок (S) у мм						Поперечна арматура інтенсивність у см <sup>2</sup> /мдіаметри (Ø) у мм	
		За X			За Y			W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>
		S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	%	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	%		
53303	Ø		9.193	0.161					
53304	Ø		12.051	0.211					
53305	Ø		12.939	0.227		0.986	0.017		
53306	Ø		13.097	0.23		3.037	0.053		
53307	Ø		13.034	0.229		3.681	0.065		
53308	Ø	1.754	10.361	0.213		2.867	0.05		
53309	Ø	3.784	10.288	0.247		7.439	0.131		
53310	Ø		12.708	0.223		13.613	0.239		
53311	Ø		13.89	0.244		13.058	0.229		
53312	Ø		14.296	0.251		13.805	0.242		
53313	Ø		14.869	0.261		12.85	0.225		
53314	Ø	10.476	13.527	0.421	1.435	9.627	0.194		
53315	Ø	12.27	14.196	0.464	4.108	2.047	0.108		
53316	Ø	10.339	15.916	0.461	3.066	4.865	0.139		
53317	Ø	11.293	18.267	0.519	6.184	5.852	0.211		
53318	Ø	12.894	20.196	0.581	9.749	7.579	0.304		
53319	Ø	14.73	17.355	0.563	13.134	11.823	0.438		
53320	Ø	16.6	13.632	0.53	15.778	16.364	0.564		

## 2.9 Проектування фундаментів

Проектування основ і фундаментів полягає у виборі основи, типу конструкції та основних розмірів фундаменту і в їхньому спільному розрахунку як однієї з частин споруди. Це, на перший погляд, просте завдання має низку особливостей, що значно ускладнюють його вирішення.

Основа, фундамент і наземна конструкція нерозривно пов'язані, впливають один на одного і мають розглядатися як єдина система. Деформація і стійкість ґрунтів залежать від особливості прикладання навантаження, розмірів і конструкції фундаменту і всієї споруди. Своєю чергою, основні розміри

фундаменту і конструктивна схема споруди визначаються геологічною будовою стискальних ґрунтів, а також тиском, що сприймається. Завдання ускладнюється ще й особливостями будівельного майданчика та умовами виконання робіт, причому для одного й того самого майданчика можуть бути прийняті кілька варіантів рішень.

### 2.9.1 Оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва

Оцінку інженерно-геологічних умов проводимо на підставі звіту про інженерно-геологічні вишукування на майданчику будівництва, дані зведені в таблицю 2.30.

Таблиця 2.30 - Характеристики ґрунту майданчика будівництва

Найменування	h, м	W, д.е	e, д.е.	Щільність, т/м <sup>3</sup>			$\gamma(\gamma_{sb})$ кН/м <sup>3</sup>	S <sub>r</sub>	I <sub>L</sub>	Розрахункові характеристики			R <sub>o</sub> , КПа
				$\rho$	$\rho_s$	$\rho_d$				$\varphi_{11}$ , град.	C <sub>11</sub> , кПа	E, МПа	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1.Насипний ґрунт (суглинки з включеннями дресви, гравію та будівельного сміття)	0,5	-	-	1,7	-	-	17	-	-	-	-	-	-
2.Супіски зеленувато-коричневі, пластичні.	2,0	0,18	1	1,6	2,7	1,4	16	0,46	0,19	25	14	6,6	-
3.Сунглинки світло-коричневі, напівтверді	1,85	0,21	0,99	1,6	2,7	1,4	16	0,56	0,17	21	21	7	100
4.Піски гравелисті, середньої щільності, малого ступеня водонасичення	1,9	0,06	0,58	1,8	2,66	1,7	18	0,28	-	34	0,9	32	500

Продовження таблиці 2.30

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
5.Галечниковий ґрунт із піщаним заповненням до 30%, малого ступеня водонасичення	4,15	0,06	0,38	2,1	2,66	1,9	21	0,42	-	39	2	50	600
6.Суглинки сірі, тверді	22,6	0,12	0,47	2,1	2,7	1,8	21	0,69	-0,45	25	800	23	300

де  $W$  - вологість; щільність ґрунту;

$s$  - щільність твердих частинок ґрунту;

$d$  - густина сухого ґрунту;

$e$  - коефіцієнт пористості;

$S_r$  – ступінь водонасичення;

$J_L$  - показник плинності;

$c$  - питоме зчеплення;  $E$  - модуль деформації; кут внутрішнього тертя.

Несучим шаром можна вважаємо шар б (крупноуламковий ґрунт).

## 2.9.2 Розрахунок фундаментної плити

Фундаментну плиту розраховуємо на пружній основі в програмному комплексі Cross. Зв'язками по вертикальній осі  $z$  слугуватимуть коефіцієнти постелі. Вертикальне навантаження, що діє на плиту від усіх навантажень на будівлю:

Сумарне навантаження на фундаментну плиту:  
 $46476,7+286,735+7146,82+5963,85+3903,18+13513,8+0,008865=77291,1$  т.

Приймаємо 77300 т.  $Q_x = 310,02$ т;  $Q_y = 253,41$ т  $M_x = 261,1$ тм;  $M_y = 250,4$  тм,  $R_z = 86,112$  т/м<sup>2</sup>.

Власна вага плитного ростверку  $1,5 \times 51,6 \times 57,6 \times 2,5 \times 1,1 = 12260,2$ т.

