

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект багатопверхового мультифункціонального центру
з дослідженням роботи каркасу

Виконала: студентка 6 курсу, групи МБмд-61
спеціальності _____

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

_____ Гаврищак Г. Р.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник

_____ Баран Д. Я.
(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)

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)

« »

2024 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня _____ Магістр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту _____ Гаврищак Галина Романівна
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи _____ Проєкт багатоповерхового мультифункціонального центру з
дослідженням роботи каркасу

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

Затверджені наказом ректора від « 12 » 11 2024 року № 4/7-1093

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____ Місце розташування об'єкту.

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)
Архітектурно будівельний розділ, розрахунково-конструктивний розділ, науково дослідний
розділ, охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
Плани поверхів. Фасади, розрізи. Конструктивні рішення, вузли, деталі та специфікації до них.

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. викл.		
Нормоконтроль	Мешерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Гаврищак Г. Р.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Баран Д. Я.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	9
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	9
1.2 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва	10
1.3 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	11
1.4 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей	12
1.5 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.....	12
1.6 Опис рішень зі світлозагородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден	13
1.7 Опис заходів щодо забезпечення доступу маломобільних груп населення	13
1.8 Інженерні рішення щодо забезпечення захисту території об'єкта від небезпечних природних і техногенних процесів	14
1.9 Опис заходів щодо захисту будівельних конструкцій і фундаментів від руйнування.....	14
1.10 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень, що забезпечують відповідність будівель і споруд установленим вимогам енергетичної ефективності	15

1.11 Заходи щодо забезпечення пожежної безпеки.....	15
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	16
2.1 Відомості про кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва	16
2.2 Опис і обґрунтування конструктивних рішень будівлі, включно з її просторовою схемою, прийнятою під час виконання розрахунків будівельних конструкцій	17
2.2.1 Загальні положення	17
2.2.2 Створення розрахункової схеми будівлі	18
2.2.3 Збір навантажень.....	19
2.4 Результати розрахунку	28
2.5 Завдання конструктивних груп елементів.....	35
2.6 Підбір армування елементів каркасу	35
2.6.1 Армування колон	35
2.6.2 Армування балок.....	38
2.6.3 Армування плит перекриття	39
2.7 Результати армування.....	41
2.8 Проектування фундаментів.....	41
2.8.1 Оцінювання інженерно-геологічних умов будівельного майданчика ..	42
2.8.2 Вихідні дані для розрахунку	43
2.9 Проектування пальового фундаменту із забивними палями.....	44
2.9.1 Визначення несучої здатності забивних паль	45
2.9.2 Визначення навантажень на забивні палі.....	48
2.9.3 Розрахунок палі за деформаціями	49

2.9.4 Підбір палейного обладнання та розрахунок відмови	52
2.10 Проектування пальового фундаменту з буронабивними палями	53
2.11 Розрахунок плити ростверку на продавлювання колоною	56
2.12 Розрахунок армування монолітного ростверку	58
2.12.1 Результати розрахунку армування	59
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ	61
3.1 Монолітний залізобетонний каркас	61
3.2 Металевий каркас	63
3.3 Вибір найефективнішого варіанту	64
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	66
4.1 Охорона праці	66
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	69
4.2.1 Законодавча база України	69
4.2.2 Стійкість споруди від ударної хвилі	69
ВИСНОВКИ	74
БІБЛІОГРАФІЯ	75

ВСТУП

Для завдання на кваліфікаційну роботу обрано тему «Проект багатоповерхового мультифункціонального центру з дослідженням роботи каркасу».

З 2010-х років м. Хмельницький активно розвиває висотне будівництво, зокрема й будівництво громадських будівель. Оскільки місто динамічно розвивається, є потреба в новому будівництві. Багатофункціональні центри являють собою вагому частку на ринку комерційної нерухомості.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи. У містах із високою щільністю забудови і зростаючими вимогами до ефективного використання територій виникає потреба у створенні таких об'єктів, які одночасно поєднують різні функції: комерційні, офісні, громадські, культурні та розважальні. Це сприяє оптимізації простору, зниженню транспортного навантаження, а також розвитку міської інфраструктури.

Дослідження роботи каркасу в таких спорудах є надзвичайно важливим, оскільки каркас є основним конструктивним елементом, який забезпечує стабільність, довговічність і безпеку будівлі. Інженерно-технічні рішення, що враховують сучасні матеріали та технології, дозволяють створювати стійкі й енергоефективні споруди, які відповідають вимогам нормативних документів та екологічних стандартів.

У контексті зростаючих викликів, пов'язаних із урбанізацією, потребою у стійких рішеннях для містобудування та впровадження сучасних цифрових технологій у будівництві, дослідження на тему проектування багатоповерхового мультифункціонального центру є не лише актуальним, а й перспективним. Це дає змогу розробити інноваційні підходи, які враховують як конструктивну, так і функціональну ефективність будівель, що відповідають вимогам часу.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ ім.

I. Пулюя та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Метою кваліфікаційної роботи є розробка проєкту багатоповерхового мультифункціонального центру з дослідженням роботи каркасу.

