

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 багатофункціонального комплексу в Хмельницьку
з дослідженням просторової роботи каркасу

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

(шифр і назва спеціальності)

Янківський І. В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Гудь М. І.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль Мещерякова О. М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Рецензент Кошалко С.А.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Тернопіль
2023

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 Янківському Іллі Вікторовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект багатофункціонального комплексу в Хмельницьку
з дослідженням просторової роботи каркасу

Керівник роботи Гудь М.І., 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

6. Консультанти розділів роботи

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

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

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

Студент

_____ (підпис)

Янківський І. В.

_____ (прізвище та ініціали)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Гудь М.І.

_____ (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ.....	8
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	8
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, у тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва.....	10
1.3 Опис і обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва.....	11
1.4 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного обслуговуючого та технічного призначення.....	11
1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей.....	12
1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.....	12
1.7 Опис рішень зі світлозагородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден.....	13
1.8 Опис рішень щодо декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів.....	13
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	14
2.1 Варіантне проектування.....	14
2.1.1 Варіант 1.....	14
2.1.2 Варіант 2.....	15
2.1.3 Варіант 3.....	17
2.1.4 Порівняння варіантів.....	19
2.2 Вихідні дані.....	20
2.3 Компонування конструктивної схеми каркаса.....	21
2.4 Збирання навантажень.....	21

2.4.1 Постійні навантаження	21
2.4.2 Снігове навантаження.....	21
2.4.3 Вітрове навантаження.....	22
2.4.4 Підбір профільованого настилу	24
2.4.5 Розрахунок прогону П1	28
2.4.6 Льодові навантаження	31
2.5 Армування несучих конструкцій залізобетонного ядра жорсткості Ядж 1	32
2.5.1 Армування плит перекриття	33
2.5.2 Армування плити покриття.....	34
2.5.3 Армування вертикальних конструкцій ядра жорсткості.....	36
РОЗДІЛ 3 ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ.....	40
3.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва.....	40
3.2 Відомості про особливі природні кліматичні умови території, на якій розташовується земельна ділянка, надана для розміщення об'єкта капітального будівництва	41
3.3 Відомості про міцнісні та деформаційні характеристики ґрунту в основі об'єкта капітального будівництва.....	41
3.4 Рівень ґрунтових вод, їхній хімічний склад, агресивність ґрунтових вод і ґрунту по відношенню до матеріалів, що використовуються під час будівництва підземної частини об'єкта капітального будівництва	42
3.5 Опис конструктивних і технічних змін підземної частини об'єкта капітального будівництва	42
3.6 Вихідні дані.....	42
3.7 Аналіз ґрунтових умов.....	44
3.8 Навантаження. Вихідні дані	44
3.9 Проектування пальового фундаменту на забивних палях	46
3.10 Визначення несучої здатності паль	47
3.11 Порівняння забивної та буронабивної палі	53

3.12	Визначення навантажень на палі та перевірка несучої здатності.....	53
РОЗДІЛ 4 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....		55
4.1	Моделювання будівлі в розрахунково-обчислювальному комплексі SCAD....	55
4.2	Результати розрахунку схеми в програмному комплексі SCAD	61
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....		63
5.1	Охорона праці.....	63
5.2	Безпека в надзвичайних ситуаціях	65
5.2.1	Законодавча база України	65
5.2.2	Стійкість споруди від ударної хвилі	65
ВИСНОВКИ.....		70
БІБЛІОГРАФІЯ.....		71

ВСТУП

У будівництві м. Хмельницький впродовж ось уже протягом кількох років у будівельній галузь відбувається серйозне впровадження висотного будівництва як житлових так і громадських дозвоільно-розважальних будівель. Висотне будівництво - закономірна і безальтернативна тенденція розвитку сучасного міста. Пояснюється це браком території для будівництва, а також неймовірним зростанням населення в економічно розвинених містах. Тому подальший розвиток таких районів на боці "хмарочосів", що мають безліч переваг. Розважальна складова життя кожного мешканця міста є невід'ємним об'єктом інтересів сучасних забудовників.

Враховуючи вищезгадане - будівництво багатофункціонального висотного комплексу є актуальним.

Комплекс має своєрідний сучасний зовнішній вигляд, що буде виділятися та буде помітний з багатьох частин міста.

Актуальність теми. Будівництво багатоповерхівок є багатогранним завданням, яке враховує культурні, освітні, економічні, соціальні та екологічні аспекти сучасного суспільства.

Мета роботи: Розробка проекту багатофункціонального комплексу з дослідженням просторової роботи каркасу.

Об'єкт досліджень – просторовий каркас громадської будівлі.

Предмет дослідження – переміщення просторового каркасу громадської будівлі при дії експлуатаційних навантажень.

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 багатофункціонального комплексу;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій будівлі

комплексу;

– виконати статичний розрахунок просторового каркасу будівлі багатофункціонального комплексу;

– 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 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: ПРОСТОРОВИЙ КАРКАС, ГРОМАДСЬКА БУДІВЛЯ, СКІНЧЕННІ ЕЛЕМЕНТИ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

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

Земельна ділянка розташована в існуючій забудові, у центральному районі міста, у зоні громадського, ділового та комерційного призначення.

Наразі ця земельна ділянка вільна від капітальних будівель.

Проектом передбачається будівництво багатофункціонального комплексу. За висотою цей об'єкт розділений на 5 незалежних один від одного блоків:

- блок 1 (відм. від 0,000 до +21,420) складається з 4-х поверхів. На першому поверсі цього корпусу розташовані адміністративні приміщення, лобі, приміщення технічного моніторингу. На інших поверхах корпусу розташовані магазини, багатофункціональні холи, конференц-кімнати. Висота поверху - 5,2 м;

- блок 2 (відм. від +82,970 до +120,370) являє собою 7-поверховий готель із ресепшн-приміщеннями, банкет-холами та розважальними зонами для дітей і дорослих. Для пересування постояльців готелю передбачено окремі ліфти, що йдуть із першого поверху. Висота поверху - 5,2 м;

- блок 3 (відм. від +150,570 до +177,540) являє собою 5-ти поверхову будівлю, на поверхах якої розташовані телевізійні студії та офісні приміщення працівників телеіндустрії. Так само на поверхах є кафе, зони відпочинку, зали нарад. Висота поверху - 5,2 м;

- блок 4 (відм. від +332,480 до +359,450) являє собою 5-ти поверхову будівлю, на перших 2-х поверхах якої розміщується зимовий сад з туристичною зоною та оглядовим майданчиком, на інших поверхах розміщені технічні приміщення моніторингу за станом будівлі. Висота поверху - 5,2 м;

- блок 5 (відм. +400,170 до +452,170) являє собою 10-ти поверхову будівлю, перші 5 поверхів якої - технічні, що включають у себе приміщення демпферних установок (гасителів коливань), машинне приміщення, різні приміщення

відстеження стану всіх систем, що забезпечують правильну роботу будівлі, приміщення співробітників, підсобні. Другі 5 поверхів - ресторан, торгові бутики, оглядові туристичні майданчики.

Проектована будівля призначена як для тимчасового дозвільно-розважального перебування людей. Загалом у будівлі 31 поверх. Проектований об'єкт за формою еліпсоїдної форми в плані, зі змінною площею кожного поверху. Висота до верхньої позначки парапетів покрівлі по фасаду +453,050 м. За відносну позначку +0,000 прийнято позначку чистої підлоги на рівні першого поверху.

Зовнішні стіни нижче рівня землі з монолітного залізобетону завтовшки 200 мм, 300 мм, утеплені плитами завтовшки 100 мм.

Стіни сходово-ліфтового вузла і діафрагми жорсткості із залізобетону товщиною 300, 500 мм. Місця, де ядро жорсткості по висоті за межами теплового контуру будівель, утеплені мінераловатними плитами товщиною 200 мм.

Зовнішній контур будівель - панорамне суцільне на всю висоту поверху скління з вітражів. Вітражі виконані з акумулюючих тепло енергозберігаючих алюмінієвих блоків по металевому каркасу. Загальна товщина огорожувальної вітражної конструкції - 500 мм. Ця вітражна конструкція індивідуального виготовлення. На кожному поверсі кожного блоку вздовж контуру вітражного скління обов'язкове влаштування вертикальної металевої огорожі. Висота огорожі не менше 1,2 м.

Вище рівня землі внутрішні стіни, що розділяють приміщення, завтовшки 250 мм із ГКЛ з металокаркасом із шумоізоляційним покриттям, внутрішні перегородки завтовшки 120 мм із ГКЛ з металокаркасом із шумоізоляційним заповненням.

На цокольному поверсі розміщені:

- приміщення для розміщення технологічного обладнання;
- приміщення для стаціонарної станції моніторингу несучих конструкцій і апаратної;
- центральний пункт управління інженерними мережами;
- центральний пункт управління системою протипожежного захисту;

- приміщення систем моніторингу інженерних систем та інженерних конструкцій;

- центральний пункт управління системою безпеки будівлі. Кожне приміщення має власний вихід із будівлі.

Захист людей на шляхах евакуації забезпечується комплексом об'ємно-планувальних, конструктивних, інженерно-технічних організаційних заходів. Двері евакуаційних виходів та інші двері на шляхах евакуації відчиняються у напрямку виходу з будівлі. Двері внутрішні протипожежні виконані з межею вогнестійкості EI60. Евакуація людей з усіх корпусів проводиться незадимлюваними сходами типу H2, обладнаними підпором повітря.

Ліфти №1-4 є 2-х поверховими, доставляють людей з першого поверху першого блоку на поверхи блоків 3,4 і 5.

Ліфт № 5 є службовим, призначений для перевезення тільки співробітників. Також цей ліфт призначений для роботи пожежних підрозділів.

Ліфти №6-8 призначені для перевезення постояльців готелю (блок 2). Також цей ліфт призначений для роботи пожежних підрозділів.

Внутрішні стіни будівлі, підлога, стеля на шляхах евакуації оздоблені негорючими матеріалами.

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

Архітектурно-композиційне рішення будівлі виконано з урахуванням умов забудови, що склалася, рельєфу та інженерно-геологічної будови майданчика.

Об'ємно-просторові та архітектурно-художні рішення цього проекту ухвалено з метою досягнення максимальної користі, зручності та безпеки під час експлуатації будівлі, забезпечення конструктивної міцності та краси споруди. Прийняті рішення, у тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва, відповідають вимогам чинних норм і правил.

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

Композиційні прийоми, прийняті під час оформлення фасадів, продиктовані вимогами технології, вимогами пожежної безпеки, а також навколишньою забудовою.

Фасад будівлі виконується у двоколірному композиційному виконанні. Для зовнішнього оздоблення будівлі передбачено оздоблення мокрою штукатуркою колір RAL 7011.

Бічні поверхні ганків, стіни спусків у цокольний поверх, перегородки, що відокремлюють вхід у сміттекамеру, козирки над входами, облицьовані керамогранітною плиткою.

Вікна та вітражі алюмінієві, виконані за індивідуальним виготовленням.

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

Блок 1. Внутрішні стіни і перегородки громадської частини будівлі першого поверху пофарбовані водоемульсійною фарбою.

Блок 2. Внутрішні стіни та перегородки готельного блоку (внутрішньокімнатні приміщення) поштукатурені та обклеєні декоративними вініловими шпалерами, у санвузлах оздоблення керамо-гранітною плиткою.

Блоки 3-5. Внутрішні стіни і перегородки громадської частини будівлі першого поверху пофарбовані водоемульсійною фарбою.

Стеля: затирка шпаклівкою, вапняна побілка.

Підлоги: стяжка з цементно-піщаного розчину, покриття-лінолеум. Стеля: підвісна стеля "Армстронг".

Підлога утеплена і покрита зносостійкою керамічною плиткою.

Ліфтові холи, тамбури та сходові клітки оздоблені відповідно до відповідно

до протипожежних вимог.

Оздоблення приміщень і підлоги виконані на підставі технологічних, пожежних і санітарно-гігієнічних вимог. Підлоги та оздоблення на шляхах евакуації (коридори, сходові клітки, тамбури) виконуються з негорючих матеріалів - керамогранітна плитка.

1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей

Природне освітлення передбачено в усіх приміщеннях із постійним перебуванням людей. Усі приміщення з постійним перебуванням людей мають природне освітлення через віконні прорізи. Співвідношення площі світлових прорізів цих приміщень до площі підлоги становить не менше 1:8. Під час проектування віконних прорізів і вітражів враховано нормативні коефіцієнти природного освітлення : для номерів готелів КЕО = 0,4%; для офісів КЕО = 0,6%; для решти виробничих і складських приміщень, а також обідньої зали ресторану КЕО не нормується.

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

Захист приміщень від шуму, пилу, температурних впливів забезпечується багатошаровою конструкцією стін із розрахунковим утепленням і заповненням вітражних прорізів палітурками з алюмінієвих профілів зі склопакетами.

У підлогах будівлі передбачена цементно-піщана стяжка по звукоізоляційній пружній підкладці, що забезпечує захист приміщень від ударного шуму. Від повітряного шуму захист приміщень забезпечує диск перекриття, що працює спільно зі стяжкою.

1.7 Опис рішень зі світлозагородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден

Будівля повинна мати світлове огороження на найвищій точці та нижче через кожні 45 метрів, при цьому у верхніх точках будівлі має бути встановлено не менше ніж два загороджувальні вогні, що працюють одночасно.

Кількість і розташування загороджувальних вогнів на кожному рівні, що підлягає маркуванню, має бути таким, щоб з будь-якого напрямку в горизонтальній площині було видно не менше двох вогнів.

1.8 Опис рішень щодо декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів

Внутрішній інтер'єр приміщень витримано в єдиному стилі із застосуванням однотонних кольорів у фарбуванні стін і перегородок, не яскравих "приглушених" відтінків. Застосування великих площ вітражного скління в конструкції зовнішніх стін забезпечує додатковий зв'язок інтер'єру приміщення з навколишнім простором. При цьому всі елементи інтер'єру виконані із застосуванням сучасних матеріалів і конструкцій і відповідають усім вимогам з пожежної та іншої безпеки. Деталі та ескізи інтер'єру передбачається виконати за окремим дизайн-проектом.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Варіантне проєктування

У межах виконання кваліфікаційної роботи було розглянуто різні варіанти перекриттів поверхів будівлі, а саме:

- 1) в основі перекриттів балочна клітка з металевих зварених профілів складеного перерізу;
- 2) в основі перекриттів - балкова клітка, несучими конструкціями якої є клеєдерев'яні балки з LVL-брусу та укладені по них прогони;
- 3) перекриття являє собою ребристу монолітну залізобетонну плиту.

2.1.1 Варіант 1

Несучі конструкції перекриття являють собою перекриття монолітні по металевих балках. Формується шляхом заливки бетону в незнімну опалубку (профлист), встановлену безпосередньо на балкову клітку. Оскільки основне навантаження сприймає балочна клітка, в цьому варіанті покриттям балочної клітки, а також основою для підлог будівлі, слугуватиме армований бетон класу В 22,5.

Принципову схему влаштування перекриття з профнастилу подано на рис. 2.1.

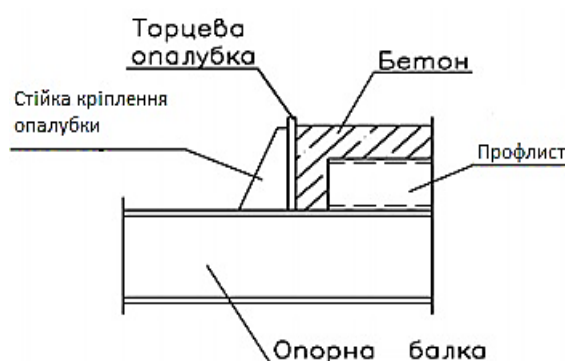


Рисунок 2.1 - Принципова схема влаштування перекриття з профнастилу

Переваги цього варіанту:

- підвищена надійність;
- високий запас міцності;
- тривалий ресурс експлуатації;
- висока несуча здатність;
- стійкість до біологічних загроз;
- низька пожежонебезпека конструкцій.