Фундаментну плиту розраховуємо в ПК Scad. Бетон класу C25/30.



Розрахунковий опір бетону  $R = 133 \text{ кг/см}^2$ . Стрижні - арматура класу А400 з розрахунковим опором  $R = 3550 \text{ кг/см}^2$ .

Коефіцієнт надійності за відповідальністю  $\gamma_n = 1,1$

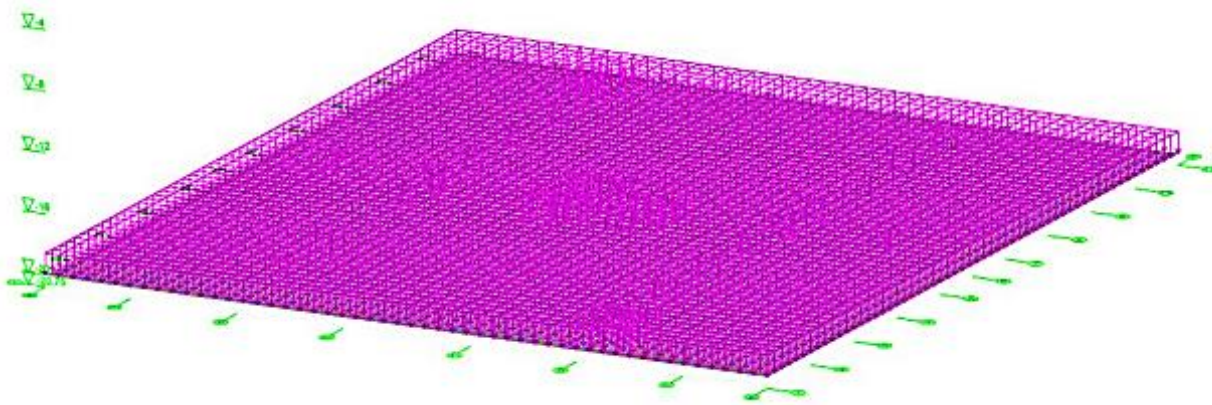






Рисунок 2.17 - Розрахункова схема

$b = 1000 \text{ мм}$ ,  $h = 1500 \text{ мм}$ ,  $a_1 = 60 \text{ мм}$ ,  $a_2 = 60 \text{ мм}$