Для досягнення поставленої мети необхідно виконати наступні **завдання**:

- розробити основні архітектурно-будівельні та конструктивні рішення багатоповерхового мультифункціонального центру;
- розрахувати основні параметри несучих конструкцій багатоповерхового мультифункціонального центру відповідно до діючих навантажень;
- дослідити основні ефективність застосування залізобетонного та сталевих каркасу при будівництві багатоповерхового мультифункціонального центру;
- розробити основні рекомендації з охорони праці та цивільного захисту населення.

Об'єктом дослідження є каркас багатоповерхової громадської споруди .

Предметом дослідження є ефективність застосування залізобетонних або сталевих конструкцій при будівництві багатоповерхового мультифункціонального центру.

Методи дослідження. У роботі використано моделювання несучих конструкцій громадської будівлі методом скінчених елементів.

Наукова новизна отриманих результатів полягає у систематизації даних стосовно особливостей застосування переваг та недоліків залізобетонних і сталевих конструкцій при будівництві багатоповерхового мультифункціонального центру.

Практичне значення отриманих результатів – це можливість проєктування надійних та оптимальних великопролітних конструкцій покриття для приміщень громадського призначення.

Апробація результатів кваліфікаційної роботи виконана на XIII Міжнародні науково-технічні конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі

сучасних технологій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 11-12 грудня 2024 року).

Публікації результатів кваліфікаційної роботи виконана на вищезгаданій конференції із публікацією тез доповіді.

Ключові слова: металеві конструкції, залізобетонні конструкції, скінчено-елементна модель, громадська будівля.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

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

Проектом передбачено будівництво багатofункціонального центру з каркасно-стовбуровою конструктивною системою, розташованого в адміністративному центрі Хмельницької області – м. Хмельницький.

Будівля окремо розташована і являє собою 35-поверховий об'єм заввишки 119 м і розмірами в плані $74,4 \times 30,8$ м, містить готель, адміністративну частину, заклад громадського харчування та офіси.

Будівля має технічний і підвальний поверхи, при цьому всі основні приміщення розташовуються в надземних поверхах. Висота підвального поверху – 2,5 м, надземних – 3,5 м.

На першому поверсі розташовані сходово-ліфтовий хол, вестибюль, підсобні приміщення, пост охорони, санвузли та приміщення адміністрації. Ресторани розташовані на 2-му і 16-му поверсі. Готель займає з 3 по 14 поверхи, офісний центр – з 17 по 30 поверхи. Блоки офісів і ресторанів розділяють технічні поверхи, так само, як і підземний поверх, вони призначаються для машинних приміщень ліфтів, прокладання інженерних комунікацій, приміщень обслуговування, складських приміщень тощо. На 32-35 поверхах розташовується оглядовий майданчик.

Проектований об'єкт має складну в плані форму, що складається з трьох прямокутних частин. Площа типового поверху – 1354 м².

Сполучення між приміщеннями на різних поверхах здійснюється за допомогою шести ліфтів, що мають вантажопідйомність 1000 кг і габарити 2100x1600 мм та 2500 кг і габарити 2500x2100 мм. У межах поверху сполучення відбувається за допомогою

коридорів, ширина яких відповідає вимогам можливості переміщення маломобільних груп населення.

У будівлі передбачають пневмо-систему сміттепроводу, що дає змогу спростити сортування і переробку відходів, оскільки технологія вакуумного транспортування сміття не потребує використання смітєвих баків.

Цей багатофункціональний центр передбачає підключення до централізованих водопроводу, каналізації, електропостачання, систем вентиляції та опалення. Також необхідне влаштування систем сигналізації, автоматизації та диспетчеризації.

Оскільки будівля має підвищений рівень відповідальності, при її проектуванні, виготовленні та монтажі конструкцій враховується науково-технічний супровід і технічний моніторинг конструкції під час експлуатації.

1.2 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

При проектуванні даного проєкту архітектурні рішення прийняті відповідно до умов застосування індустріальних технологій будівництва. Враховано норми щодо вимог пожежної безпеки.

Для вітражного скління фасаду застосовується система структурного кріплення скла. Складні фасади такого типу виконуються за принципом створення суцільної гладкої поверхні з мінімально помітними міжскляними швами. Скло клеїться на металеву раму, яка вставляється в стійко-ригельний каркас або клеїться до несучого каркасу. Для структурного скління склопакети мають клеїтися спеціальним силіконом, який стійкий до ультрафіолетового випромінювання. Також завдяки вітражному склінню приміщення будівлі мають високий рівень проникнення світла.

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

Оздоблення приміщень виконує такі функції, як:

- захист поверхні від впливу зовнішніх факторів;
- забезпечення поліпшення санітарно-гігієнічних норм;
- створення комфортних умов для сприятливого перебування в приміщенні.

Оздоблення виконується з урахуванням технологічних, пожежних і санітарно-гігієнічних вимог.

Внутрішнє оздоблення стін полягає в оштукатурюванні, фарбуванні водорозчинними емульсійними сумішами, облицюванні стін у санітарно-побутових, технічних приміщеннях і вестибюля керамічною плиткою.

Підлоги приймають відповідно до функціонального призначення приміщень: з керамогранітним покриттям, підлоговою плиткою або паркетною дошкою.