Недоліки цього варіанта:

- трудомісткість монтажних робіт, пов'язана з підвищеною масою металоконструкцій і необхідністю їх транспортування за допомогою спеціальних пристроїв;
- схильність до корозії;
- низькі тепло- і звуко- ізоляційні властивості.

2.1.2 Варіант 2

Несучі конструкції перекриття являють собою балкову клітку з клеєних дерев'яних балок з LVL-бруса, за якими з кроком 1000 мм покладені дерев'яні прогони. Як основна несуча конструкція виступає клеєдерев'яна балка перекриття з LVL-бруса, з одного боку, на вклеєних стрижнях, жорстко закладена в залізобетонне ядро, з іншого - за допомогою металевих з'єднувальних деталей, шарнірно зв'язана у вузол з металевою оболонкою будівлі. На головні балки-ферми з кроком 1000 мм укладено прогін - брус розміром 202мм x 279 мм. Принципова схема влаштування стику прогону і клеєдерев'яної балки зображена на рис. 2.2.

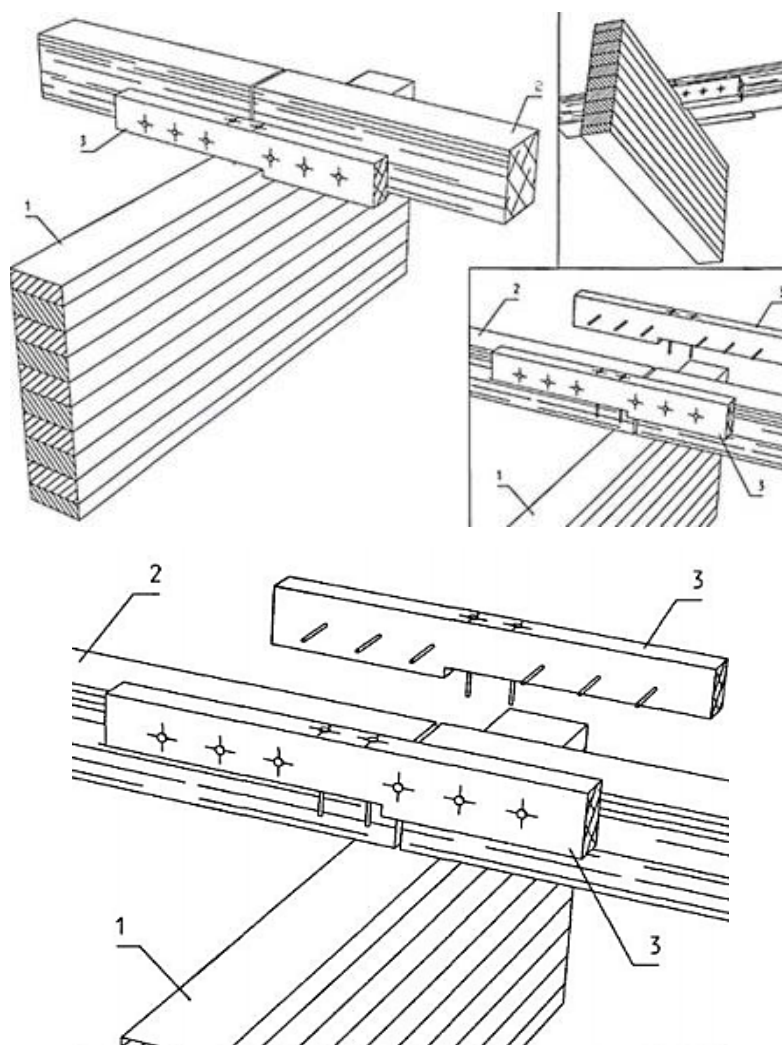
Переваги цього варіанта:

- мала вага дерев'яних конструкцій;
- менша трудомісткість монтажу;
- деревина несучих конструкцій не дає усадки, не деформується через перепади температур і вологості;
- брус LVL не підтримує горіння, тліє і поступово загасає.

Недоліки цього варіанта:

- низька шумоізоляція;
- висока вартість матеріалів зважаючи на малої кількості виробників LVL-бруса в Україні;
- схильність до біологічних загроз;
- обов'язковий моніторинг конструкцій на момент біологічного впливу;
- висока вартість матеріалів і виготовлення ферм;
- не типові конструкції, вимагають індивідуального проектування.

Принципову схему влаштування перекриттів див. рисунок 2.2



1- Головна балка; 2 - розрізний прогін (другорядна балка); 3 - дерев'яні накладки на цвяхах з одностороннім упорним підрізуванням.

Рисунок 2.2 - Принципова схема влаштування стику прогону і клеєдерев'яної балки

2.1.3 Варіант 3

Конструкцію перекриття виконано за технологією монолітного бетонування з армуванням плити.

Цей варіант було пораховано в програмному комплексі SCAD. Як вихідні дані задавали плиту завтовшки 300 мм, клас бетону В40.

За результатами розрахунку програма видала такі результати:

- розміри перерізу не забезпечують міцність бетону під час дії поперечних сил Q_x , Q_y ;

- у деяких ділянках плити перевищено максимальний відсоток армування.

Результати армування наведено на рисунках 2.3-2.6.

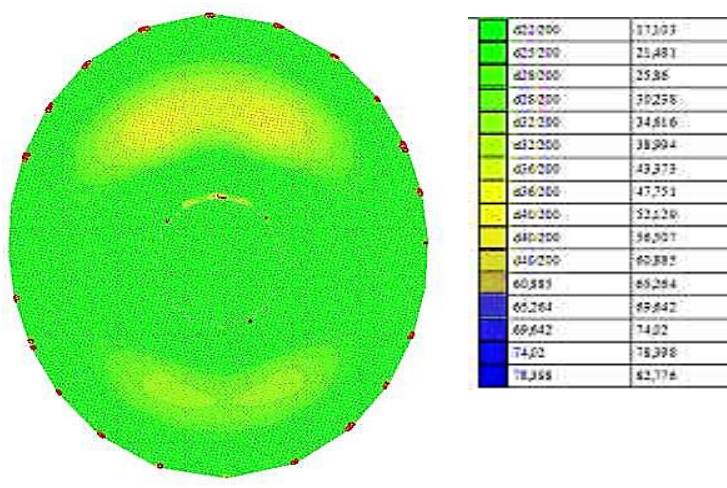


Рисунок 2.3 - Інтенсивність S_1 (нижня по X)

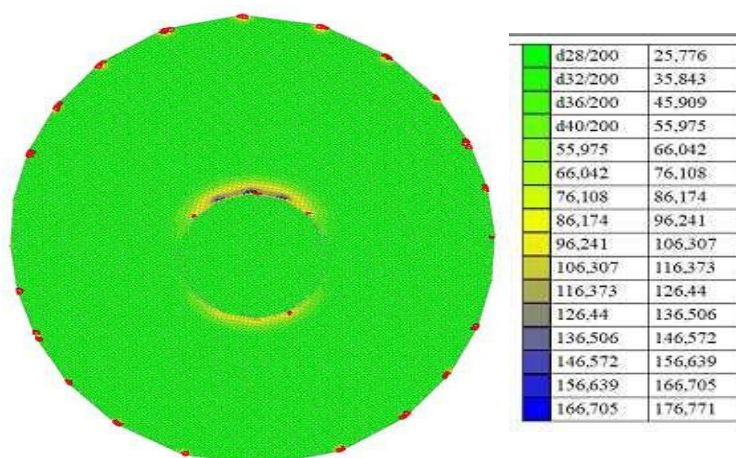
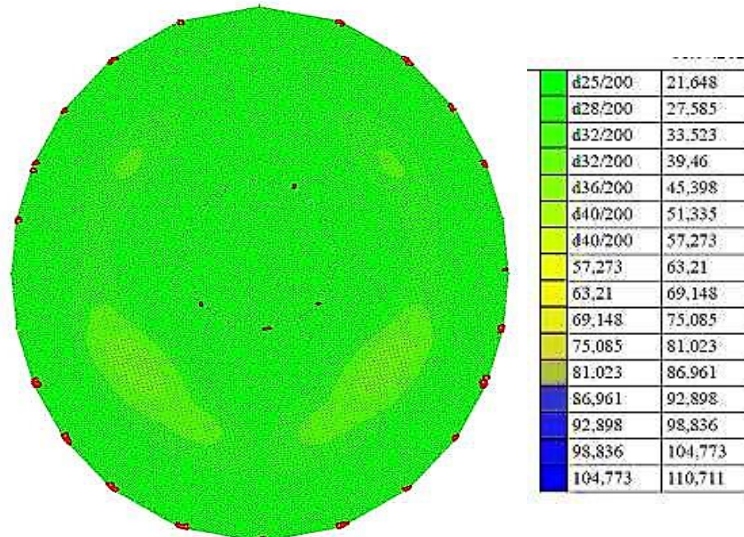
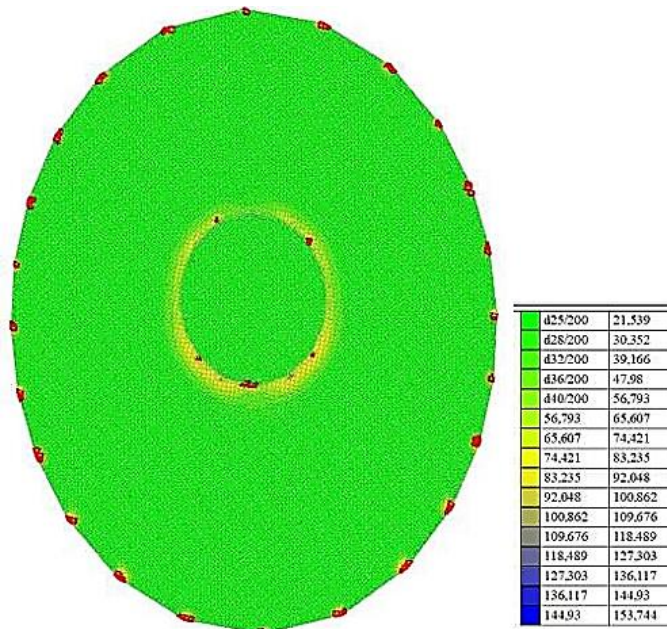


Рисунок 2.4 - Інтенсивність S_2 (верхня по X)

Рисунок 2.5 - Інтенсивність S_3 (нижня за Y)Рисунок 2.6 - Інтенсивність S_4 (нижня за Y)

Переваги цього варіанта:

- низька пожежонебезпека;
- найкраща шумоізоляція порівняно з іншими варіантами;
- довговічність і надійність.

Недоліки цього варіанта:

- висока трудомісткість і тривалий час монтажу;
- велика маса конструкцій;

- необхідність розроблення рішень для бетонування таких конструкцій на верхніх поверхах будівлі.

Максимальний проліт перекриття становить 27,2 м. Виходячи з досвіду проектування і проведених розрахунків, можна зробити висновок про те, що за такого великого прольоту, що перекривається, вельми трудомістко встановити опалубку у правильне проектне положення, а також залізобетонні монолітні балки і плити матимуть великі прогини. У такому разі знадобиться додаткове армування і значне збільшення перерізу, що призведе до зменшення висоти поверху, збільшення маси конструкції, збільшення трудовитрат.

2.1.4 Порівняння варіантів

Для порівняння 3-х варіантів було складено техніко-економічні показники, зазначені в таблиці 2.1

Основними показниками для аналізу є:

- вартість "у справі", зокрема за основними конструктивними елементами, грн.;

- маса всіх головних несучих конструкцій і маса окремо взятої конструкції (у нашому випадку - це балка з максимальним прольотом 27,22 м);

- витрата основних матеріалів (клесна деревина, сталь, бетон, арматура);

- трудомісткість виготовлення, люд-дн;

- трудомісткість зведення люд-дн.

За основні несучі конструкції прийнято:

- для перекриття з металу - головні балки складеного перерізу, оперті з одного боку на ядро жорсткості, з іншого - на металеві колони;

- для перекриття з дерев'яних конструкцій - головні балки- ферми, оперті на ядро жорсткості і на металеві колони відповідно;

- для ЗБ перекриття - армована бетонна монолітна плита, що утворює жорсткий диск перекриття з ядром жорсткості.

Таблиця 2.1 - Порівняльний аналіз техніко-економічних показників варіантів

Найменування показника	Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
1. Вартість заосновними конструктивними елементами, тис.грн;	5678,6	8510,2	1856,5
2. Маса всіх основних несучих конструкцій/масанайважчого елемента, т;	125,3/6,2	98,6/3,5	3750
3. Витрати основних матеріалів: - клеєна деревина, м ³ ; - сталь в натуральній вазі, т; - залізобетон, м ³	134,2	185	- - - 1500
4. Трудомісткість виготовлення, люд-дн	532,3	647,5	328
5. Трудомісткість зведення, люд-дн	66,1	35,5	68,8

Виходячи з проведеного аналізу, зупиняємося на варіанті 1 - перекриття з металевих балок з подальшим влаштуванням монолітного перекриття в незнімній опалубці (по профнастилу).

2.2 Вихідні дані

Об'єкт - багатофункціональний висотний комплекс м. Хмельницький.

Будівля громадського призначення, що складається з 5 окремих блоків за висотою.

Прив'язка металевих колон для блоку 1 до координаційних осей для блоку 1 - центральна; для інших блоків - згідно з графічною частиною.

Вихідні дані для будівництва:

- місце будівництва - м. Хмельницький;
- сніговий район - IV ;
- вага снігового покриву (розрахункове значення) - 1,4 кПа;
- вітровий район - III;
- вітровий тиск (нормативне значення) - 0,5;

Розрахункова сейсмічність майданчика будівництва - 6 балів.

2.3 Компонування конструктивної схеми каркаса

Просторова жорсткість будівлі забезпечується жорстким закріпленням колон до фундаментів, ядром жорсткості і жорстким диском перекриття.

Колони трубобетонні круглого перетину d_{2000} мм, бетон класу С35/40. Прив'язка колон до осей - центральна. Ядро жорсткості монолітне залізобетонне, товщина 500, 300 мм, бетон класу С55/60. Розміри ядра жорсткості в осях 1/1-6/1 становлять 15,60 м, в осях А-Е становлять 18,52 м. Перекриття суцільні, монолітні залізобетонні, товщиною 200 мм, бетон класу С25/30. Внутрішні перегородки товщиною 250 і 120 мм (див. креслення АР). Сходи - монолітні залізобетонні з монолітними залізобетонними майданчиками, бетон класу С25/30.

2.4 Збирання навантажень

2.4.1 Постійні навантаження

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

2.4.2 Снігове навантаження

Розрахунок снігового навантаження ведеться за ДБН "Навантаження і впливи" [3].

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття слід приймати за формулою 2.1 [3]

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

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

$c_t = 1$ - термічний коефіцієнт;

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

S_g - вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі,;

$\mu = 1$ - коефіцієнт, що приймається відповідно до додатка Б [3]. Визначимо коефіцієнт c_e за формулою 10.2 п 10.5 [3]:

$$c_e = (1,4 - 0,4 \cdot \sqrt{k})(0,8 + 0,002 \cdot l_c), \quad (2.2)$$

де k приймаємо за таблицею 11.2 [3] (для типу місцевості В $k = 2,5$);

$l = 2b - b^2$ - характерний розмір покриття, що приймається не більше $100c$ l м, b - найменший розмір покриття в плані,

l - найбільший розмір покриття в плані.

$$c_e = (1,2 - 0,4 \cdot \sqrt{2,5}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 34,6) = 0,49$$

Нормативне навантаження:

$$S_0 = 0,7 \cdot 0,49 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 = 0,62 \text{ КПа} = 0,62 \text{ кН/м}^2$$

2.4.3 Вітрове навантаження

Вітрове навантаження задається виходячи з [3].