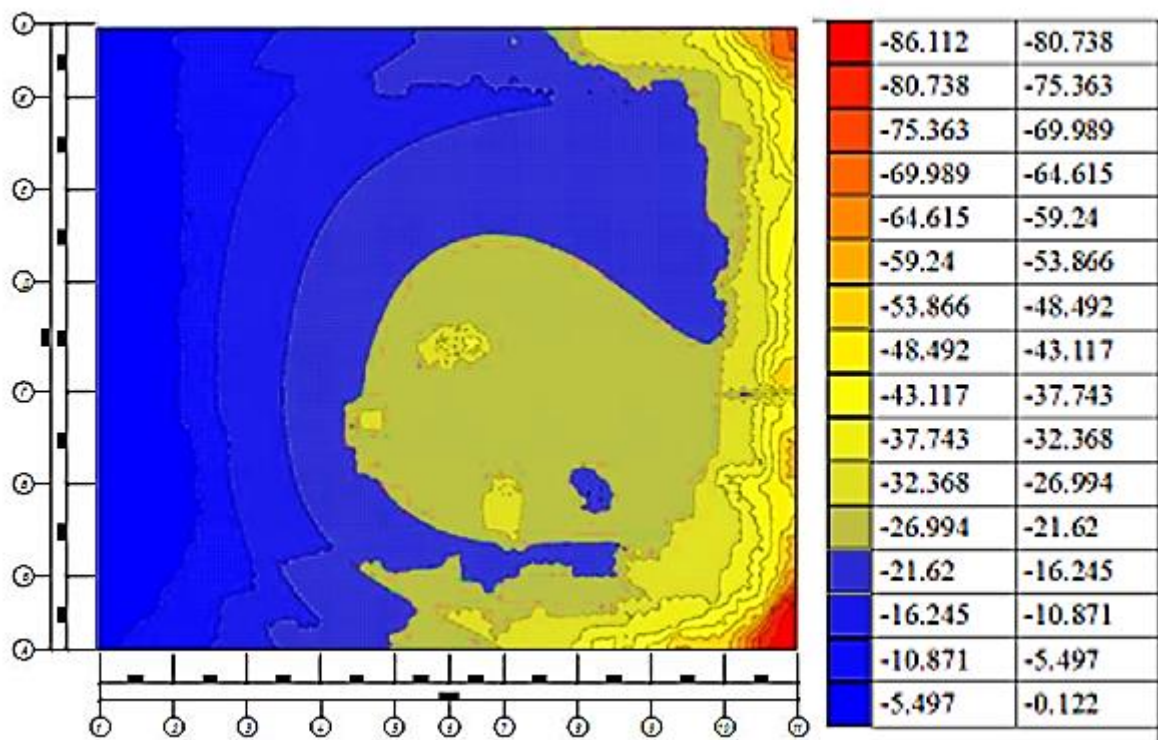
Таблиця 2.31 - Задане армування плити

Проліт	Ділянка	Довжина, (м)	Арматура	Перетин
проліт 1(6м)	1-2	51,6	$S_1 - 5\text{Ø}18$ $S_2 - 5\text{Ø}32$ $S_3 - 5\text{Ø}14$	
проліт 2(6м)	2-3	51,6	$S_1 - 5 \text{ Ø}25$ $S_2 - 5 \text{ Ø} 32$ $S_3 - 5\text{Ø}14$	
Проліт 3(6м)	3-4	51,6	$S_1 - 5 \text{ Ø} 28$ $S_2 - 5 \text{ Ø} 25$ $S_3 - 5\text{Ø}14$	
Проліт 4(6м)	4-5	51,6	$S_1 - 5 \text{ Ø} 25$ $S_2 - 5 \text{ Ø} 22$ $S_3 - 5\text{Ø}14$	
Проліт 5(9м)	5-7	51,6	$S_1 - 5 \text{ Ø} 25$ $S_2 - 5 \text{ Ø} 22$ $S_3 - 5\text{Ø}14$	

Продовження таблиці 2.31

Проліт 6(6м)	7-8	51,6	S <sub>1</sub> - 5 Ø 25 S <sub>2</sub> - 5 Ø 22 S <sub>3</sub> - 5Ø14	
Проліт 7(6м)	8-9	51,6	S <sub>1</sub> - 5 Ø 28 S <sub>2</sub> - 5 Ø 25 S <sub>3</sub> - 5Ø14	
Проліт 8 (6м)	9-10	51,6	S <sub>1</sub> - 5 Ø 25 S <sub>2</sub> - 5 Ø 32 S <sub>3</sub> - 5Ø14	
Проліт 9(6м)	10-11	51,6	S <sub>1</sub> - 5 Ø 18 S <sub>2</sub> - 5 Ø 32 S <sub>3</sub> - 5Ø14	

Результати розрахунку основи наведені на рисунках 2.18-2.22. Поля напружень і армування в ПК Scad