Для стель застосовується затирка і акрилова водно-дисперсна фарба. Згідно з вимогами [4], приміщення з постійним перебуванням людей мають природне освітлення. У зовнішніх стінах передбачені вікна з ПФХ профілю з трьох-, чотирьох- і шестикамерним склопакетом, які забезпечують нормований рівень КЕО в розрахунковій точці приміщень. Вікна також мають стулки, що відчиняються, а їхні розміри, розташування і кількість прийняті відповідно до санітарно-гігієнічних, архітектурних, протипожежних і технологічних вимог.

Заповнення дверних прорізів здійснюється в дерев'яному і сталевому протипожежному виконаннях індивідуального виготовлення з межею вогнестійкості EI30, EI15.

Оздоблення на шляхах евакуації, включно з коридорами, сходовими клітками, вестибюлями тощо), має характеристики класу не нижче:

31- для оздоблення стін і стель у сходових клітинах і вестибюлі;

31 - для оздоблення стін і стель у загальних коридорах і холі;

ЗЗ - для покриттів підлоги в сходових клітках і вестибюлі;

ЗЗ - для покриттів підлоги в загальних коридорах і холі.

На сходових маршах передбачають огороження з поручнями.

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

Природне освітлення запроектоване відповідно до чинних норм [4].

Природне освітлення враховано в номерах готелів, офісах та інших приміщеннях з постійним перебуванням людей. Природне освітлення здійснюється за допомогою вітражного зовнішнього скління і дво- і трикамерних склопакетів із ПФХ профілів. Для номерів готелів коефіцієнт природного освітлення (КЕО) дорівнює 0,4%. КЕО для залів ресторану, складських приміщень і приміщень обслуговування не нормуються.

Без природного освітлення спроектовано приміщення для тимчасового перебування людей.

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

Захист приміщень від шуму та вібрацій здійснюється відповідно до чинних норм[4]. Також архітектурно-планувальні заходи передбачають влаштування ліфтових шахт, що не примикають до стін готельних номерів і стін офісів.

У стиках огорожувальних конструкцій відсутні нещільності та наскрізні щілини, а структурна система кріплення вітражних систем має підвищений захист від проникнення зовнішніх шумів і унеможливорює передачу вібрацій.

Для захисту приміщень у підлогах будівлі передбачено влаштування цементно-піщаної стяжки по звукоізоляційній підкладці, що забезпечує ізоляцію ударного шуму.

Для зниження звукового тиску в номерах готелю й офісах у системах вентиляції та кондиціонування застосовують спеціальні глушники шуму типу Airone.

Для встановлення технологічного обладнання та інженерних систем на технічних поверхах передбачено спеціальні звукоізолювальні приміщення.

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

Рішення щодо світлозагородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден, не потрібні.

1.7 Опис заходів щодо забезпечення доступу маломобільних груп населення

Об'ємно-планувальні рішення, прийняті відповідно до [6], забезпечують МГН умови безперешкодного пересування в будівлі та комфортного перебування. На шляху проходження МГН встановлюються двері без порогів.

Коридори спроектовані такою шириною, яка забезпечує можливість переміщення маломобільних груп населення ними.

Для людей зі слабким зором передбачено влаштування елементів із контрастними кольорами та тактильні смуги. Також тактильно-контрастні знаки встановлено перед різними перешкодами.

Відвідувачі в інвалідних кріслах можуть безперешкодно та вільно перебувати всередині ліфтів. Також у кабінах ліфтів для інвалідів враховано звукову та світлову сигналізацію, що інформують.

1.8 Інженерні рішення щодо забезпечення захисту території об'єкта від небезпечних природних і техногенних процесів

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

1.9 Опис заходів щодо захисту будівельних конструкцій і фундаментів від руйнування

Захист будівельних конструкцій і фундаментів від руйнування передбачають комплексом заходів, що спрямовані на запобігання руйнівній дії конструкцій на зовнішнє середовище, і забезпечується дотриманням будівельних норм і правил.

Захист монолітних залізобетонних конструкцій будівельного виготовлення полягає в застосуванні проєктних класів арматури, сталі та бетону, дотриманні товщини захисних шарів арматури для запобігання корозії металу, дотриманні етапів і стандартів укладання, бетонування, ущільнення бетонної суміші та розпалубки конструкцій.

Захист збірних залізобетонних конструкцій заводського виготовлення полягає у виготовленні паль, колон, ригелів, плит та ін. залізобетонних виробів із необхідних класів бетону й арматури, що відповідають умовам експлуатації в проєктному кліматичному районі, марок бетону за водонепроникністю і морозостійкістю.

Просторова жорсткість і стійкість каркасу будівлі забезпечується спільною роботою ядра жорсткості, що складається зі сходово-ліфтового вузла, з монолітними перекриттями і колонами будівлі, жорстко закладеними в основі.

Для залізобетонних конструкцій, що піддаються впливу негативних температур, приймається бетон марки за морозостійкістю не нижче F75 і за водонепроникністю - не нижче W4.

1.10 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень, що забезпечують відповідність будівель і споруд установленим вимогам енергетичної ефективності

Архітектурні рішення в частині забезпечення вимог енергетичної ефективності прийнято відповідно до [7,10]

Огороджувальні конструкції мають теплозахисні характеристики, які відповідають вимогам для відсутності можливого промерзання або перегріву в процесі експлуатації будівлі.