Нормативне значення основного вітрового навантаження w_m над поверхнею землі слід визначати за формулою:

$$w = w_m + w_p, \quad (2.3)$$

де w_m - середня складова основного вітрового навантаження;

w_p - пульсуюча складова основного вітрового навантаження.

Середня складова основного вітрового навантаження визначається за формулою:

$$w_m = w_0 \cdot k(z) \cdot c, \quad (2.4)$$

де w_0 - нормативне значення вітрового тиску [3];

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

z_e - еквівалентна висота;

c - аеродинамічний коефіцієнт.

Пульсаційна складова основного вітрового навантаження визначається за формулою:

$$w_p = w_m \cdot 3(z_e) \cdot v, \quad (2.5)$$

де $3(z_e)$ - коефіцієнт пульсації тиску вітру[3];

z_e - еквівалентна висота[3];

v - коефіцієнт просторової кореляції пульсацій тиску вітру.

Аеродинамічні коефіцієнти визначалися згідно з [3] для споруд із круговою циліндричною поверхнею.

Значення вітрових навантажень визначали для характерних висот і кутів відхилення від площини симетрії (β). Проміжні значення визначали інтерполяцією.

Результати розрахунку представлені в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 - Результати розрахунку вітрового навантаження, т/м²

h,м	z_e	$K(z_e)$	$w_{\beta=0^\circ}$	$w_{\beta=85^\circ}$	$w_{\beta=180^\circ}$	w_0	$3(z_e)$	$w_{p\beta=0^\circ}$	$w_{p\beta=85^\circ}$	$w_{p\beta=180^\circ}$
			$c=1$	$c=2,2$	$c=0,4$			$v=0,48$	$v=0,53$	$v=0,48$
10	70,4	1,778	0,0345	0,0759	0,0138	0,023	0,58	0,009605	0,023332	0,003842
20	70,4	1,778	0,0345	0,0759	0,0138		0,58	0,009605	0,023332	0,003842
40	70,4	1,778	0,0345	0,0759	0,0138		0,58	0,009605	0,023332	0,003842
60	70,4	1,778	0,0345	0,0759	0,0138		0,58	0,009605	0,023332	0,003842
80	80	1,85	0,0391	0,08602	0,01564		0,56	0,01051	0,025531	0,004204
100	100	2	0,04255	0,09361	0,01702		0,54	0,011029	0,026791	0,004412
150	150	2,25	0,046	0,1012	0,0184		0,51	0,011261	0,027354	0,004504
200	200	2,45	0,05175	0,11385	0,0207		0,49	0,012172	0,029567	0,004869
250	250	2,65	0,05635	0,12397	0,02254		0,47	0,012713	0,030881	0,005085
300	300	2,75	0,06095	0,13409	0,02438		0,46	0,013458	0,032691	0,005383
350	350	2,75	0,06325	0,13915	0,0253		0,46	0,013966	0,033925	0,005586
480	480	2,75	0,06325	0,13915	0,0253		0,46	0,013966	0,033925	0,005586

Схеми прикладання навантаження в програмному комплексі SCAD представлено на рисунку 2.7-2.8

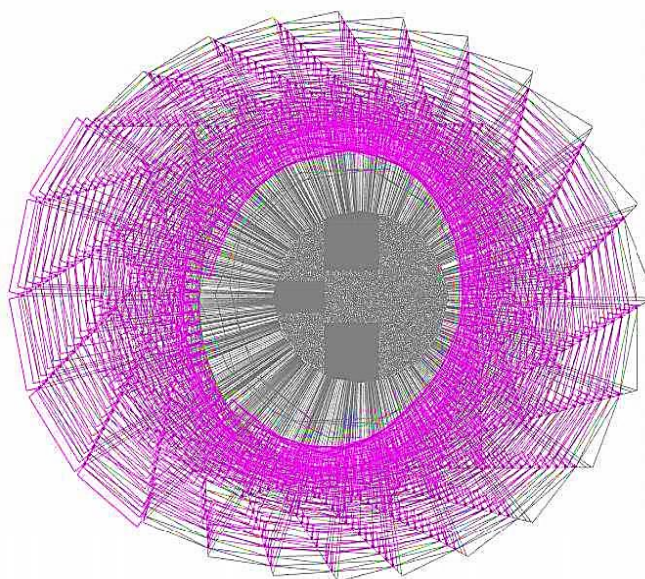


Рисунок 2.7 - Схема прикладання вітрового навантаження. Вид зверху



Рисунок 2.8 - Схема прикладання вітрового навантаження. Загальний вигляд

2.4.4 Підбір профільованого настилу

Профільований настил під час влаштування залізобетонного перекриття по сталевих балках є незнімною опалубкою.

Збір навантажень на настил наведено в таблиці 2.3. Розрахунок профнастилу здійснюємо для 1-го поверху кожного блоку. Схема роботи настилу - однопролітна, $l=1.5\text{м}$.

Таблиця 2.3 - Збір навантажень на профільований настил (перекриття типових поверхів)

№ п.п	Найменування навантаж	Норм. навантаж, кг/м ²	γ	Розр навантаж, кг/м ²
1	Підлогова керамічна плитка, товщ. 20мм	15	1,2	18
2	Утеплювач ПСБ-С ,товщ.130 мм	6,5	1,2	7,8
	Стяжка з ц/п розтвору, товщ 30мм	45	1,3	58,5
4	Гідро-, пароізоляційний шар	1,2	1,2	1,44
5	Бетон малозернистий кл. В25, товщ 175 мм	437,5	1,1	481,3
6	Профільований настил Н60-845-0,8	8,19	1,05	9
7	Корисне навантаження	300	1,2	360
	Разом	813,4	-	936,04

Навантаження від перегородок - 68 кг/м^2 .

Виходячи з отриманого значення навантаження проводимо розрахунок настилу. Початкові дані:

Для профільованого листа Н60-845-0,8:

- розрахунковий опір сталі вигину $R_y = 220 \text{ МПа}$;
- розрахункове погонне навантаження $q = 9,18 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,5 \text{ м} = 13,77 \text{ кН/м}$;
- нормативне погонне навантаження $q = 7,98 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,5 \text{ м} = 11,97 \text{ кН/м}$;
- робоча площа настилу $S_n = 0,845 \cdot 1,5 = 1,27 \text{ м}^2$;
- момент опору для прогонового перерізу $W_{\min} = 16,5 \text{ см}^3$;
- момент опору для опорного перерізу $W_{\text{bmin}} = 17,7 \text{ см}^3$;
- момент інерції $J_x = 70,6 \text{ см}^4$

Визначаємо розрахунковий згинальний момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{13,77 \cdot 1,5^2}{8} = 3,87 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (2.6)$$

Максимальне напруження в профілі на опорі

$$\sigma = \frac{M}{W_{min}^b} = \frac{3,87}{17,7 \cdot 10^{-6}} = 208,6 \text{ МПа} < R_y = 220 \text{ МПа} \quad (2.7)$$

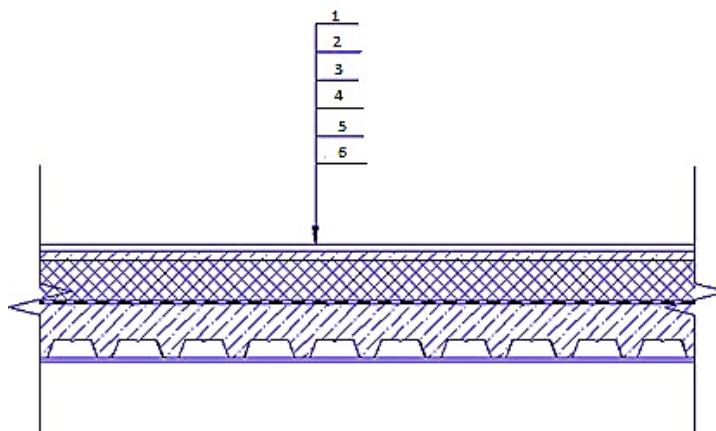
Перевірка настилу за прогином:

$$f = \frac{q^n \cdot l^4}{145EJ} = \frac{11,97 \cdot 1,5^4}{145 \cdot 2,1 \cdot 10^9 \cdot 7,06 \cdot 10^{-7}} = 0,00012 \text{ м} \quad (2.8)$$

Допустимий прогин $f = 1/150 = 1,5/150 = 0,01 \text{ м}$ $0,00012 \text{ м} < 0,01 \text{ м}$

Умова виконується.

Склад конструкції підлоги показано на рисунку 3.1.



1- Підлогова керамічна плитка 20 мм; 2- Стяжка з ц/п розчину 30мм; 3- Утеплювач ПСБ-С 130мм; 4- Гідро – пароізоляційних шар 10мм; 5-Бетон низькозернистий С20/25 армований сіткою 175 мм; 6- Профнастил Н60-845-0,8.

Рисунок 2.9 - Склад конструкції підлоги типового поверху 1

Збір навантажень на покрівельний настил наведено в таблиці 2.4. Схема роботи настилу - однопролітна, $l=1,5\text{м}$.

Таблиця 2.4 - Збір навантажень на профільований настил (покрівля)

№ п.п	Найменування навантаж.	Норм. навантаж, кг/м ²	γ	Розр навантаж, кг/м ²
1	Навантаження від снігового покриву	63,2	1,2	75,84
2	Утеплювач ПСБ-С, товщ.200 мм	35	1,2	42
3	Гідроізоляційний шар	0,6	1,2	0,72
4	Стяжка з ц/п розчину, товщ, 30мм	45	1,3	58,5
5	Пароізоляційний шар	0,6	1,2	0,72
6	Бетон дрібнозернистий кл. С20/25, товщ 175 мм	437,5	1,1	481,3
7	Профільований настил Н60-845-0,8	8,19	1,05	9
8	Корисне навантаження	300	1,2	360
Разом		890,1	-	1028,1

Виходячи з отриманого значення навантаження проводимо розрахунок настилу. Початкові дані:

Для профільованого листа Н60-845-0,8:

- розрахунковий опір сталі вигину $R_y = 220$ МПа;
- розрахункове погонне навантаження $q = 10,3 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,5 \text{ м} = 15,45 \text{ кН/м}$;
- нормативне погонне навантаження $q = 8,9 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,5 \text{ м} = 13,35 \text{ кН/м}$;
- робоча площа настилу $S_n = 0,845 \cdot 1,5 = 1,27 \text{ м}^2$;
- момент опору для прогонового перерізу $W_{\min} = 16,5 \text{ см}^3$;
- момент опору для опорного перерізу $W_{\min}^b = 17,7 \text{ см}^3$;
- момент інерції $J_x = 70,6 \text{ см}^4$

Визначаємо розрахунковий згинальний момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{15,45 \cdot 1,5^2}{8} = 4,1 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (2.9)$$

Максимальне напруження в профілі на опорі

$$\sigma = \frac{M}{W_{\min}^b} = \frac{4,1}{17,7 \cdot 10^{-6}} = 218,6 \text{ МПа} < R_y = 220 \text{ МПа} \quad (2.10)$$

Перевірка настилу за прогином:

$$f = \frac{q^n \cdot l^4}{145EJ} = \frac{13,35 \cdot 1,5^4}{145 \cdot 2,1 \cdot 10^9 \cdot 7,06 \cdot 10^{-7}} = 0,00035 \text{ м} \quad (2.11)$$

Допустимий прогин $f=1/150=1,5/150=0,01\text{м}$

$0,00035\text{м} < 0,01 \text{ м}$

Умова виконується.

2.4.5 Розрахунок прогону П1

Використовуючи навантаження, отримані під час розрахунку профнастилу, розрахуємо прогони.

Нормативне навантаження на прогін типового поверху становить:

$$q_n = 8,9 - 1,5 = 13,35 \text{ кН/м}$$

Розрахункове навантаження на прогін типового поверху становить:

$$q_n = 9,4 - 1,5 = 14,1 \text{ кН/м}$$

Згідно зі схемою розташування прогонів, максимальна довжина прогону становить $l=8,03\text{м}$

У програмному комплексі SCAD задаємо прогін як шарнірно-оперту балку з обох боків.

Епюра зусиль показано на рисунках 2.10 і 2.11

Епюра згинального моменту M , кН·м



Рисунок 2.10 - Епюра згинального моменту

Епюра поперечної сили моменту Q , кН

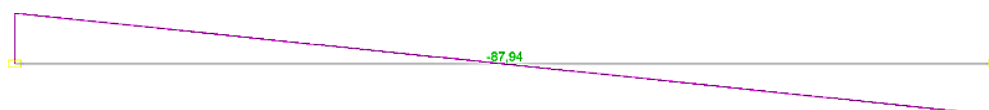


Рисунок 2.11 - Епюра поперечної сили

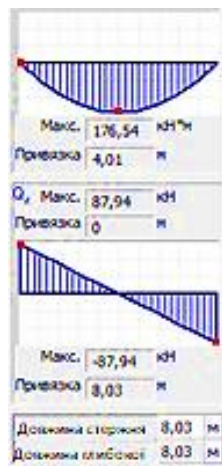


Рисунок 2.12 - Значення зусиль

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

$$\frac{M_{max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.12)$$

де M_{max} - максимальний момент у перерізі від розрахункового навантажування, кН·м;

$W_{n,min}$ - момент опору перерізу, см³;

R_y - розрахунковий опір сталі вигину, приймаємо рівним 32 кН/см²;

$\gamma_c = 0,9$ - коефіцієнт умов роботи.

В нашому випадку максимальне зусилля $M=176,54$ кН м= 17654 кН·см

З цієї умови визначимо необхідний момент опору перерізу балки за формулою

$$W_x = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{17654}{32 \cdot 0.9} = 613 \text{ см}^3 \quad (2.13)$$

Згідно з отриманим моментом опору із сортаменту вибираємо: двотавр 35Б2 з паралельними гранями полиць. Геометричні характеристики подано в табл. 2.5

Таблиця 2.5 - Геометричні перерізи профілю

Площа поперечного перерізу	63.14 см ²
Маса 1 м	49.6 кг
I _x , момент інерції	13559.01 см ⁴
W _x , момент опору	775 см ³
i _x , радіус інерції	146.54 см
S _x , статичний момент півсичення	433.96 см ³
I _y , момент інерції	984.34 см ⁴
W _y , момент опору	112.5 см ³
i _y , радіус інерції	39.48 см
S _y , статичний момент півсичення	86.79 с

Перевірка деформативності (жорсткості) балок 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 проектування [3]; f_{\max} слід визначати від нормативних навантажень.

Визначимо значення граничного прогину прогону П1:

$$f_u = 1/250 = 8,03/200 = 0,054 \text{ м} = 5,4 \text{ см.}$$

В програмному комплексі SCAD отримали такі прогини, рисунок 2.13.



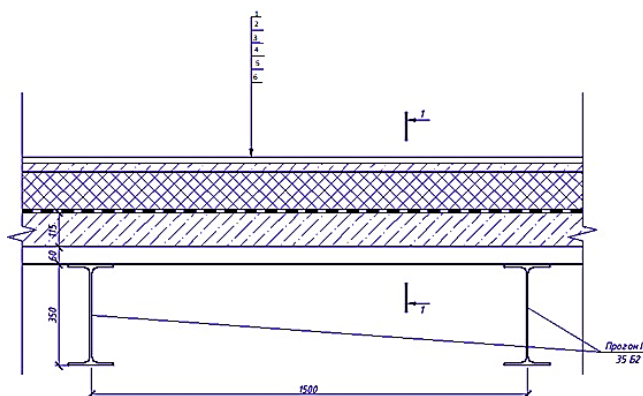
Рисунок 2.13 – прогини в SCAD

5,2 см < 5,4 см - жорсткість балки забезпечена.

Загальна стійкість балки забезпечується плоским сталевим настилом, що передає навантаження на балку, спирається на її стислий пояс і приварений до нього безперервним зварним швом.