Рисунок 2.18 - Поля напружень R<sub>z</sub>, що діють на основу будівлі



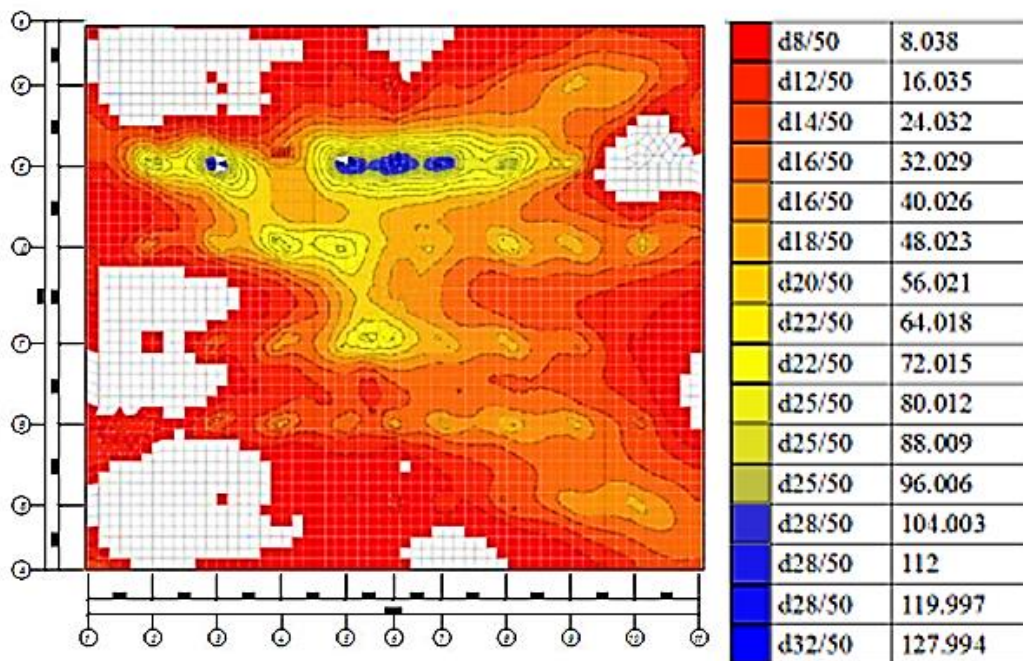


Рисунок 2.19 - Епюра нижнього армування фундаментної плити, інтенсивність  $S_1$

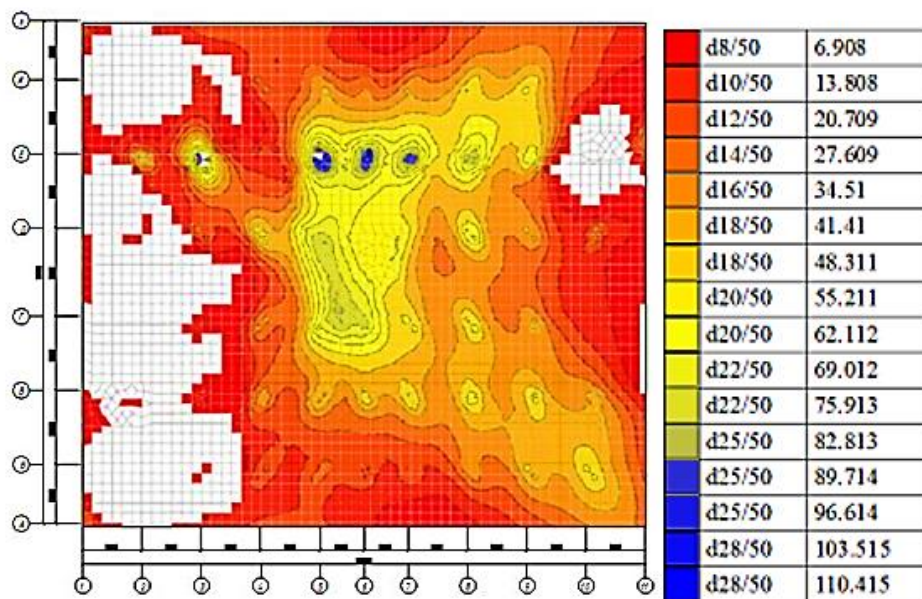


Рисунок 2.20- Епюра нижнього армування фундаментної плити, інтенсивність  $S_3$

На рисунках 2.19-2.20 наведено площі додаткового армування, за інтенсивністю розташування основної арматури відповідно до таблиці 2.31

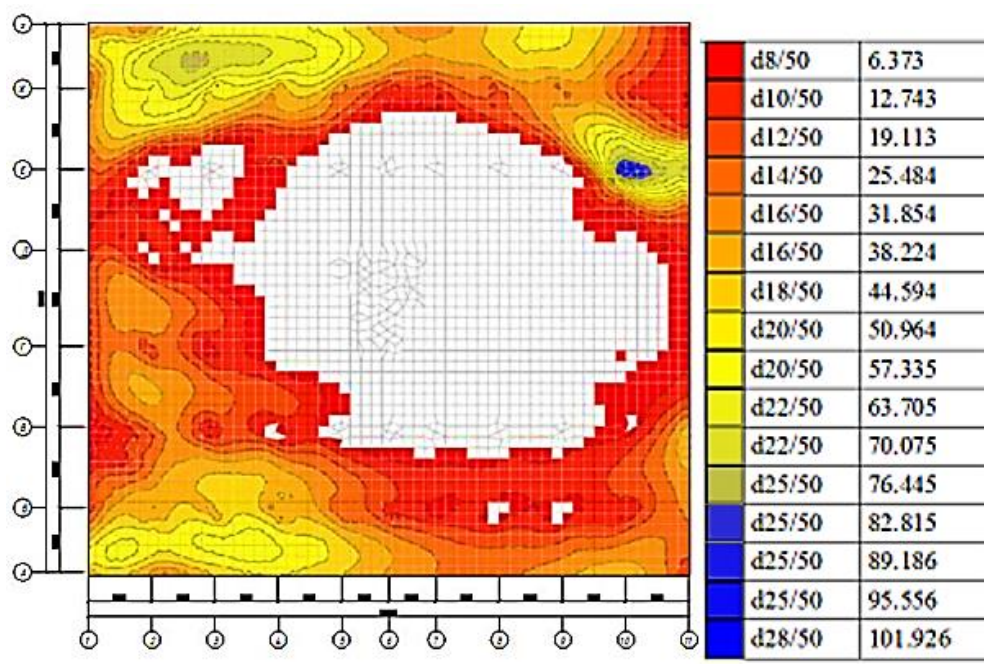


Рисунок 2.21 - Епюра верхнього армування фундаментної плити, інтенсивність  $S_2$

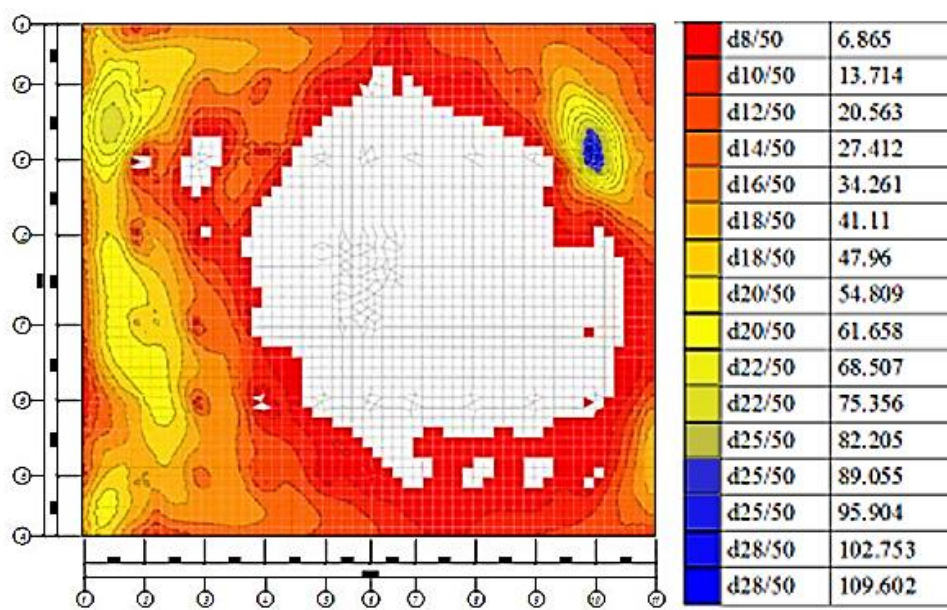


Рисунок 2.22- Епюра верхнього армування фундаментної плити, інтенсивність  $S_4$

Згідно з розрахунками в ПК SCAD приймаємо верхню і нижню арматуру фундаментної плити діаметром 32 мм - 12 мм. Конструктивну арматуру прийнято діаметром 16 мм.