1.11 Заходи щодо забезпечення пожежної безпеки

Характеристики будівлі з пожежної безпеки наведено в розділі 1.5.

Пожежна безпека в проєктованій будівлі забезпечується відповідно до технічного регламенту про вимоги пожежної безпеки.

Прийняті об'ємно-планувальні та конструктивні рішення забезпечують своєчасну і безперешкодну евакуацію відвідувачів, персоналу та мешканців, їхній порятунок у разі виникнення пожежі та захист людей на шляхах евакуації з будинку від впливів пожежі. Двері, призначені для евакуації, відчиняються у напрямку виходу з будівлі. Як евакуаційні виходи спроектовано дві незадимлювані сходові клітки (H2). Також у будівлі проєктом передбачається пожежна сигналізація, датчики диму та цілодобовий моніторинг черговими операторами.

Багатофункціональний центр обладнано системою оповіщення та управління евакуацією. Будівля розділена на окремі зони оповіщення.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Відомості про кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва

Характеристики району будівництва прийняті відповідно до [8,9] і зведені в таблицю 2.1.

Район будівництва - м. Хмельницький.

Таблиця 2.1 - Характеристики району будівництва

№	Параметр	Значення параметру
1	Кліматичний район для будівництва	I В
2	Вітровий район	II
3	Сніговий район	III
4	Тип місцевості	Міська забудова
5	Розрахункова сейсмічність майданчика будівництва	5 балів
6	Середня температура найхолоднішої п'ятиденки з забезпеченістю 0,92	-22°C
7	Тривалість опалювального періоду для періоду з середньодобовою температурою повітря не більше 8°C	151 доба
8	Середня температура зовнішнього повітря для періоду з середньодобовою температурою повітря не більше 8°C	-5, 4°C
9	Тривалість опалювального періоду із середньодобовою температурою повітря не більше 10°C	139 діб
10	Середня температура зовнішнього повітря для періоду з середньодобовою температурою повітря не більше 10°C	-4, 3°C
11	Нормативне значення ваги снігового покриву, кПа	1,5
12	Переважаючий напрямок вітру за грудень - лютий	південний

2.2 Опис і обґрунтування конструктивних рішень будівлі, включно з її просторовою схемою, прийнятою під час виконання розрахунків будівельних конструкцій

2.2.1 Загальні положення

Рамно-зв'язковий каркас 35-поверхового багатофункціонального будинку складається з несучих колон і залізобетонних перекриттів, внутрішніх монолітних стін (що виконують роль ядра жорсткості), самонесучих внутрішніх стін і фасадного скління. Усі з'єднання елементів приймаються жорсткими. Для підвищення стійкості будівлю виконано симетричною в плані.

Конструктивні рішення розроблено, спираючись на об'ємно-планувальне компонування будівлі, а також з огляду на рішення, прийняті в архітектурному розділі цієї пояснювальної записки.

Несучі вертикальні елементи:

- ядро жорсткості - монолітний залізобетон, бетон класу C25/30, товщина стін 200 мм;
- сходово-ліфтовий вузол - монолітний залізобетон, бетон класу C25/30, товщина стін 400 мм;
- колони - монолітні залізобетонні перетином 800х800 мм 600х600 мм, бетон класу C20/25.

Несучі горизонтальні елементи:

- балки - монолітні залізобетонні перетином 400х500 мм, бетон C20/25;
- перекриття - монолітні залізобетонні товщиною 160 мм із бетону класу C20/25.

Ненесучі елементи:

- огорожувальні конструкції - ненесуча світлопрозора фасадна система, виконана з негорючих матеріалів. Застосовано систему структурного кріплення скла.
- перегородки в готельних номерах - гіпсокартонні на металевому каркасі.

– покрівля - плоска, неексплуатована, з улаштуванням внутрішнього організованого водостоку.

Статичний розрахунок будівлі проведено в програмному комплексі SCAD office. Модель прийнято зі стрижневих і пластинчастих елементів різних перерізів. Геометрія розрахункової моделі в точності відповідає конструкціям проектованої будівлі. Також враховуються фізичні характеристики застосовуваних матеріалів, особливості їхньої роботи під навантаженням і спільність роботи всього комплексу елементів як статично невизначеної системи.

2.2.2 Створення розрахункової схеми будівлі

Розрахункову схему створювали в препроцесорі Форум ПК SCAD згідно з вихідними даними, її представлено на рисунку 2.1.