Місцеvu стійкість елементів прокатних балок не перевіряють, оскільки її забезпечено співвідношенням їхніх розмірів, призначених з урахуванням стійкості роботи за різних напружених станів.

Принципову схему влаштування перекриття представлено на рис 2.14



1- Підлогова керамічна плитка 20 мм; 2- Стяжка з ц/п розчину 30мм; 3- Утеплювач ПСБ-С 130мм; 4- Гідро – пароізоляційний шар 10мм; 5-Бетон низькозернистий С20/25 армований сіткою 175 мм; 6- Профнастил Н60-845-0,8.

Рисунок 2.14 - Принципова схема пристрою перекриття

2.4.6 Льодові навантаження

Льодові навантаження необхідно враховувати під час проектування ґратчастих елементів конструкцій, а також стін і покриттів висотних будівель, розташованих на висоті 100 м і більше.

Нормативне значення поверхневого льодового навантаження визначається за формулою:

$$i = b - k - \mu_2 - \rho - g, \text{ Па} \quad (2.14)$$

де b - товщина стінки ожеледі в мм;

k - коефіцієнт, що враховує зміну товщини стінки льоду за висотою;

μ_2 - коефіцієнт, що враховує відношення площі поверхні елемента, схильного до обмерзання, до повної площі поверхні елемента, який приймається $\mu_2 = 0,6$ для металевих елементів малих розмірів;

ρ - густина льоду, яку приймають $0,9 \text{ г/см}^3$;

g - прискорення вільного падіння, $g = 9,81 \text{ м/с}^2$.

Для елементів конструкції, розташованих на висоті $h=100 \text{ м}$ і більше, значення коефіцієнта k обчислюється за формулою:

$$k=1,0+a^3(h-300), \quad (2.15)$$

де $a_3=0,01(b_{400}-b_{300})/b_{300}=0,01(60-45)/45=0,0033 \text{ мм}$

Тут b_{300} і b_{400} - товщина стінки льоду на висоті 300 і 400 м над рівнем землі.

Із формули (2.14) маємо:

$$\begin{aligned} i &= b - k - \mu_2 - \rho - g = 60 - 10 \cdot 3 - 1,495 - 0,6 - 0,9 - 106 - 9,81 = \\ &= 475176,8 \text{ Па} = 475,2 \text{ кг/м}^2 \end{aligned}$$

Розрахункове льодове навантаження з урахуванням коефіцієнта надійності по льодовому навантаженню $\gamma = 2,0$ становить

$$i' = 475,2 \cdot 2 = 950,4 \text{ кг/м}^2$$

Як уже було сказано вище, це навантаження прикладали погонним на металеві колони і зв'язки вище відмітки +100,000.

2.5 Армування несучих конструкцій залізобетонного ядра жорсткості

Ядж 1

Для розрахунку ядра основні залізобетонні елементи було прийнято розділити на 4 конструктивні групи: типова плита перекриття (Пм1, Пм2, Пм3) на відм. +78,000; плита покриття на відм. +452,370; несучі вертикальні стіни на відм. -4,600...+250,170; несучі вертикальні стіни на відм. +250,170....+452,170.

2.5.1 Армування плит перекриття

Розрахунок проводимо в програмному комплексі SCAD, розглядаємо плити перекриття Пм1, Пм2, Пм3 на позначці +78,000 м, завтовшки 200 мм і проводимо армування цього елемента (див. аркуш 8 графічної частини). На рисунку 2.15 - 2.18 представлено епюри армування плити, обчислені в програмному комплексі SCAD від найнесприятливішого поєднання зусиль.

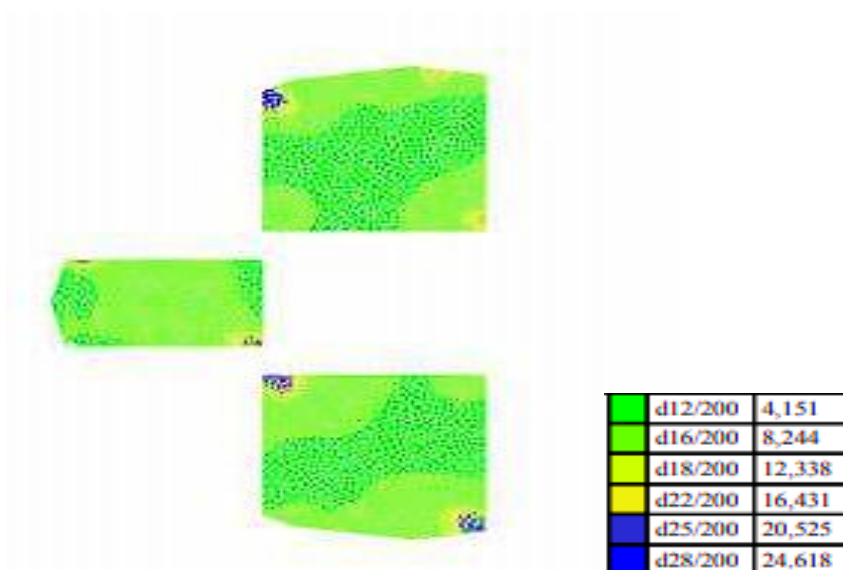


Рисунок 2.15 - Армування монолітної плити з інтенсивністю S_2 верхнє по x

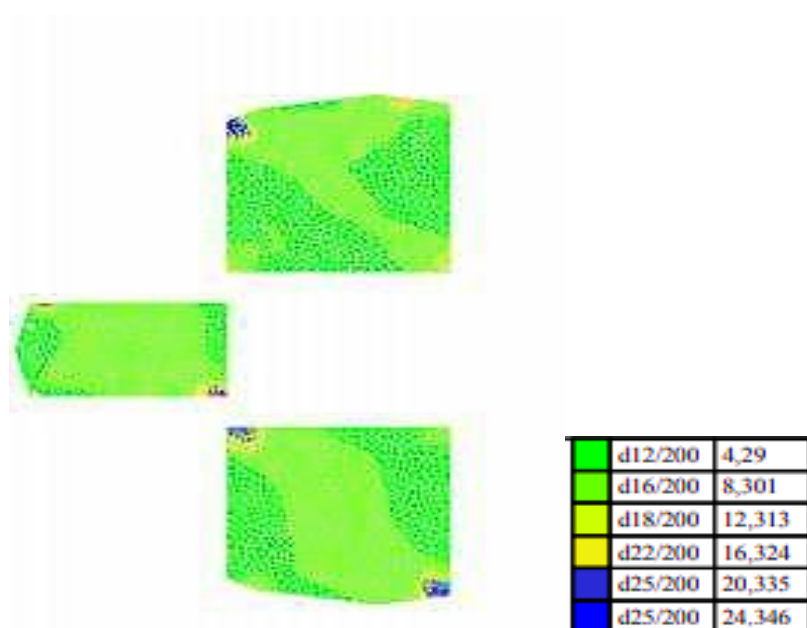


Рисунок 2.16 - Армування монолітної плити з інтенсивністю S_1 нижнє по x

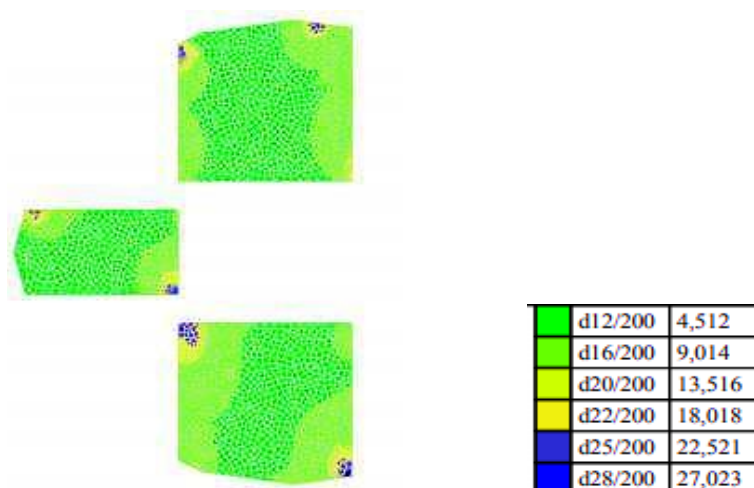


Рисунок 2.17 - Армування монолітної плити з інтенсивністю S_4 верхнє по у

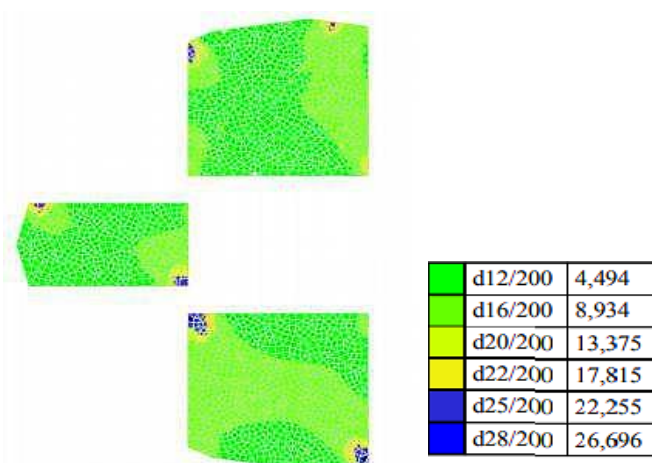


Рисунок 2.18 - Армування монолітної плити з інтенсивністю S_3 нижнє по у

2.5.2 Армування плити покриття

Розрахунок проводимо в програмному комплексі SCAD. На рисунку 2.19 - 2.22 представлено епюри армування плити, обчислені в програмному комплексі SCAD від найнесприятливішого поєднання зусиль.

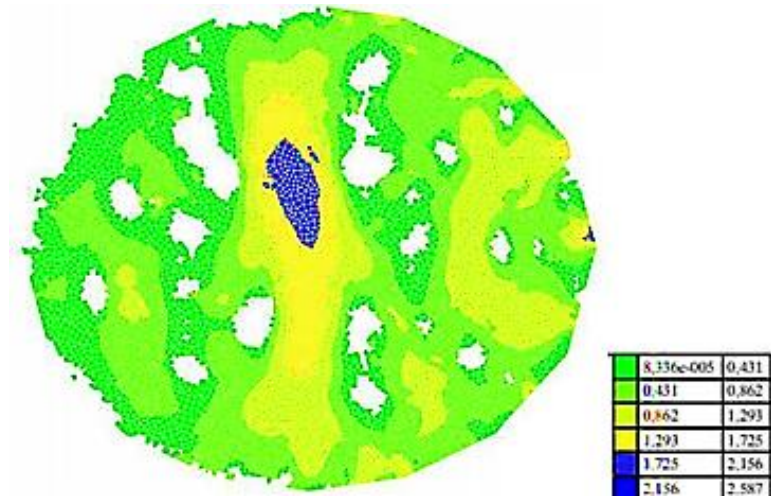


Рисунок 2.19 - Армування монолітної плити з інтенсивністю S_1 нижнє по x

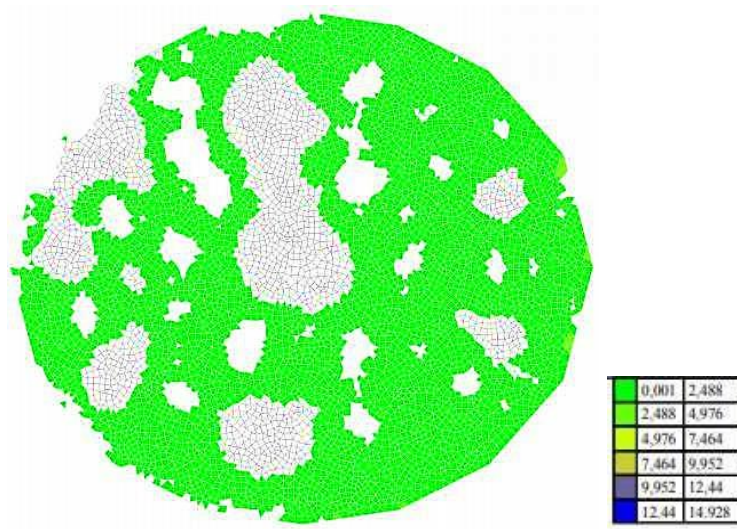


Рисунок 2.20 - Армування монолітної плити з інтенсивністю S_2 верхнє по x

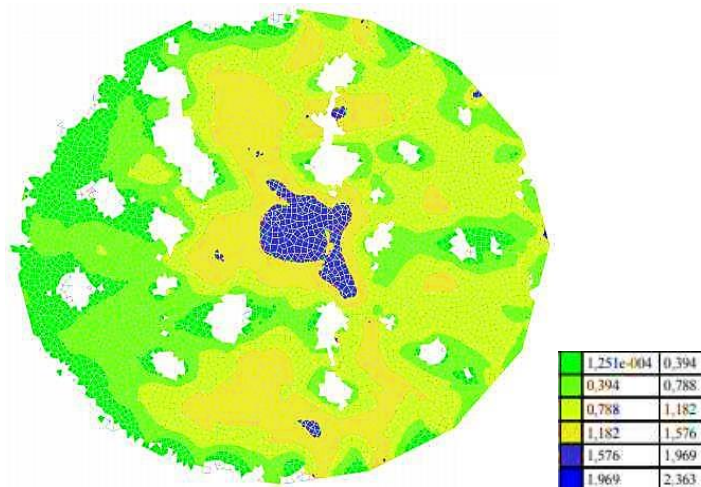


Рисунок 2.21 - Армування монолітної плити з інтенсивністю S_3 нижнє по

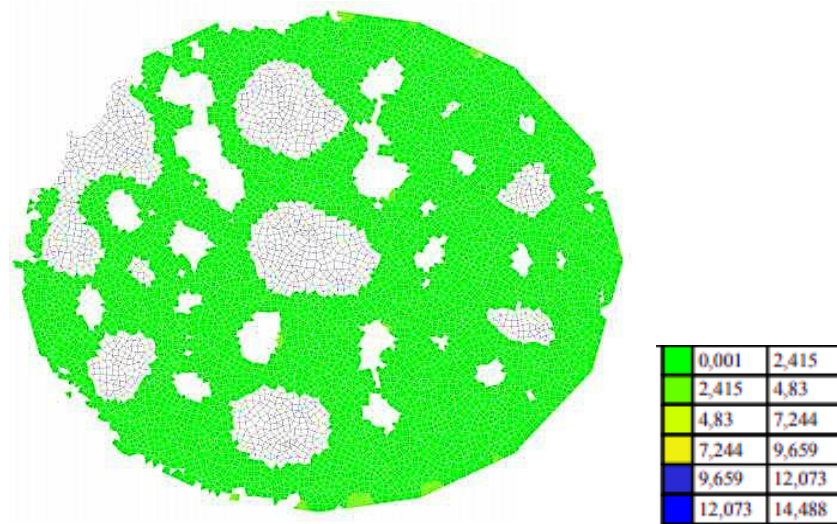


Рисунок 2.22 - Армування монолітної плити з інтенсивністю S_4 верхнє по у

2.5.3 Армування вертикальних конструкцій ядра жорсткості

1) група 3: зовнішні вертикальні стіни з відм. -4,600...+250,000.

Ізополя армування монолітних стін представлено на рисунках 2.23- 2.24.