## РОЗДІЛ 3

### НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

#### 3.1 Створення розрахункової схеми

Розрахункова схема задається в програмному забезпеченні SCAD.

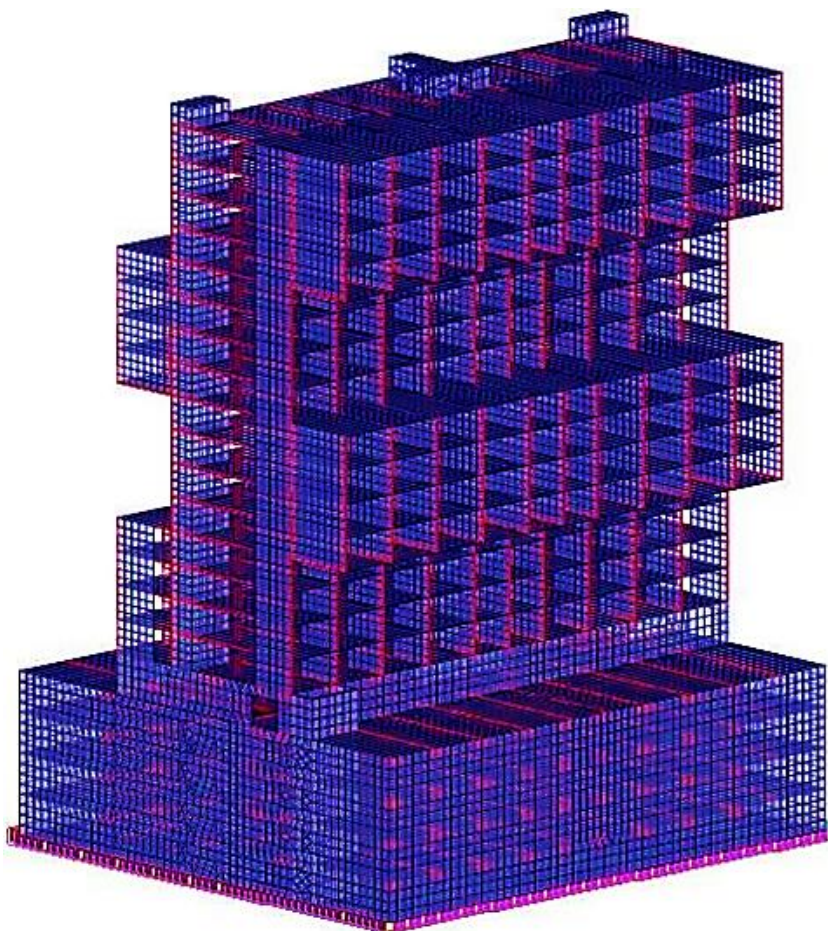


Рисунок 3.1 -Розрахункова схема будівлі в програмному комплексі

Несучими елементами є колони, плити перекриття, балки, стіни.

У програмному забезпеченні несучі конструкції задаються поелементно. Наведемо в таблиці 3.4 кінцеві жорсткості елементів для розрахунку в програмному забезпеченні SCAD.

Таблиця 3.1 - Жорсткості елементів

Елемент	Умовне позначення	Поперечний перетин, мм	Довжина елемента	Клас бетону
Колона 1	КМ1	800x1000	4	C20/25
Колона 2	КМ2	400x600	3,3	C20/25
Колона 3	КМ3	400x600	4	C20/25
Балка 1	БМ1	400x600	7,5	C20/25
Балка 2	БМ2	400x600	9	C20/25
Балка 3	БМ3	400x600	5,5	C20/25
Балка 4	БМ4	400x600	6	C20/25
Плита перекриття	ПМ1	200		C20/25
Стіна внутрішня надземна	СВН	200		C20/25
Стіна внутрішня підземна	СВП	300		C20/25
Монолітна стіна	МС	600		C20/25

У таблиці 3.2 - представлені мінімальні та максимальні значення переміщень елементів.

Таблиця 3.2 - Максимальні та мінімальні значення переміщень

Вид переміщень	Максимальні значення, мм	Мінімальні значення, мм
X	8,378	-42,682
Y	14,302	-10,869
Z	-1,905	-34,276
U <sub>x</sub>	0,461	-0,404
U <sub>y</sub>	0,426	-0,463
U <sub>z</sub>	0,127	-0,297

### 3.2 Результати розрахунку від прикладених навантажень

Відповідно до розрахунків у ПК SCAD горизонтальні максимальні переміщення будівлі становлять 42,682 мм. Виходячи з вимог [2], де граничні переміщення будівлі:

$$f_u = \frac{h}{500} = \frac{52800}{500} = 105,6 \text{ мм}$$

105,6 мм > 42,682 мм - не перевищує нормативних.