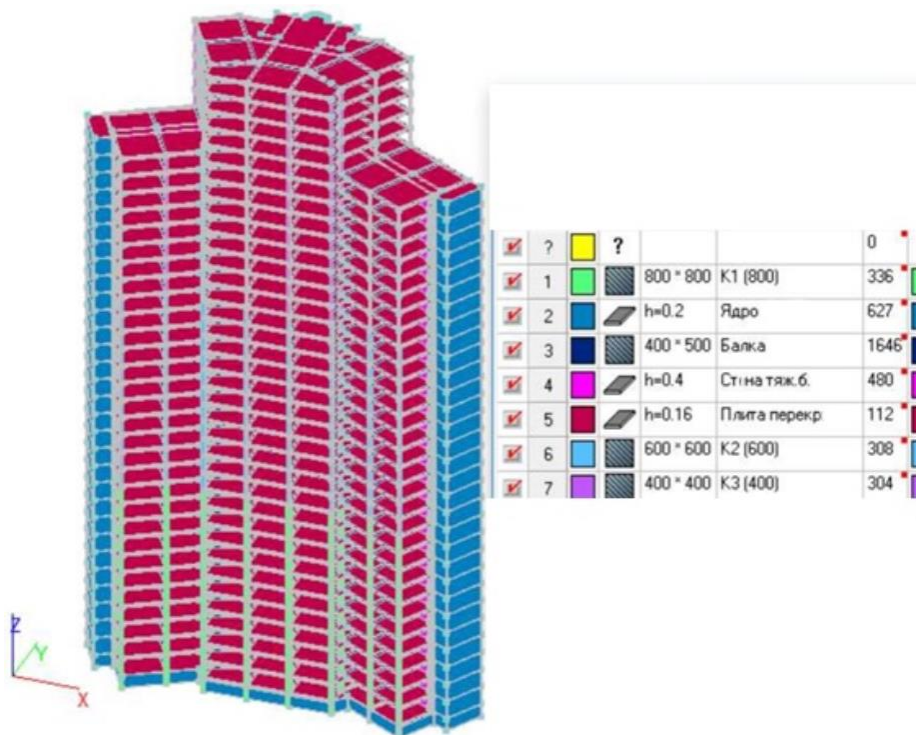


Рисунок 2.1 - Розрахункова схема в препроцесі "Форум"

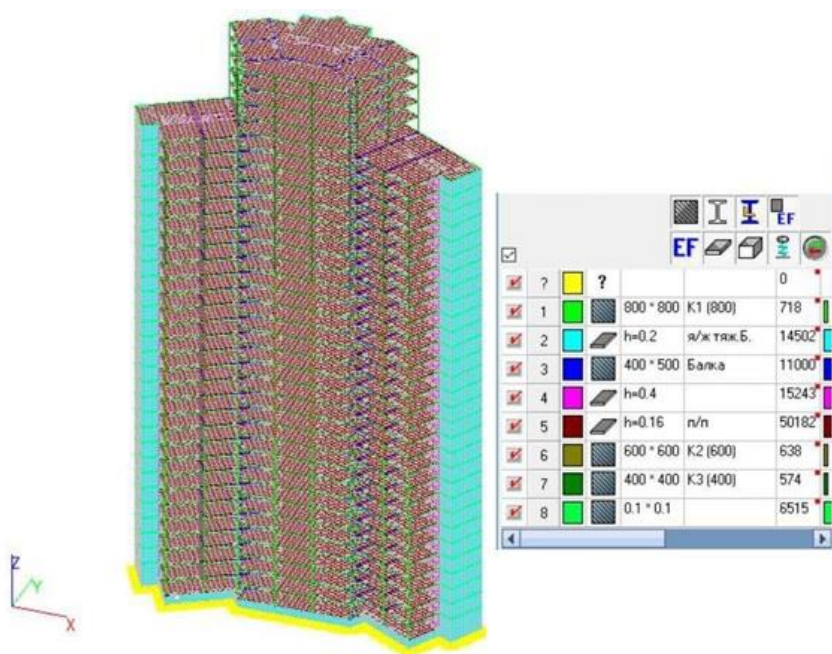


Рисунок 2.2 - Згенерована схема в ПК SCAD

2.2.3 Збір навантажень

1) Власна вага

Збирається автоматично, згідно із заданими жорсткостями (рис. 2.3)

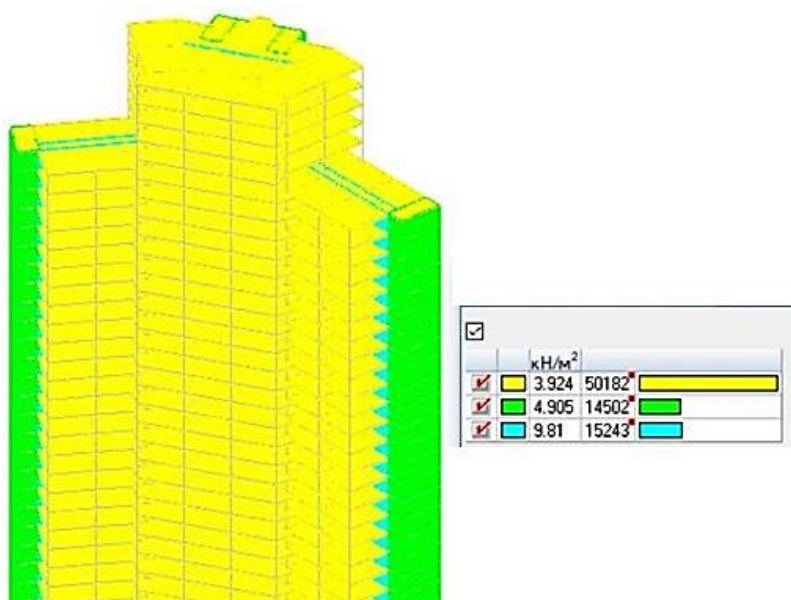


Рисунок 2.3 - Власна вага

2) Навантаження від перегородок

Згідно з [9] нормативне навантаження на плити від ваги перегородок, приймемо нормативне значення навантаження, що дорівнює 1кН/м^2 .