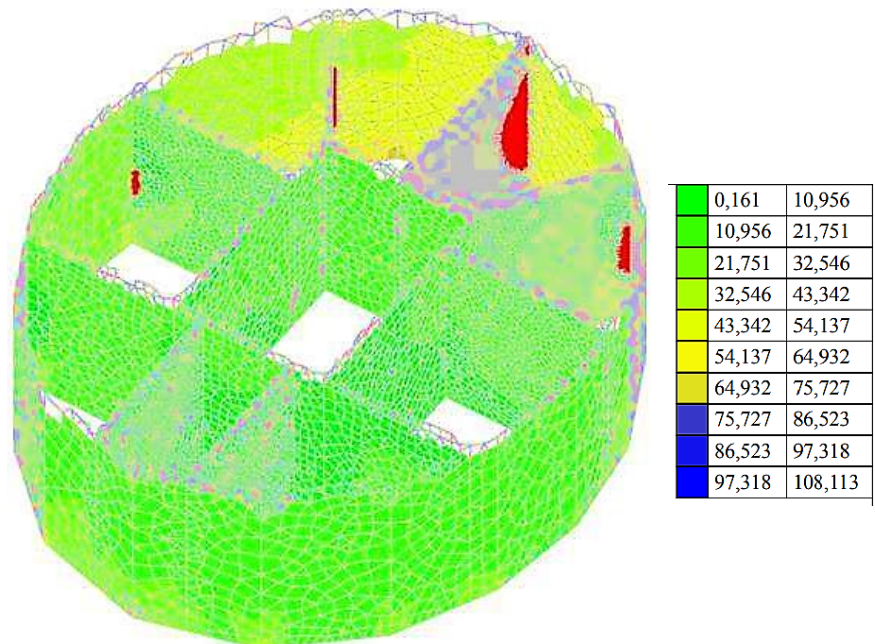


Рисунок 2.23 - Армування монолітних стін з інтенсивністю S_1

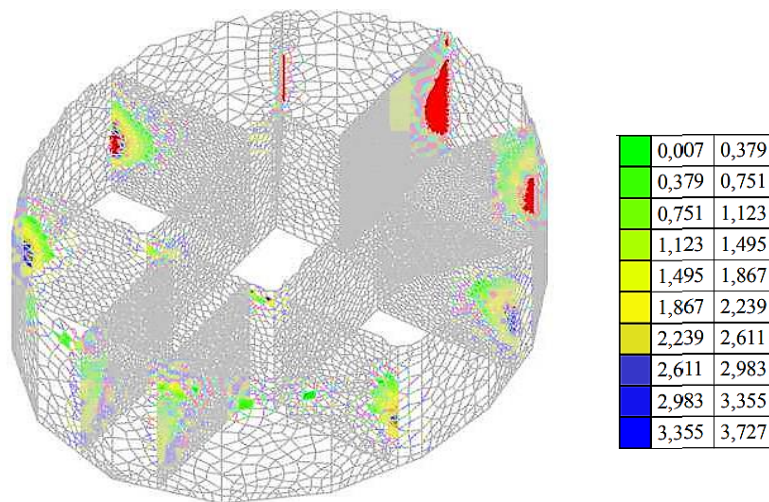


Рисунок 2.24 - Армування монолітних стін з інтенсивністю S_3

Виходячи з отриманих даних, приймаємо таке армування:

1) для зовнішніх стін товщиною 500 мм:

- як вертикальна арматура - $\varnothing 25A500C$

- як горизонтальна арматура - $\varnothing 12A500C$

2) для внутрішніх стін товщиною 500 і 300 мм:

- як вертикальна арматура - $\varnothing 16A500C$

- як горизонтальна арматура - $\varnothing 12A500C$

Захисний шар бетону становить:

- 50 мм для стін товщиною 500 мм;

- 30 мм для стін товщиною 300 мм.

Дверні прорізи обрамляються додатково 3-ма стержнями $\varnothing 16A500C$ з кроком 100 мм з боків і над прорізами. В кутах отвору встановлюються також 4 похилі стержні $\varnothing 10A500C$, щоб уникнути утворення похилих тріщин у процесі монтажу стіни. Крім того, з боків отвору встановлюються П-подібні деталі $\varnothing 10A500C$.

2) група 4: внутрішні вертикальні стіни відм. +250,000...452,170.

Ізополя армування монолітних стін представлено на рисунках 2.25- 2.26.

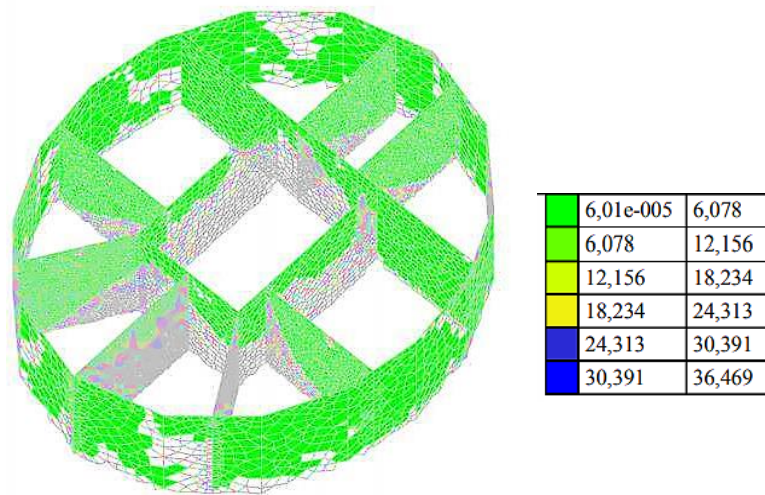


Рисунок 2.25 - Армування монолітних стін з інтенсивністю S_1

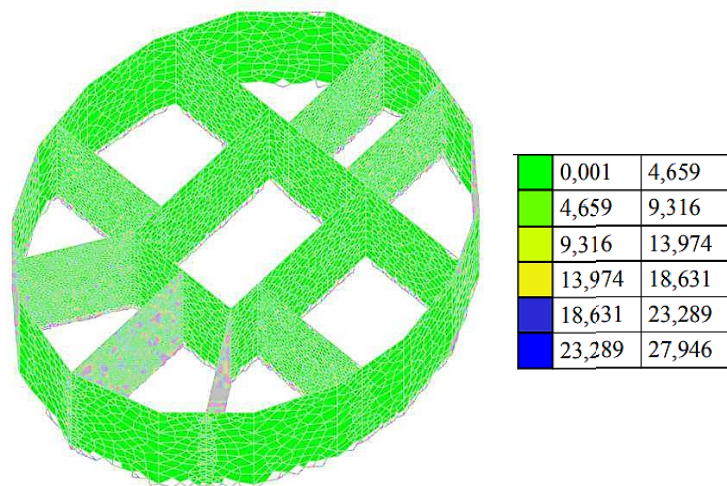


Рисунок 2.26 - Армування монолітних стін з інтенсивністю S_3

Виходячи з отриманих даних, приймаємо таке армування:

3) для зовнішніх стін товщиною 500 мм:

- як вертикальна арматура - $\varnothing 14A500C$

- як горизонтальну арматуру - $\varnothing 12A500C$

4) для внутрішніх стін товщиною 500 і 300 мм:

- як вертикальна арматура - $\varnothing 12A500C$

- як горизонтальна арматура - $\varnothing 10A500C$ Захисний шар бетону становить:

- 50 мм для стін товщиною 500 мм;

- 30 мм для стін товщиною 300 мм.

Дверні прорізи обрамляються додатково 3-ма стержнями $\varnothing 12A500C$ з кроком 100 мм з боків і над прорізами. В кутах отвору встановлюються також 4 похилі стержні $\varnothing 10A500C$, щоб уникнути утворення похилих тріщин у процесі монтажу стіни. Крім того, з боків отвору встановлюються П-подібні деталі $\varnothing 10A500C$.

РОЗДІЛ 3

ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

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

Клімат району робіт помірний, характеризується такими основними показниками:

- середня річна температура повітря - плюс 4,1 °С;
- абсолютний мінімум - мінус 22 °С;
- абсолютний максимум - плюс 37 °С;
- кількість опадів за рік - 644 мм.

Переважаючий напрям вітру:

- взимку (січень) - південно-західний;
- навесні (квітень) - південний;
- влітку (липень) - північно-західний;
- восени (жовтень) - південно-західний.

Середньорічна швидкість вітру 0-3,8 м/с. Найбільша середньомісячна швидкість вітру відзначається в січні.

Нормативна глибина сезонного промерзання становить для:

- супісків і пісків дрібних і пилюватих - 1,44 м;
- крупноуламкових ґрунтів - 1,05 м.

Тривалість безморозного періоду 220 діб.

Розрахункові температури зовнішнього повітря:

- 1) найхолоднішої доби забезпеченістю 98% (один раз на 50 років) - мінус 36°С, забезпеченістю 92% (один раз на 12,5 років) - мінус 22°С;
- 2) найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 98% - мінус 20°С, забезпеченістю 92% - мінус 28°С;
- 3) середня добова амплітуда температури повітря найхолоднішого місяця - 6,5°С;

4) тривалість періоду із середньодобовою температурою повітря нижче 0°C - 145 днів; середня температура періоду - мінус 6,5°C;

5) тривалість періоду із середньодобовою температурою повітря нижче 8°C - 214 днів, середня температура періоду - мінус 3,1°C;

6) тривалість періоду із середньодобовою температурою повітря нижче 10°C - 231 день, середня температура періоду - мінус 2,2°C.

Тривалість несприятливого періоду - з 20 жовтня по 5 травня (6,5 місяців).

3.2 Відомості про особливі природні кліматичні умови території, на якій розташовується земельна ділянка, надана для розміщення об'єкта капітального будівництва

Радіаційних аномалій у районі робіт не виявлено, радіаційну обстановку на місці будівництва можна охарактеризувати як сприятливу.

Інтенсивність сейсмічних впливів у балах (сейсмічність) для майданчика слід приймати на основі комплектів карт для даного району становить менше 6 балів.

3.3 Відомості про міцнісні та деформаційні характеристики ґрунту в основі об'єкта капітального будівництва

Згідно з інженерно-геологічним розрізом, виконаним до глибини 15м ділянка робіт складена такими видами ґрунтів:

ІГЕ 1 - Слабкі шари глини. Потужність шару 14 м.

ІГЕ 2 - Суглинок твердий. Потужність шару 6 м.

ІГЕ 3 - Глина тверда. Потужність шару 43 м.

ІГЕ 4 - Пісковик із прошарками алевроліту. Потужність шару 17 м.

3.4 Рівень ґрунтових вод, їхній хімічний склад, агресивність ґрунтових вод і ґрунту по відношенню до матеріалів, що використовуються під час будівництва підземної частини об'єкта капітального будівництва

У результаті проведених вишукувань, у товщі ґрунтів до розвіданої глибини 80 м не зустрінуті водоносні горизонти.

3.5 Опис конструктивних і технічних змін підземної частини об'єкта капітального будівництва

Фундамент будівлі являє собою коробчатий фундамент (КФ) заввишки 16,6 м, що складається з двох плит завтовшки 3,6 м (нижня), 3 м (верхня) і 10 діафрагм товщиною 2,5 м. Під час виготовлення КФ було використано високоміцний бетон класу С55/60.

3.6 Вихідні дані

Проектований об'єкт: багатофункціональний висотний комплекс у м. Хмельницький.

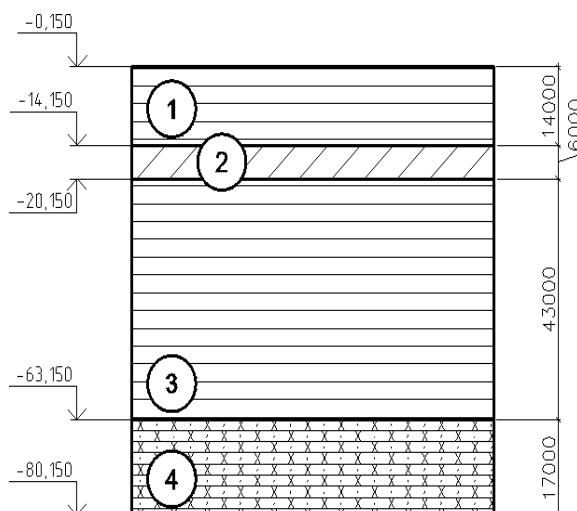


Рисунок 3.1 - Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 3.1 - Характеристика ґрунту основи

№	Найменування	Потужність, м	Щільність, т/м ³			Питома вага		Вологість			e	S _r	I _L	c, кПа	φ, град	E, МПа	R ₀ , кПа
			ρ	ρ _s	ρ _d	γ	γ _{SB}	w	w _L	w _p							
1	Слабкі шари глини	14	1,8	2,71	1,47	18		0,22	0,25	0,19	0,84	-	0,5	9	18	7	225
2	Суглинок твердий	6	1,7	2,71	1,47	17		0,15	0,39	0,24	0,84	-	<0	22	22	14	225
3	Глини напівтверді	43	2	2,7	1,54	20		0,3	0,45	0,3	0,75	-	0	25	23	17	260
4	Пісковик з алевролітів	17	1,56	1,80	1,30	15,6		0,2	-	-	0,38	0,94	-	2	43	50	20000

де W - вологість; ρ - густина ґрунту; ρ_s - густина твердих частинок ґрунту; ρ_d - густина сухого ґрунту; e - коефіцієнт пористості ґрунту; S_r - ступінь водонасичення; γ - питома вага ґрунту; γ_{sb} - питома вага ґрунту, нижча за рівень підземних вод; W_p - вологість на межі розкочування; W_L - вологість на межі плинності; I_L - показник плинності; I_p - число пластичності; c - питома зчеплення ґрунту; φ - кут внутрішнього тертя; E - модуль деформації; R₀ - розрахунковий опір ґрунту.

3.7 Аналіз ґрунтових умов

1. Ґрунти не просадні.
2. Підземних вод не виявлено.
3. Розрахункова глибина сезонного промерзання дорівнює: $d_f = d_{f,n} - k_h = 1,2 - 0,4 = 0,48$ м, де $d_{f,n}$ - нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту: - 120 см для супісків, $k_h = 0,4$ - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди.

3.8 Навантаження. Вихідні дані

Максимальні значення N , що діють на колони, беремо з розрахункової схеми у програмному комплексі SCAD.

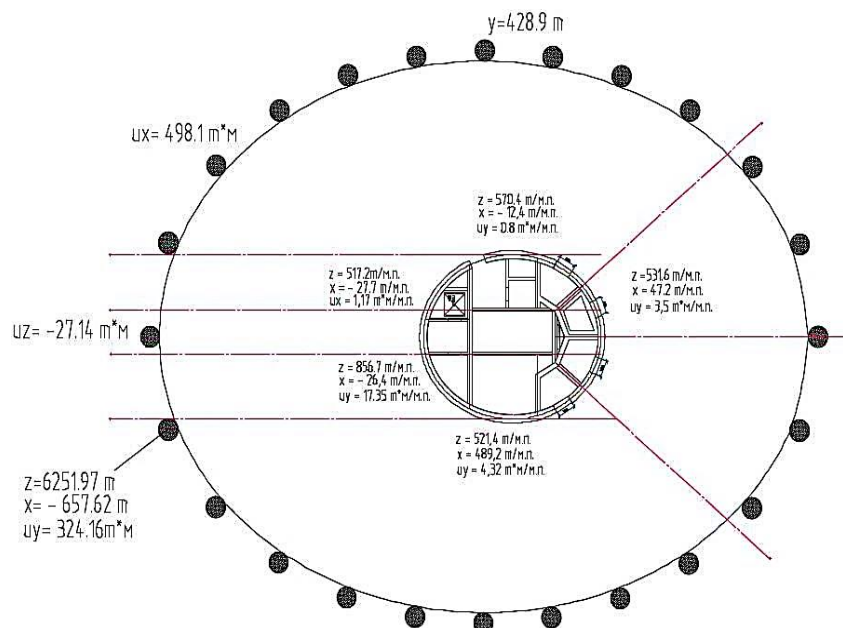


Рисунок 3.2 - Максимальні значення N (Т)

Рівномірно розподілене навантаження на м.п. від стін складе 5994,6 кН/м.

Розрахуємо навантаження на стіни цокольного поверху від ґрунту.