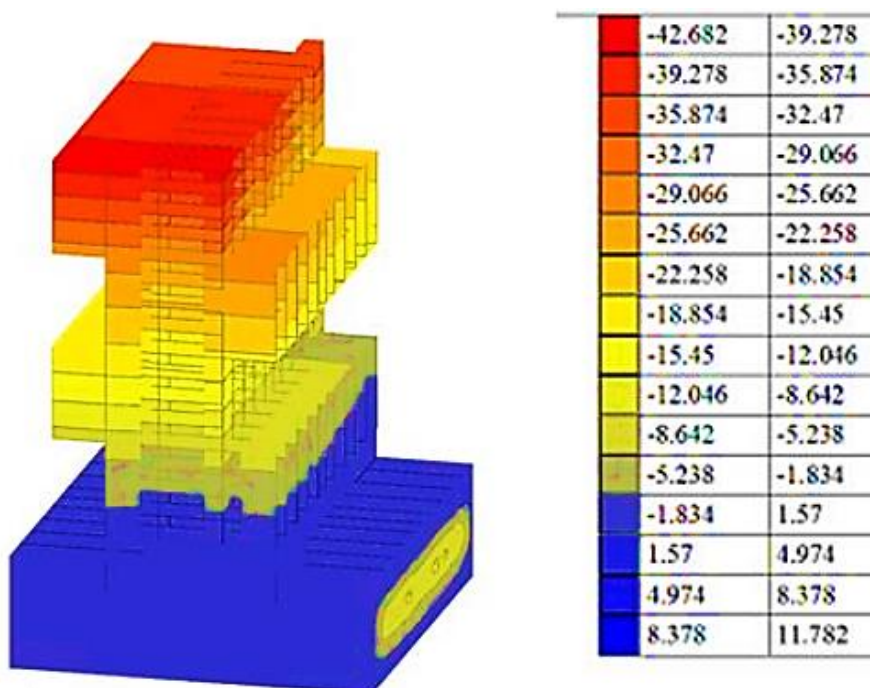


Рисунок 3.2 - Переміщення по осі X

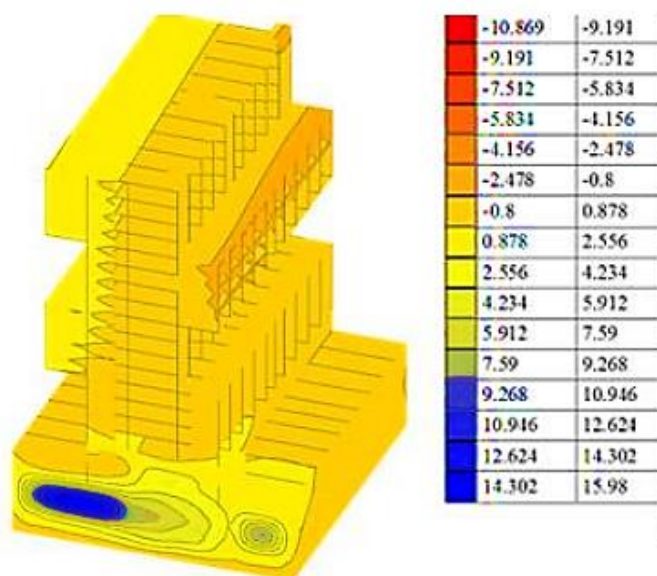


Рисунок 3.3 - Переміщення по осі Y

Максимальні горизонтальні переміщення каркасу відбуваються на верхніх поверххах. Максимальні значення вертикальних переміщень зосереджені у фундаментній частині будівлі.

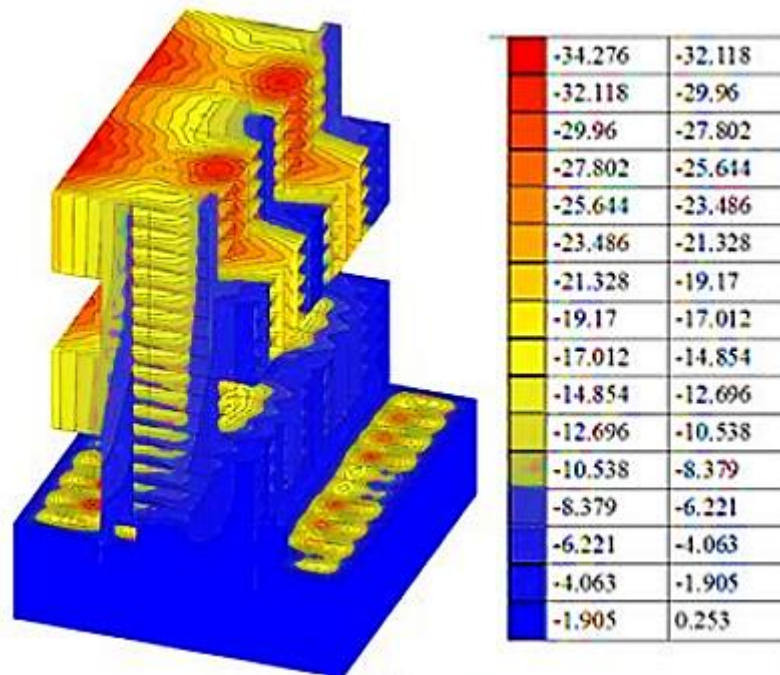


Рисунок 3.4 - Переміщення по осі Z

### 3.3 Переміщення консольної частини

Згідно розрахунків у ПК SCAD вертикальні максимальні переміщення будівлі становлять 34,276 мм. Вертикальні переміщення консольної балки на 12 поверсі будівлі становить 27,966 мм. Виходячи з вимог "Навантаження і впливи"[2], де граничні переміщення балки:

$$f_u = \frac{l \cdot 2}{205} = \frac{7500 \cdot 2}{205} = 73,2 \text{ мм}$$

73,2 мм > 27,966 мм - не перевищує нормативних.