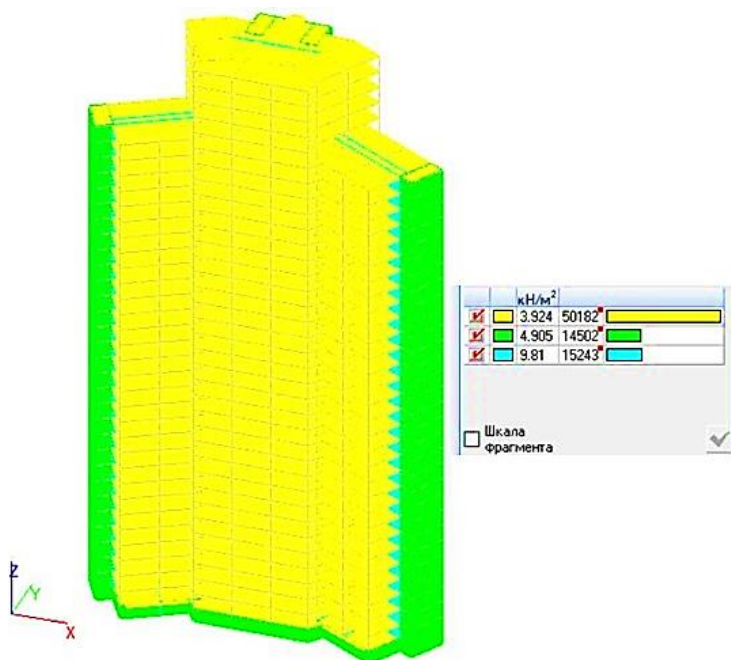


Рисунок 2.4 - Навантаження від перегородок

3) Вага підлог

Підлоги з цементно-піщаного розчину ($\rho = 1200\text{кг/м}^3$) товщиною 30 мм і керамічної плитки вагою ($q = 20\text{кг/м}^2$).

Нормативне навантаження від підлог: $q_0(\text{підлог}) = 0,708\text{кН/м}^2$.

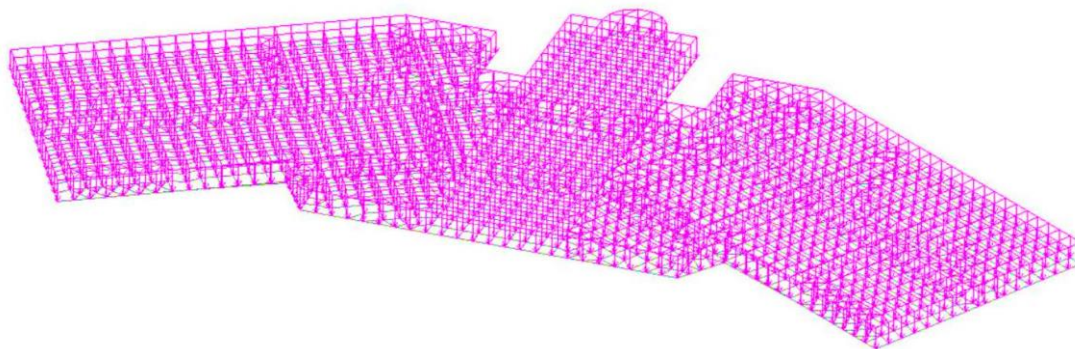


Рисунок 2.5 - Навантаження від підлог, 1-35 поверхи

Таблиця 2.2 - Постійне розрахункове навантаження покрівлі

Матеріал	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження
Пінополістирол $\delta = 150 \text{ мм}$, $\rho = 33 \text{ кг/м}^3$	$0,15 \cdot 0,33 = 0,05$	1,2	0,06
Цементно-піщаний розчин $\delta = 50 \text{ мм}$, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	$0,05 \cdot 18 = 0,9$	1,1	0,99
Бітум $\delta = 10 \text{ мм}$, $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3$	$0,01 \cdot 14 = 0,14$	1,2	0,168
Разом: 1,27			