Нормативні значення фізичних і механічних характеристик ґрунтів природного закладення визначаються за таблицею 3.1:

- c -питомий опір [кПа];
- φ -кут внутрішнього тертя;

- γ - питома вага ґрунту [кН/м³];
- θ - кут нахилу площини ковзання;
- λ -коефіцієнт горизонтального тиску.

Основні розрахунки стійкості стін проводять за І граничним станом, тому необхідно знайти розрахункові характеристики ґрунтів.

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

$$\gamma_p = 1,05 \times \gamma_n \quad (3.1)$$

$$\phi_p = 1,15 \times \phi_n \quad (3.2)$$

$$C_p = C_n \div 1,5 \quad (3.3)$$

$$\theta = 45 - \phi/2 \quad (3.4)$$

$$\lambda = \text{tg}^2 \Theta \quad (3.5)$$

$$K = 2\sqrt{\lambda} \quad (3.6)$$

Розраховуємо характеристики для кожного ґрунту:

Таблиця 3.2 - Характеристики ґрунту

Ґрунт/Значення	γ	ϕ	C	Θ	λ	K
Слабкі шари глин, супіски та піску	19,7	17,3	21	36,35	0,54	0,74

Знайдемо перекидні сили на стіну підвалу.

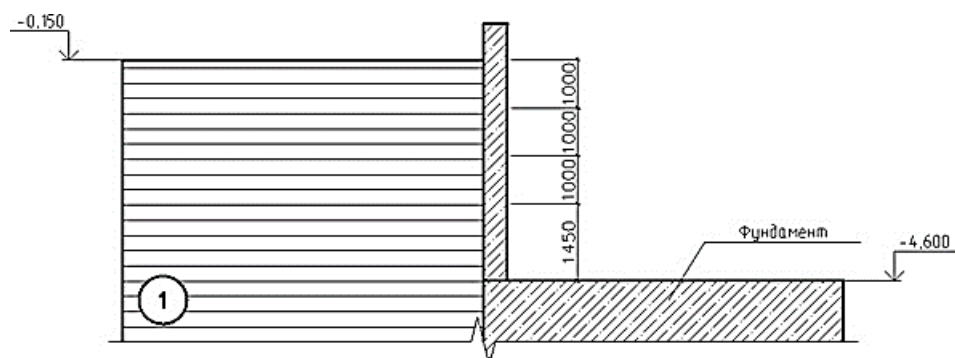


Рисунок 3.3 - Схема розташування стіни підвалу

Тиск розраховуємо за формулою для кожного ґрунту:

$$P_y = [\gamma_i \cdot \gamma_f \cdot h \cdot \lambda - C_i (K_i + K_i + 1)] y / h + P, \quad (3.7)$$

де $\gamma_f = 1,2$ для насипного ґрунту і $1,15$ для інших ґрунтів.

Тоді

$$P_0 = 19,7 \cdot 1,15 \cdot 1 = 22,66 \text{ кПа};$$

$$P_1 = [19,7 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 0,54 - 19,7 \cdot 1] 1 / 1 + 22,66 = 15,2 \text{ кПа};$$

$$P_2 = [19,7 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 0,54 - 19,7 \cdot 1] 1 / 1 + 15,2 = 7,74 \text{ кПа};$$

$$P_3 = [19,7 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 0,54 - 19,7 \cdot 1] 1,45 / 1,45 + 7,74 = 0,2 \text{ кПа}$$

3.9 Проектування пальового фундаменту на забивних палях

Глибину закладення ростверку d_p приймаємо мінімальною з конструктивних вимог. Відмітка підлоги цокольного поверху $-4,600$. Відмітка верху плити фундаменту $-4,600$. Висоту коробчатого фундаменту приймаємо $h_p = 16,6$ м. Відмітка підшви фундаменту $d_p = -21,200$ м.

Відмітку голови палі приймаємо $-20,900$ м. Відмітка голови після розбивки $-21,150$. Закладення палі в ростверк відбувається на 300 мм.

Як несучий шар приймаємо ґрунт: глини напівтверді.

Довжину палі приймаємо максимальну 19 м. із двох складових палі С120.40 і С70.40. Відмітка нижнього кінця палі $-44,900$ м. Перетин палі приймаємо 400×400 мм.

3.10 Визначення несучої здатності паль

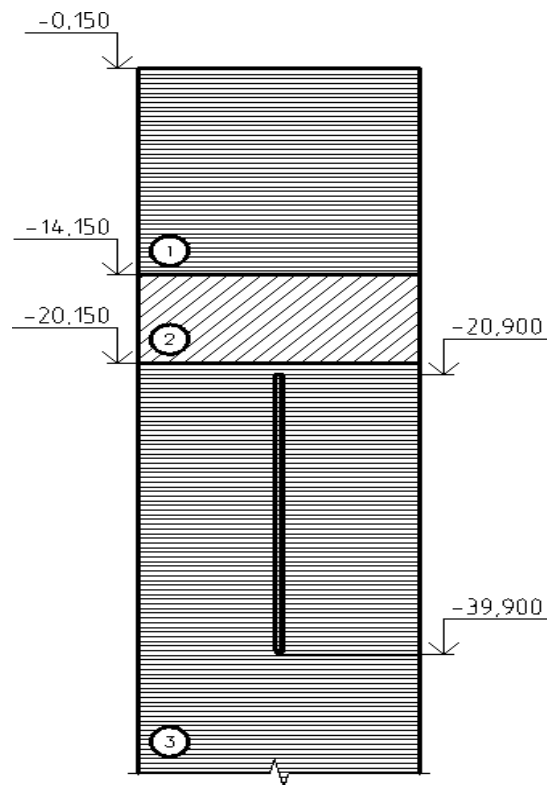


Рисунок 3.4 - Схема розташування забивної палі в ґрунті

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

Несуча здатність висячих паль визначається за формулою:

$$F_d = y_c(y_{cR}RA + u\sum y_{cf}f_i h_i), \quad (3.8)$$

$$F_d = 1,0(1,0 \cdot 15\,700 \cdot 0,16 + 1,2 \cdot \sum 1,0 \cdot 926,75) = 3624,1 \text{ кН},$$

де y_c - коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 1,0; R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, який приймають 15700 кПа, згідно з табл. 7.2 [8]; $A = 0,16 \text{ м}^2$ - площа поперечного перерізу палі; y_{cR} - коефіцієнт умови роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається для паль, занурених забиванням, дорівнює 1,0; та 1,2 м - периметр поперечного перерізу палі; y_{cf} -

коефіцієнт умови роботи боковою поверхнею палі, що приймається для паль, занурених забиванням, рівний 1,0; f_i - розрахунковий опір ґрунту боковою поверхнею палі в межах i -го шару ґрунту, кПа, що приймається за табл. 7.3 [8]; h_i - товщина i -го шару ґрунту, м.

Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком становитиме

$F_d \gamma_k = 3624,1 / 1,4 = 2588,6$ кН, де $\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності палі за навантаженням.

Дані для розрахунку несучої здатності паль наведено в табл. 3.3. Обчислимо несучу здатність палі за матеріалом, використовуючи умову:

$$N \leq R_b \cdot A_b, \quad (3.9)$$

де N - діюча поздовжня сила;

A_b - площа стиснутої зони бетону (дорівнює ширина палі - захисний шар); R_b - нормативний опір бетону стисненню.

$$R_b = R_{b,n} / \gamma_b, \quad (3.10)$$

де $R_{b,n}$ - нормативний опір бетону, табл.6.7 [7].

$\gamma_b = 1,3$ - для важкого, дрібнозернистого, напруженого і легкого бетонів.

$$R_b = 25,5 / 1,3 = 19,61 \text{ МПа}$$

$$R_b \cdot A_b = 19,61 \cdot (0,345 \cdot 0,345) = 2,33 \text{ МН} = 2330 \text{ кН.}$$

Приймаємо обмеження за допустимим навантаженням для палі 400x400 – 2330 кН. Мінімальну кількість паль у куці визначаємо за формулою:

$$n = \frac{\sum N}{F_d / \gamma_k - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}} = \frac{2\,004\,019,2}{2330 - 0,9 \cdot 7,7 \cdot 20} = 914$$

де $\sum N = N_{\max} = 62519,7 - 24 + 84 - 5994,6 = 2\,004\,019,2$ кН - розрахункове навантаження (сума навантажень від колон, стін, сходів і корисного навантаження), $F_d \gamma_k$ - допустиме навантаження на палю, 0,9 - d_p - уср - навантаження, що припадає

на одну палю, m^2 , 0,9 - площа ростверку, що припадає на одну палю, m^2 , $d_p = 7,7$ м - глибина закладення ростверку, $y_{cp} = 20$ кН/м - усереднена середня вага ростверку і ґрунту на його обрізах.

Таблиця 3.3 - Визначення несучої здатності паль

Відмітка поверхні	Інженерно геологічна колонка	Палля	Товщина шару, м	Відстань від поверхні до середини шару	f_i , кПа	f_{ni} , кН/м
-20,150		С120.30 С70.30				
-20,900	солово		1,0	21,25	80,75	80,75
			1,0	21,75	81,45	81,45
			1,0	22,25	82,15	82,15
			1,0	22,75	82,85	82,85
			1,0	23,25	83,55	83,55
			1,0	23,75	84,25	84,25
			1,0	24,25	84,95	84,95
			1,0	24,75	85,65	85,65
			1,0	25,25	86,35	86,35
			1,0	25,75	87,05	87,05
			1,0	26,25	87,75	87,75
			1,0	26,75	88,45	88,45
			1,0	27,25	89,15	89,15
			1,0	27,75	89,85	89,85
			1,0	28,25	90,55	90,55
			1,0	28,75	91,25	91,25
			1,0	29,25	91,95	91,95
			1,0	29,75	92,65	92,65
-39,900	3		1,0	30,25	93,35	93,35
				До вістря 39,750 м R=15 700 кПа		$\Sigma=926,75$ кН

Розрахунок виконано на максимальну довжину забивних паль і максимальний переріз.

Розміщення паль у куці приймаємо так, щоб відстань в осях між палями була не меншою за 1200 мм. Відстань між палями приймаємо 1,9 м з урахуванням їх рівномірного розподілу під всією подошвою фундаменту. Кількість паль з урахуванням їх розміщення вийшло 993.

Розміри ростверку - 77,71x59,9 м.

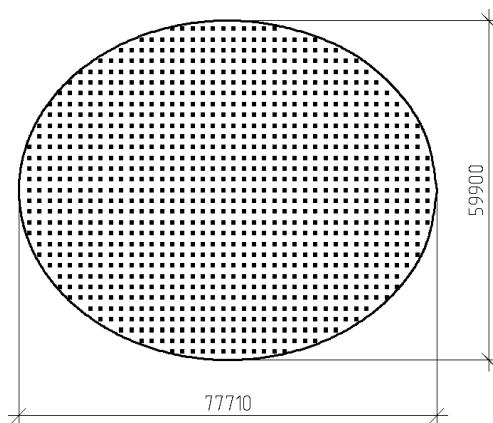


Рисунок 3.5 - Опалубне креслення монолітної плити фундаменту

3.11 Вартість влаштування фундаменту на забивних палях

Таблиця 3.4 - Вартість влаштування фундаменту на забивних палях

Найменування робіт і затрат	Одиниці вимірювання	Об'єм	Вартість, грн		Трудозатрати люд/год	
			Одиниці	Всього	Одиниці	Всього
Вартість паль	шт	993	16320	16205760	-	-
Забивання паль в ґрунт	м ³	1986	2056,4	4084010,4	5,85	7169,46
Нарощення паль	1 стик	993	1712,4	1700413,2	4,51	4478,43
Вирубубання голів паль	паля	993	115,5	114691,5	1,4	1390,2
Влаштування підготовки з бетону В7,5	100 м ³	3,72	6429,8	23918,856	180	669,6
Влаштування монолітного ростверку	100 м ³	368,8	15135	5581788	610,6	225189
			Разом:	27710 582	-	238 897

3.12 Проектування пального фундаменту на буронабивних палях

Проектна відмітка голови палі -21,150. Паля заходить у ростверк на 50 мм.

Відмітку низу ростверку приймаємо $d_p = -21,200$ м.

Як несучий шар приймаємо ґрунт: Довжину паль приймаємо 29 м.

Відмітка нижнього кінця палі -50,150 м.

Перетин палі приймаємо діаметром 800 мм.

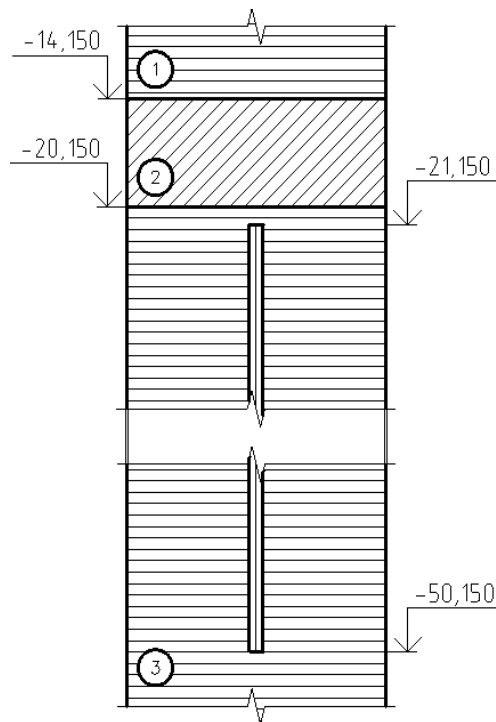


Рисунок 3.6 - Схема розташування палі в ґрунті

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

Визначаємо несучу здатність палі по ґрунту, згідно з [8]:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \gamma_{cf} \cdot \Sigma f_i - h_i), \quad (3.11)$$

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

$\gamma_{cR} = 1$ - коефіцієнт умови роботи відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні, що враховують спосіб занурення і приймаються при зануренні палі марок С;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа, що приймається згідно з табл. 7.8 [8].

$A = \pi R^2 = 0,5 \text{ м}^2$ - площа поперечного перерізу палі;

$u = 2\pi R = 2,512 \text{ м}$ - периметр поперечного перерізу палі;

$\gamma_{cf} = 1,2$ (для висячої забивної) - коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, згідно з п. 8.1.3.13 [8].

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

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

$$F_d = 4500 \cdot 0,5 + 1,2 \cdot 2,512 \cdot 2636,8 = 10209,17 \text{ кН}$$

Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком складе

$$F_d / \gamma_k = 10209,17 / 1,4 = 7292,2 \text{ кН},$$

Мінімальну кількість палей у куці визначаємо за формулою:

$$n = \frac{\Sigma N}{F_d / \gamma_k - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cf}} = \frac{2\,004\,019,2}{7292,2 - 0,9 \cdot 7,7 \cdot 20} = 280,2 \approx 281$$

Розміщення палей у куці приймаємо так, щоб відстань у світлі між палями була не меншою за 1000 мм.

Відстань між палями приймаємо 3,2-3,4 м з урахуванням їх рівномірного розподілу під усією подошвою фундаменту.

Кількість палей з урахуванням їх розміщення вийшло 342.

Розміри ростверку - 77,71x59,9 м.