### 3.4 Результати розрахунку фундаментної плити на пружній основі

Згідно з розрахунками в ПК SCAD Середнє значення коефіцієнта постелі становить 347,57 т/м<sup>3</sup>, сумарне навантаження 63630,351 т, крен фундаментної плити будівлі 0,058 град.

## РОЗДІЛ 4

### ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

#### 4.1 Охорона праці

##### 4.1.1 Законодавчі акти України

Адміністрація (роботодавець) для створення безпечних і нешкідливих умов праці працівників і для власної безпеки зобов'язана керуватися переліком таких основних нормативно-законодавчих актів і документів з охорони праці:

- Закон України «Про охорону праці»;
- Типове положення про службу охорони праці;
- Положення про порядок розслідування нещасних випадків, що сталися під час навчально-виховного процесу в навчальних закладах (Наказ МОН України № 616 від 31.08.2001 року):

- Порядок розслідування та ведення обліку нещасних випадків, професійних захворювань і аварій на виробництві (Постанова КМУ № 1112 від 25 серпня 2004 року);

- Типове положення про навчання з питань охорони праці;
- Положення про розробку інструкцій з охорони праці;
- Перелік робіт з підвищеною небезпекою;
- Перелік робіт, де необхідний професійний відбір;
- Граничні норми підняття і переміщення важких речей жінками;
- Граничні норми підняття і переміщення важких речей неповнолітніми;

- Положення про медичний огляд працівників окремих категорій;
- Перелік посад посадових осіб, які зобов'язані проходити попередню і періодичну перевірку знань з охорони праці;

- Порядок розробки і затвердження власником нормативних актів про охорону праці, чинних на підприємстві;

- Положення про порядок забезпечення працівників спеціальним одягом, спеціальним взуттям та іншими засобами індивідуального захисту (Наказ Держгірпромнагляду від 24.03.2008 року № 53);
- Порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці (Постанова Кабінету Міністрів України N 442 від 01.09.1992 року);
- Типове положення про комісію з питань охорони праці;
- Типове положення «Про кабінет охорони праці».

Адміністрації також необхідно користуватися відповідними галузевими та міжгалузевими нормативно-правовими актами з охорони праці згідно з Державним реєстром міжгалузевих і галузевих нормативних актів з охорони праці. До початку роботи в будівельній організації кожен працівник повинен пройти інструктаж з техніки безпеки. Інструктаж буває вступний, первинний і повторний. Територію будівельного майданчика обгороджують парканом з ворітьми для в'їзду і виїзду транспорту. Висота його повинна бути не менше 2 м, а відстань до будинку, що споруджується, не менше 10 м. Якщо будинок розміщено вздовж вулиці і паркан поставлено ближче, на ньому має бути захисний піддашок завширшки не менше 1 м, закріплений з нахилом у бік будівельного майданчика під кутом 20° до горизонту.

По периметру будинку визначають небезпечну для людей зону, на межі якої встановлюють попереджувальні знаки або написи. При висоті будинку до 20 м ширина цієї зони має бути не менше 7 м, а при висоті 20—70 м — не менше 10 м. На території будівельного майданчика обладнують проїзди для транспорту і проходи для людей. У місцях в'їзду і виїзду автотранспорту вивішують попереджувальні написи ("Бережись автомобіля!" тощо). Вночі такі написи слід добре освітлювати. Для переходу робітників через котловани і траншеї споруджують перехідні містки з поруччям заввишки не менше 1,1 м. Проходи на укосах з нахилом більше 20° обладнують драбинами або східцями з одnobічним поруччям. В усіх небезпечних місцях вивішують попереджувальні знаки і написи, наприклад: «Не стій під вантажем», «Не перевантажуй риштувань» тощо.



Будівельні роботи на висоті до 4 м виконують з помостів або столиків, на висоті більше 4 м — з риштувань, пересувних вишок і коликів.

Робочі місця, розміщені над землею вище 1 м, мають бути обгороджені поруччям заввишки не менше 1 м з проміжними горизонтальними елементами і бортовою дошкою заввишки не менше 15 см або поруччям з металевою сіткою.

До роботи з машинами і механізмами допускають лише осіб, що пройшли спеціальну підготовку і одержали посвідчення на право керування (або обслуговування) цією машиною. Працюючи біля машини чи механізму, слід суворо дотримуватися правил техніки безпеки, а також знати інструкцію щодо експлуатації машини, яка обов'язково має бути на робочому місці, і виконувати її вимоги. Працювати на стаціонарних машинах можна лише після міцного закріплення їх на фундаментах. Пересувні машини (розчинонасоси, компресорні установки, розчинозмішувачі тощо) варто встановлювати на рівних майданчиках (або площадках), після чого закріплювати розтяжками або класти під їхні колеса колодки. Усі рухомі частини машин і механізмів повинні бути закриті кожухами або капотами, а робочий майданчик навколо машини — обгороджений. Перед пуском машини після монтажу або ремонту слід уважно оглянути її і перевірити, щоб на ній не залишилось запасних частин або монтажного інструменту, які під час роботи можуть потрапити в рухомі частини і спричинити аварію. Категорично забороняється залишати працюючу машину без нагляду, а також регулювати або змащувати її під час роботи.

#### **4.1.2 Рішення з охорони праці**

Під час виконання будівельно-монтажних робіт зі зведення будівлі з монолітного залізобетону необхідно дотримуватися вимог "Безпека праці в будівництві", "Правил пожежної безпеки під час виконання будівельно-монтажних робіт", "Правил влаштування та безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів".