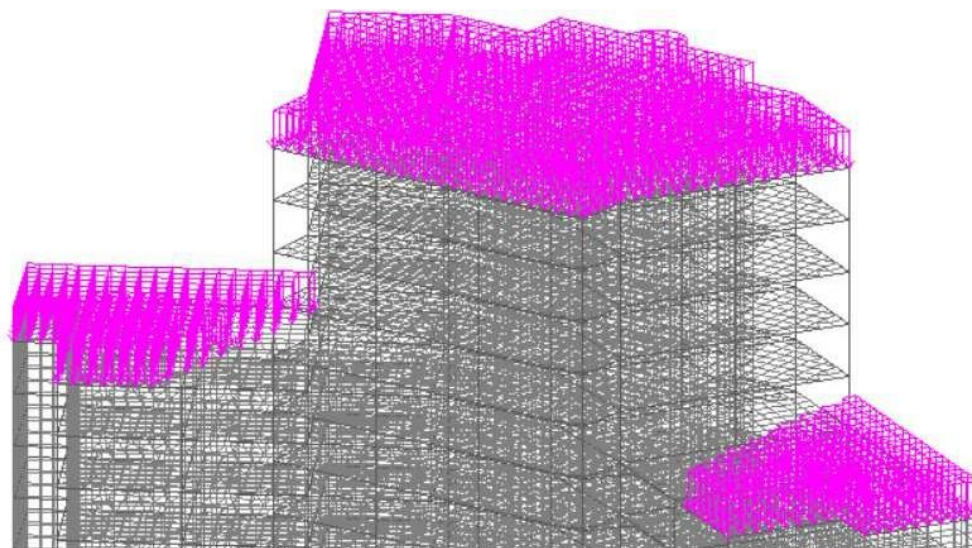


Рисунок 2.6 - Навантаження від покрівлі

5) Вага фасадного скління

Фасадне скління задається умовно через навантаження за площею фасаду і збирається на колони і торці перекриттів.

$$q_0(\text{фасад}) = 0,6 \text{ кН/м}^2.$$

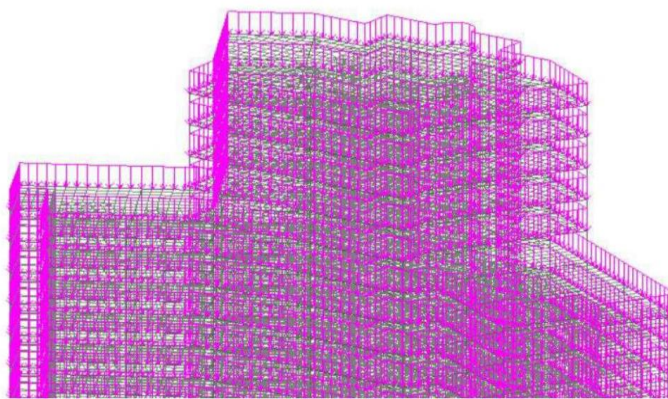


Рисунок 2.7 - Навантаження від фасадного скління (по всій висоті будівлі)

6) Експлуатаційне навантаження

Згідно з [9] рівномірно розподілені навантаження на плити перекриття і підлоги на грунтах (у підземному поверсі):

- сходово-ліфтовий вузол - $3 \text{ кПа} \approx 3 \text{ кН/м}^2$;
- офіси - $2 \text{ кПа} \approx 2 \text{ кН/м}^2$.

Коефіцієнти надійності за навантаженням для сходово-ліфтового вузла та офісів $\gamma_f = 1,2$.

7) Навантаження на монолітні стіни підвалу від тиску ґрунту

Тиск ґрунту на стіну підвалу визначається за формулою:

$$q = \gamma_f \cdot l \cdot z \cdot \text{tg}^2(45 - \varphi/2) \cdot \gamma_g$$

$$q_1 = 1,15 \cdot 3,5 \cdot 1 \cdot 0,436 \cdot 18 = 31,6 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_2 = 1,15 \cdot 3,5 \cdot 3,5 \cdot 0,436 \cdot 18 = 110,6 \text{ кН/м}^2.$$

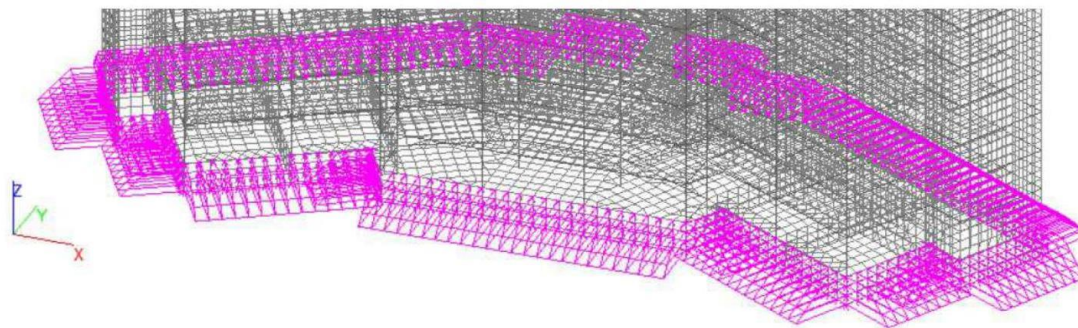


Рисунок 2.8 - Тиск ґрунту

8) Снігове навантаження

Згідно з [9], короточасні навантаження від ваги снігового покриву розраховуються за формулою:

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

де c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру або інших чинників, який визначається за формулою:

$$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{k}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot l_c) \quad (2.2)$$

де k - коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$k(z_e) = k_{10} \cdot (z_e/10)^{2\alpha} \quad (2.3)$$

тут z_e - еквівалентна висота, м;

k_{10} - коефіцієнт для місцевості типу В (дорівнює 0,65);

α - коефіцієнт для місцевості типу В (дорівнює 0,2).

Приймаючи $z_e = 122,5$ м, отримуємо:

$$k(z_e) = k_{10} \cdot (z_e/10)^{2\alpha} = 0,65 \cdot (122,5/10)^{0,4} = 1,771$$

I_c - характерний розмір покриття, що розраховується за формулою:

$$I_c = 2b - \frac{b^2}{l} = 2 \cdot 31 - \frac{31^2}{74} = 30 \text{ м}$$

де b - найменший розмір покриття в плані ($b = 31$ м);

l - найбільший розмір покриття в плані ($l = 74$ отримуємо:

$$c_e = (1,2 - 0,4 \cdot \sqrt{1,771}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 30) = 0,57$$

c_t - термічний коефіцієнт (дорівнює 1);

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття (рівний 1);

S_g - нормативне значення ваги снігового покриву на горизонтальній поверхні.