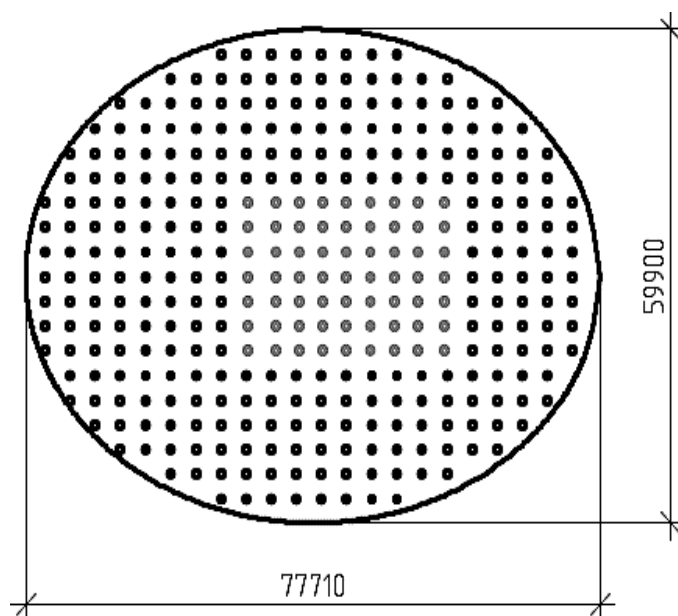


Рисунок 3.7 – Опалубочне креслення монолітної плити фундаменту

3.11 Порівняння забивної та буронабивної палі

Таблиця 3.5 - Вартість влаштування фундаменту на буронабивних палях

Найменування робіт і затрат	Одиниці вимірювання	Об'єм	Вартість, грн		Трудовозатрати люд/год	
			Одиниці	Всього	Одиниці	Всього
Влаштування буронабивних паль	м ³	4982,8	560,21	2791414	5,06	25212,968
Арматура паль	т	493	6021,4	2968550	-	
Бетон С30/35	т	8969,04	752,21	6746601	-	
Влаштування підготовки з бетону В7,5	100 м ³	3,72	5545,02	20627,4	180	669,6
Влаштування монолітного ростверку	100 м ³	368,8	6663,74	2457587	610,6	225189,28
Разом:				14 984 780	-	251 071

3.12 Вибір оптимального варіанта фундаменту

Таблиця 3.6 - ТЕП фундаментів

Показник	На забивних палях	На буронабивних
Вартість влаштування, грн	27 710 582	14 984 780
Трудомісткість люд.-годин	238 897	251 071

Порівняння техніко-економічних показників влаштування фундаменту на забивних палях і буронабивних виявило значну різницю у вартості на користь буронабивних паль.

Палі приймаються завдовжки 29 м. і діаметром 800 мм.

3.12 Визначення навантажень на палі та перевірка несучої здатності

Перевіримо виконання умов:

$$N_{cb} \leq F_d \gamma_k \quad (3.12)$$

де N_{cb} - навантаження на палю.

$$N_{\text{св}} = \frac{N'}{n} \quad (3.13)$$

де n - кількість паль у куці;

$$N_{\text{св}} = \frac{2\,004\,019,2}{342} = 5859,7;$$

Навантаження на палю 5859,7 кН < допустимого навантаження в 7292,2 кН.

Запас міцності становить

$$\frac{(7292,2 - 5859,7)}{5859,7} \cdot 100\% = 24,45 \%$$

РОЗДІЛ 4

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

4.1 Моделювання будівлі в розрахунково-обчислювальному комплексі SCAD

Розрахункова схема споруди представлена у вигляді просторової моделі, що складається з пластинчастих і стрижневих елементів.

У процесі розрахунку розглядалися такі види завантажень:

- завантаження 1 - постійне навантаження від власної ваги елементів розрахункової схеми;

- завантаження 2 - корисне навантаження від перекриттів підлоги і покрівлі (з/б ядро);

- завантаження 3 - корисне навантаження від перекриттів підлоги та покрівлі (металеві перекриття);

- завантаження 4 - снігове навантаження;

- завантаження 5 - навантаження від дії вітру;

- завантаження 6 - льодові навантаження.

Розрахунок виконано на комбінації навантажень, наведені в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 - Комбінації навантажень

Навантаження	Коефіцієнт поєднання навантажень, T	
	Комбінація 1	Комбінація 2
Постійне навантаження від власної ваги елементів розрахункової схеми	1	1
Корисне навантаження від перекриттів підлоги та покрівлі (з/б ядро)	0,95	0,95
Корисне навантаження від перекриттів підлоги та покрівлі (металеві перекриття)	1	1
Снігове навантаження	0,9	0,7
Вітрове навантаження	0,7	1
Льодові навантаження	0,9	0,7

Розрахункову схему будівлі в програмному комплексі SCAD представлено на рисунках 4.1-4.2

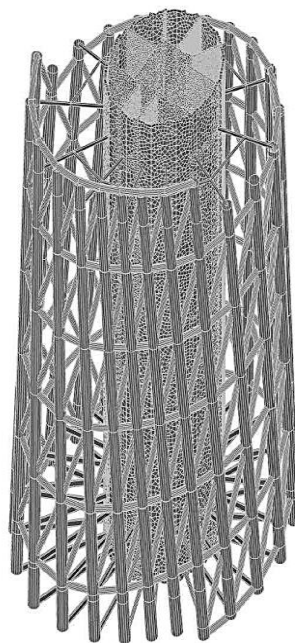


Рисунок 4.1 - Розрахункова схема в програмному комплексі SCAD (фрагмент)

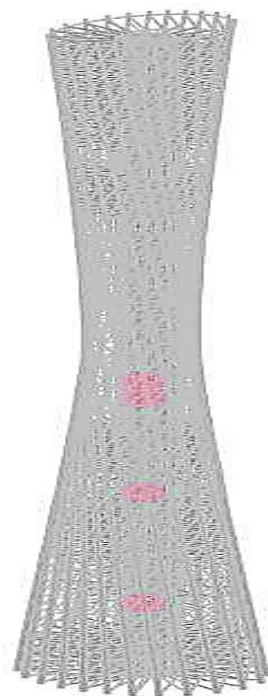


Рисунок 4.2 - Розрахункова схема в програмному комплексі SCAD

Статичний розрахунок монолітного ростверка, для визначення верхнього і нижнього армування, був проведений у програмному комплексі SCAD Office 21.1 Розглянемо плоску модель цієї конструкції.

Для палъ слід застосовувати бетони класу міцності на стиск не менше ніж С30/35, водонепроникністю не менше ніж W8 і рухливістю П4, для фундаментних

плит - важкі бетони класу міцності на стиск не менше ніж В40 і водонепроникністю не менше ніж W8, згідно з [8].

Для збільшення площі передавання навантаження на основу і збереження прийнятної різниці осідань спроектуємо коробчастий фундамент (КФ) заввишки 16,6 м, який складається з двох плит завтовшки 3,6 м (нижня), 3 м (верхня) і 10 діафрагм завтовшки 2,5 м. Під час виготовлення КФ було використано високоміцний бетон класу С55/60.

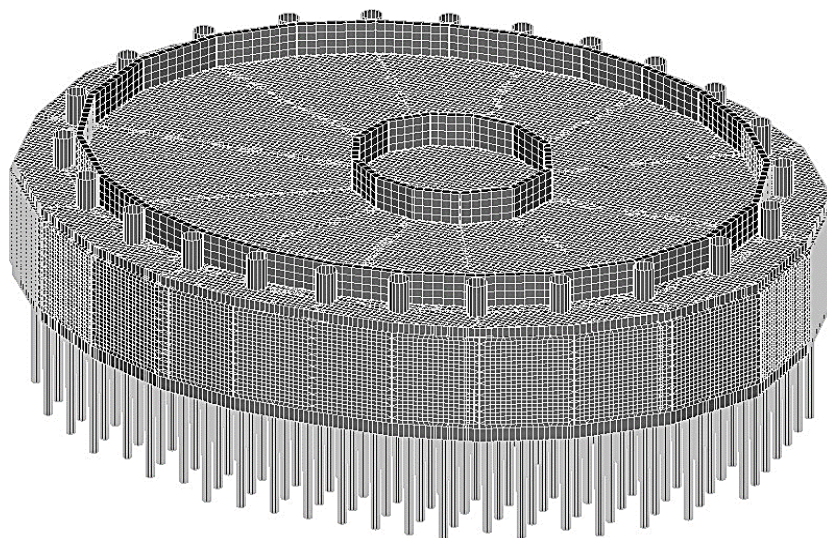


Рисунок 4.3 - Тривимірна схема монолітного фундаменту коробчатого типу

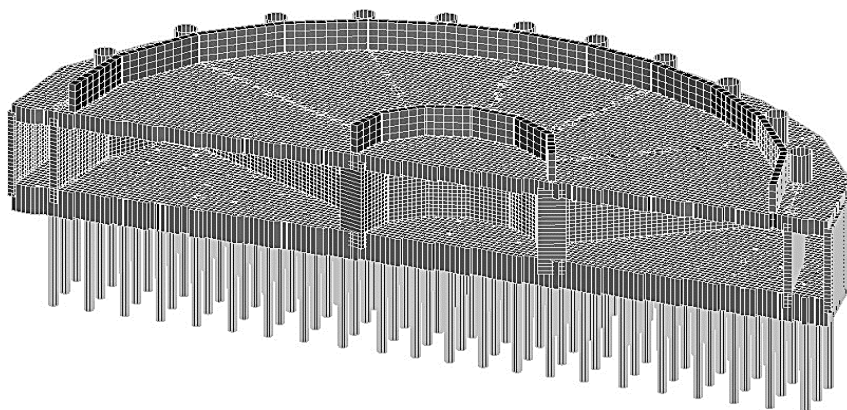


Рисунок 4.4 - Тривимірна схема монолітного фундаменту коробчатого типу в розрізі

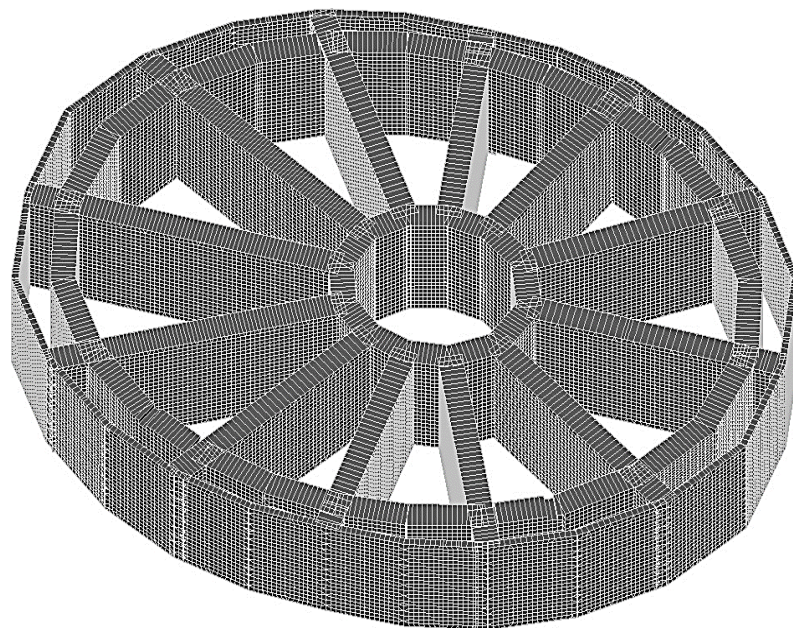


Рисунок 4.5 - Тривимірна схема ядра жорсткості та діафрагм

Для розрахунку армування задаємо групи. Окремо для паль, окремо для плити фундаменту.