Безпека виконання робіт має бути забезпечена:

- вибором відповідного раціонального технологічного оснащення; підготовкою та організацією робочих місць виконання робіт; застосуванням засобів захисту працюючих;

- проведення медичного огляду осіб, допущених до роботи;

- своєчасним навчанням і перевіркою знань робітничого персоналу та ІТП з техніки безпеки під час виконання будівельно-монтажних робіт.

Особливу увагу необхідно звертати на таке:

- способи стропування елементів конструкцій повинні забезпечувати їхню подачу до місця встановлення в положенні, близькому до проектного;

- елементи монтованих конструкцій під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками;

- не допускати перебування людей під вмонтовуваними елементами конструкцій до встановлення їх у проектне положення і закріплення;

- під час переміщення краном вантажів відстань між зовнішніми габаритами вантажів, що проносяться, і виступаючими частинами конструкцій і перешкод за ходом переміщення має бути за горизонталлю не менше ніж 1 м, по вертикалі - не менше ніж 0,5 м;

- монтаж і демонтаж опалубки може бути розпочато з дозволу технічного керівника будівництва і повинен проводитися під безпосереднім наглядом спеціально призначеної особи технічного персоналу;

- переміщення завантаженого або порожнього бункера дозволяється тільки при закритому затворі;

- не допускається торкання вібратором арматури і перебування робітника в зоні можливого падіння бункера.

Під час роботи на висоті понад 1,5 м усі робітники зобов'язані користуватися запобіжними поясами з карабінами.

Розбирання опалубки допускається після набору бетоном розпалубної міцності і з дозволу виконавця робіт.

Відрив опалубки від бетону проводиться за допомогою домкратів. У процесі відриву бетонна поверхня не повинна пошкоджуватися.

Робочі місця електрозварювальників повинні бути огорожені спеціальними переносними огороженнями. Перед початком зварювання необхідно перевірити справність ізоляції зварювальних проводів і електродотримачів, а також щільність з'єднання всіх контактів. При перервах у роботі електрозварювальні установки необхідно відключати від мережі.

Вантажно-розвантажувальні роботи, складування і монтаж арматурних каркасів повинні виконуватися інвентарними вантажозахоплювальними пристроями та з дотриманням заходів, що унеможливають падіння, ковзання і втрату стійкості вантажів.

Очищення лотка автобетонозмішувача і завантажувального отвору від залишків бетонної суміші проводять тільки при нерухомому барабані.

## **4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях**

### **4.2.1 Заходи з та пожежної безпеки**

Небезпечні зони, в які вхід людей, не пов'язаних з цим видом робіт, заборонений, огорожуються і позначаються.

Передбачено безпечні шляхи для пішоходів і автомобільного транспорту.

Тимчасові адміністративно-господарські та побутові будівлі і споруди розміщені поза небезпечною зоною від роботи монтажного крана.

Туалети розміщені таким чином, що відстань від найбільш віддаленого місця поза будівлею не перевищує 200 м.

Питні установки розміщені на відстані, що не перевищує 75 м від робочих місць. Між тимчасовими будівлями і спорудами передбачено протипожежні розриви. На будівельному майданчику повинні створюватися безпечні умови праці, що виключають можливість ураження людей електричним струмом.

Будівельний майданчик, проходи, проїзди і робочі місця освітлені. Позначено місця для паління і розміщено пожежні пости, обладнані інвентарем для пожежогасіння.

Під час переміщення і подачі на робоче місце вантажопідіймальними

кранами цегли, керамічного каміння і дрібних блоків слід застосовувати піддони, контейнери і вантажозахоплювальні пристрої, які унеможливають падіння вантажу під час підйому.

На ділянці, де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і перебування сторонніх осіб. Монтаж конструкцій кожного наступного ярусу (ділянки) будівлі або споруди слід проводити тільки після надійного закріплення всіх елементів попереднього ярусу (ділянки) згідно з проектом. Виконання робіт усередині будинків і споруд із застосуванням горючих речовин і матеріалів одночасно з іншими будівельно-монтажними роботами, пов'язаними із застосуванням відкритого вогню (зварювання тощо), не допускається.

## ВИСНОВКИ

Під час виконання кваліфікаційної роботи були розроблені основні проектні рішення для будівництва офісного центру в Одесі.

У кваліфікаційній роботі представлені архітектурно-планувальні та конструктивні рішення.

У розрахунково-конструктивному розділі всі ухвалені рішення підтверджені розрахунками, проведеними за допомогою програмного комплексу SCAD.

В науково-дослідному розділі, заснованому на моделюванні роботи залізобетонного каркасу, визначено величини деформації каркасу в просторовій постановці. Також були розроблені заходи з охорони праці та пожежної безпеки для громадської споруди.

**БІБЛІОГРАФІЯ**

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.2.2-9-2019 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
4. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2016.
5. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель, 2021.
7. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
8. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
9. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
10. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
11. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)
12. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // *Scientific*

Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

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

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

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

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

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

18. 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.

19. 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.

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

21. 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.
22. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.
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 2293:2014 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. «Основи наукових досліджень і теорія експерименту : Навчальний посібник / укл. Ю. Б. Капаціла, П. О. Марущак, В. Б. Савків, О. П. Шовкун. Тернопіль: ФОП Паляниця В.А., 2023. 186 с.».