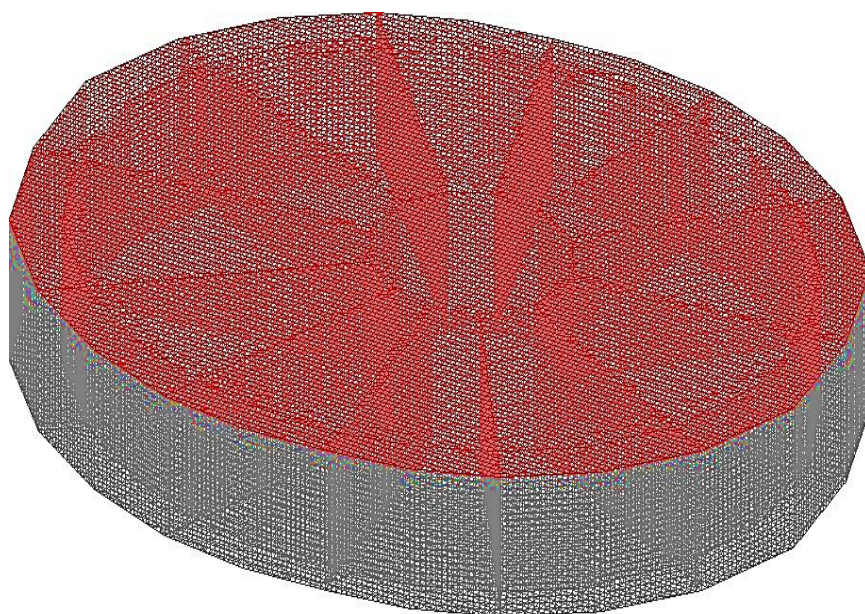


Рисунок 4.6 - Група для верхньої плити фундаменту

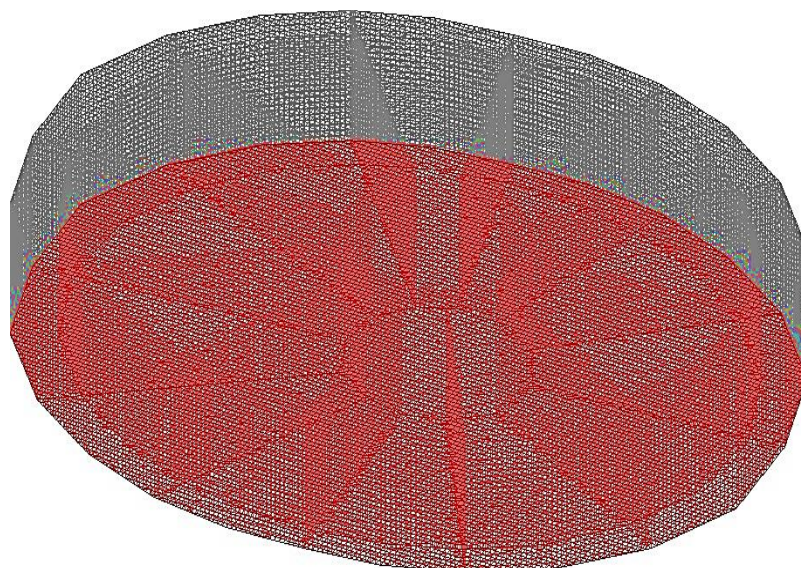


Рисунок 4.7 - Група для нижньої плити фундаменту

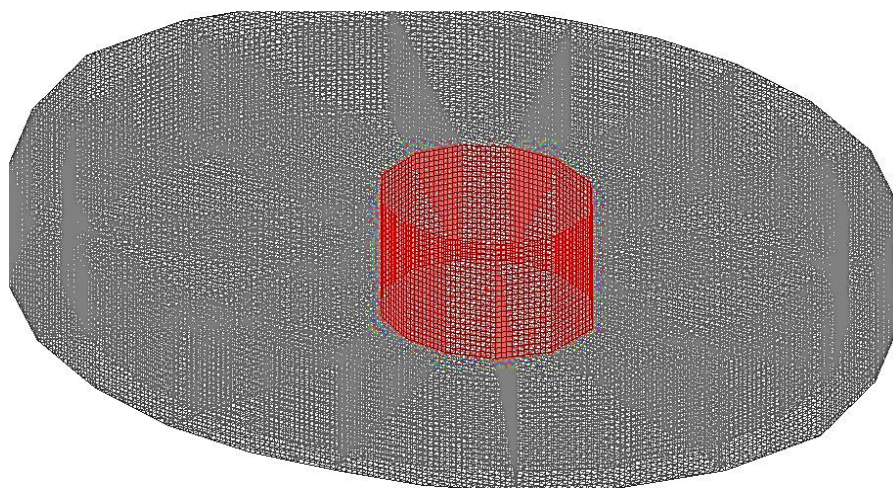


Рисунок 4.8 - Група для центрального ядра жорсткості

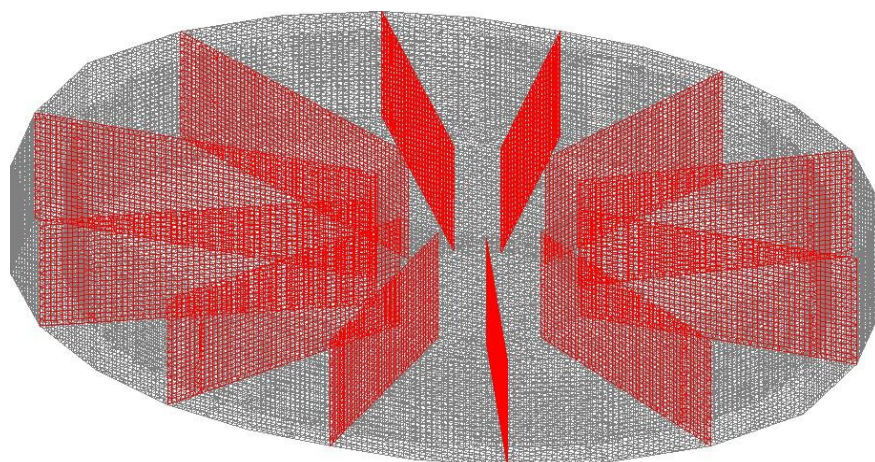


Рисунок 4.9 - Група для діафрагм

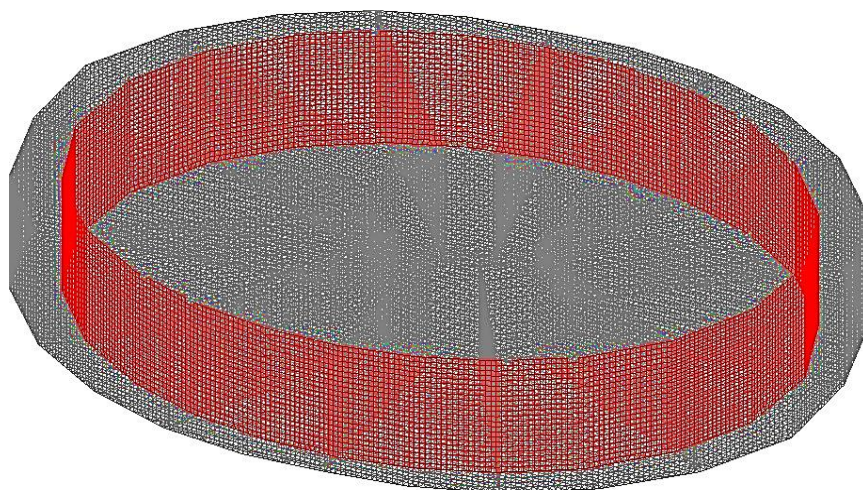


Рисунок 4.10 - Група для зовнішніх стін фундаменту КФ

Навантаження, що прикладаються:

- 1) власна вага;
- 2) навантаження на колони;
- 3) навантаження на стіни;
- 4) рівномірно розподілене навантаження;
- 5) навантаження від ґрунту.

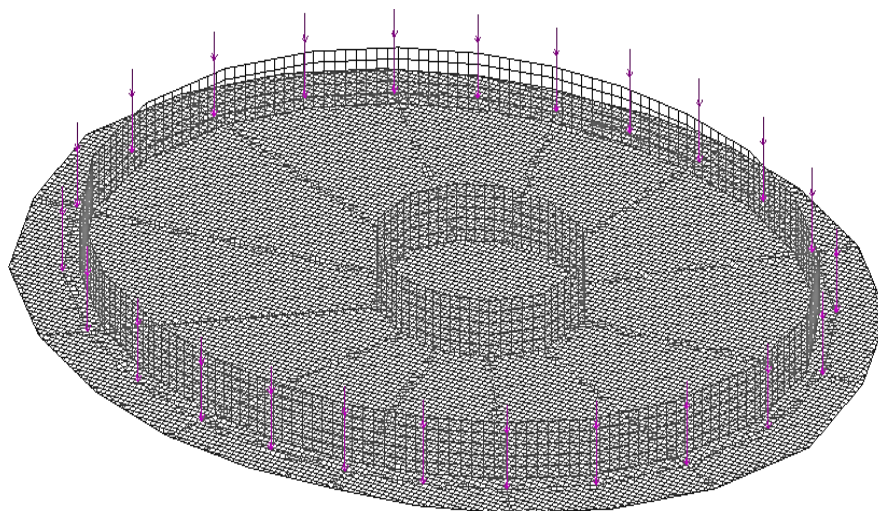


Рисунок 4.11 - Схема прикладання навантаження від стін

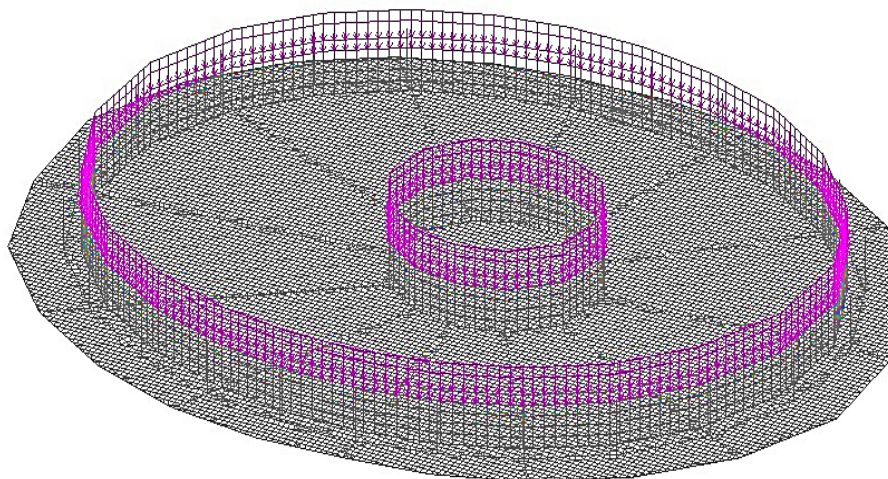


Рисунок 4.12 - Схема прикладання навантаження на стіни

4.2 Результати розрахунку схеми в програмному комплексі SCAD

В результаті скінченно-елементного моделювання отримано графічне відображення результатів розрахунку стовбуру будівлі (Рис. 4.13-4.14) та переміщення фундаментної плити (Рис. 4.15).

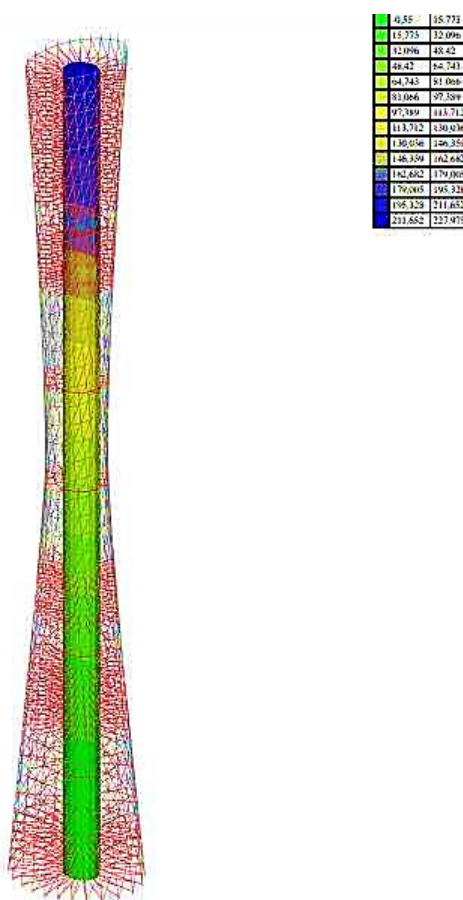


Рисунок 4.13 – Переміщення будівлі по осі X

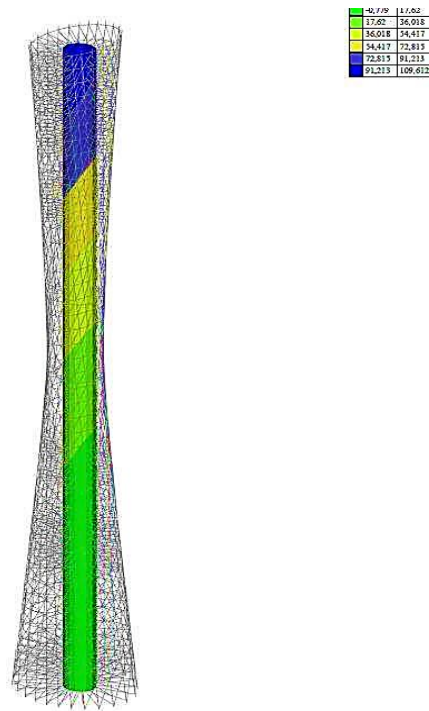


Рисунок 4.14 – Переміщення будівлі по осі Y

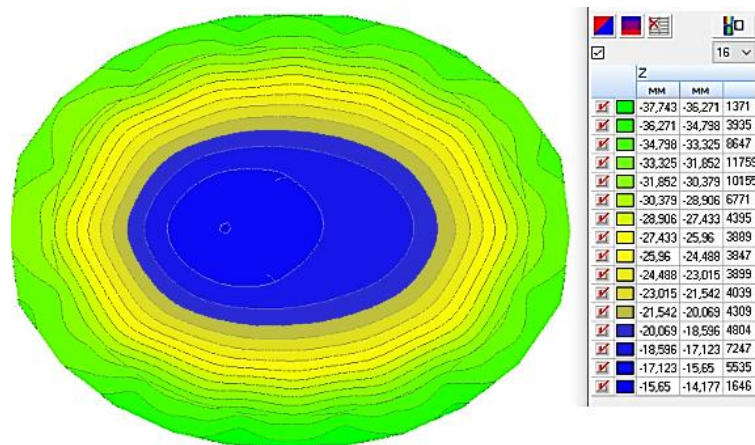


Рисунок 4.15 - Переміщення фундаментної плити по осі Z

Згідно розрахунків у ПК SCAD горизонтальні максимальні переміщення будівлі становлять 36,02 мм. Виходячи з вимог [3], де граничні переміщення будівлі:

$$f_u = \frac{h}{700} = \frac{109040}{700} = 647,2 \text{ мм} > 211,6 \text{ мм}$$

що не перевищує нормативних.

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Охорона праці

До будівельно-монтажних робіт допускаються особи не молодше 18 років, які мають відповідну кваліфікацію, пройшли медичний огляд, пройшли первинний інструктаж з техніки безпеки на робочому місці, стажування, та допущені до виконання робіт зварювальника, тесляра, арматурника і бетоняра.

Усі робітники повинні бути навчені безпечним методам виконання робіт, а стропальники і зварювальники повинні мати посвідчення.

Усі, хто перебуває на будівельному майданчику, повинні носити захисні каски. Робітники та ІТП без захисних касок та інших необхідних засобів індивідуального захисту до виконання робіт не допускаються. Допуск сторонніх осіб, а також працівників у нетверезому стані на територію будівельного майданчика, на робочі місця, у виробничі та санітарно-побутові приміщення забороняється.

Робочі місця і проходи до них, розташовані на перекриттях, покриттях на висоті понад 1,3 м і на відстань менше 2 м від межі перепаду за висотою, мають бути огорожені запобіжною захисною огорожею, а за відстані понад 2 м - сигнальною огорожею.

Прорізи в стінах у разі одностороннього примикання до них настилу (перекриття) повинні огорожуватися, якщо відстань від рівня настилу до нижнього прорізу менше 0,7 м.

За температури повітря на робочих місцях нижче 10° ті, хто працює на відкритому повітрі або в неопалюваних приміщеннях, повинні бути забезпечені приміщеннями для обігріву.

У зимовий час необхідно очищати робочі місця і підходи до них від снігу та криги.

Особа, яка несе відповідальність за безпечне виконання робіт краном, повинна перевірити справність такелажу, пристосувань, риштувань, підмостків та

іншого навантажувально-розвантажувального інвентарю, а також роз'яснити працівникам їхні обов'язки, послідовність виконання операцій, значення сигналів, які подаються, та властивостей матеріалів, що подані до вантаження (розвантаження).

Графічне зображення способів стропування і зачеплення, а також перелік вантажів, що переміщуються краном, із зазначенням їхньої маси повинні бути видані на руки стропальникам і машиністам кранів та вивішені в місцях виконання робіт.

Для стропування вантажу на гак вантажопідіймальної машини повинні призначатися стропальники, навчені й атестовані за професією стропальника.

Способи стропування вантажів повинні унеможливлувати падіння або ковзання застропованого вантажу.

До того, як приступлять до робіт на машинах, керівник робіт повинен визначити схему руху і місце встановлення машин, місця і способи занулення (заземлення) машин, які мають електропривод, зазначити способи взаємодії та сигналізації машиніста (оператора) з робітником-сигнальником, який обслуговує машину, визначити (у разі потреби) місце знаходження сигнальника, а також забезпечити належне освітлення робочої зони. Якщо машиніст, який керує машиною, має погану видимість робочого простору або не бачить робітника (спеціально виділеного сигнальника), який подає йому сигнали, між машиністом і сигнальником необхідно встановити двосторонній радіозв'язок або телефонний зв'язок. Використання проміжних сигнальників для передачі сигналів машиністу не допускається.

Піднімати вантажі або конструкції слід у 2 прийоми: спочатку на висоту 20-30 см, а потім необхідно перевірити, наскільки надійне стропування, тільки після цього можна проводити підйом.

Знаходження людей і виконання будь-яких робіт під вантажем, що піднімається, або елементами, що монтуються, до встановлення їх у проєктне положення і закріплення забороняється.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій і обладнання

під час їх підйому або переміщення.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування на вазі.

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

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

5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

5.2.1 Законодавча база України

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

5.2.2 Стійкість споруди від ударної хвилі

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:

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

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

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

Для підвищення стійкості до світлового випромінення у будівлях та спорудах, що будуються, повинні застосовуватися вогнетривкі конструкції, а також вогнетривка обробка елементів будівлі, які горять. У кам'яних будівлях перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі будівлі повинні розділятися на секції вогнетривкими стінами (брандмауерами). У ряді випадків при проектуванні та будівництві промислових будівель і споруд має бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу. Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості і продовольчих складів.

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

4. Деякі унікальні види технологічного обладнання доцільно розміщувати у найміцніших спорудах (підвалах, підземних приміщеннях) або у будівлях з легких вогнетривких конструкцій павільйонного типу, під накриттям чи без нього. Це обумовлюється тим, що у багатьох випадках обладнання може витримати набагато

більший тиск ударної хвилі, ніж будівлі, в яких воно знаходиться, а при зруйнуванні будівель в результаті падіння конструкцій встановлене в них обладнання виходитиме з ладу [25].

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

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

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

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

Дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного 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, створюваних надлишковим тиском у фронті ударної хвилі, і реакції елемента на ці навантаження. Вихідними даними при використанні цього методу є: надлишковий тиск у фронті ударної хвилі і характер його зміни в часі (протягом фази стискання), тривалість фази стискання і швидкість руху фронту ударної хвилі. У більшості випадків дію ударної хвилі оцінюють питомим імпульсом — добутком надлишкового тиску на час його дії. Оскільки ΔP_f 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 ΔP_ϕ 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 ході виконання кваліфікаційної роботи розроблено проект багатофункціонального комплексу в м. Хмельницький з дослідженням просторової роботи каркасу.

Були розроблені архітектурні і об'ємно-планувальні рішення, які задовольняють вимоги нормативної документації. Був проведений теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій. У графічній частині дипломного проекту відображені плани, розрізи, вузли і фасади офісної будівлі.

У **«Розрахунково-конструктивному розділі»** виконано розрахунки елементів каркасу будівлі в програмному комплексі SCAD Office: металеві колони, ригелі, балки, зв'язки, монолітні перекриття та стіни.

У **«Науково-дослідному розділі»** проведено аналіз просторової поведінки каркасу будівлі при експлуатаційних навантаженнях на основі скінченно-елементного моделювання.

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

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.2.2-9-2018 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. 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

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 2293:2014 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. 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.