Таблиця 2.3 - Нормативне значення ваги снігового покриву[9]

Снігові райони	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
$S_g, \text{кН/м}^2$	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0

Оскільки м. Хмельницький належить до III снігового району, то $S_g = 1,5 \text{кН/м}^2$.

Підставимо всі отримані значення у формулу й отримаємо нормативне снігове навантаження на верхнє покриття:

$$S_0^H = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,57 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 0,855 \text{кН/м}^2$$

На нижні покриття снігове навантаження розраховуємо, використовуючи додаток Б. [9], згідно з яким:

Коефіцієнт μ слід приймати рівним:

$$\mu = 1 + \frac{1}{h} (m_1 l_1 + m_2 l_2) \quad (2.4)$$

де h - висота перепаду, мвдлічувана від верхньої точки конструкцій більш високої частини будівлі біля перепаду висот до покрівлі нижнього покриття (при h більше 8 м приймають $h = 8$ м);

l_1, l_2 - довжина ділянок верхнього і нижнього покриття, з яких переноситься сніг у зону перепаду висоти, ($l_1 = l_2 = 19,3$ м);

$m_1; m_2$ - частки снігу, що переноситься вітром до перепаду висоти ($m_1 = m_2 = 0,4$ для плоского покриття з $\alpha \leq 20^\circ$).

Отримуємо:

$$\mu = 1 + \frac{1}{8} (0,4 \cdot 19,3 + 0,4 \cdot 19,3) = 2,93$$

Коефіцієнт μ_1 розраховується за формулою:

$$\mu_1 = 1 - \frac{m_2 l'_2}{l'_2 - h} = 1 - \frac{0,4 \cdot 19,3}{19,3 - 8} = 0,32$$

Тоді навантаження, що діють на нижні частини покриття:

$$S' = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 1 \cdot 0,56 \cdot 2,93 \cdot 1,5 = 2,51 \text{ кН/м}^2;$$

$$S_1 = c_e \cdot c_t \cdot \mu_1 \cdot S_g = 1 \cdot 0,56 \cdot 0,32 \cdot 1,5 = 0,27 \text{ кН/м}^2.$$

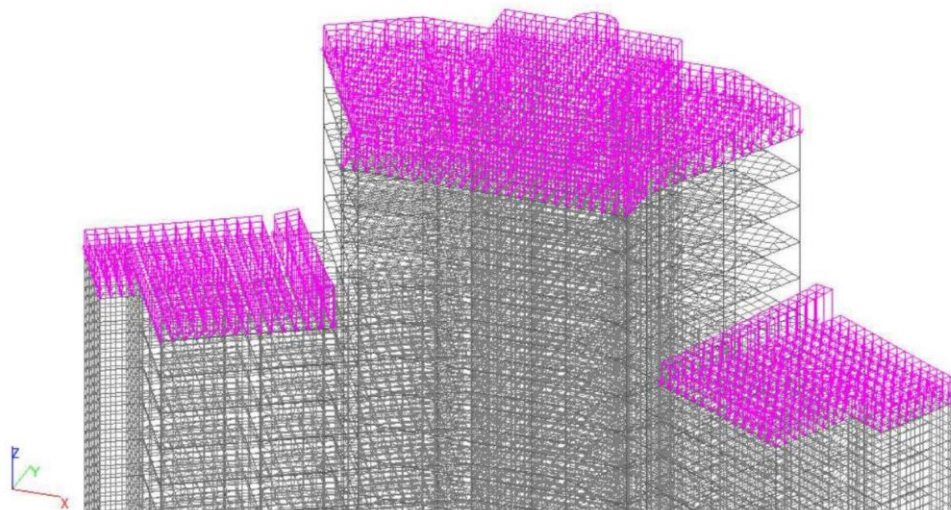


Рисунок 2.9 - Снігове навантаження

9) Вітрове навантаження

Розрахунок на вітрове навантаження ведемо відповідно до [9], згідно з яким короткочасне навантаження знаходиться за формулою:

$$W = W_m + W_p \quad (2.5)$$

тут W_m - нормативне значення середньої складової вітрового навантаження, визначається за формулою:

$$W_m = W_0 \cdot k(z_e) \cdot c, \quad (2.6)$$

де W_0 - нормативне значення вітрового тиску, приймається залежно від вітрового району за таблицею 2.4:

Таблиця 2.4 - Вітрові райони [9]

Вітрові райони	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_0 , кПа	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

$k(z_e)$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску за висотою залежно від типу місцевості, визначається за формулою $k(z_e) = k_{10} \cdot (z_e/10)^{2\alpha}$;

c - аеродинамічний коефіцієнт;

W_p - пульсаційна складова вітрового навантаження, кПа.

Визначення аеродинамічного коефіцієнта c відповідно до [9] додатком В:

Таблиця 2.5 - Аеродинамічні коефіцієнти [9]

Бічні стіни			Навітряна стіна	Підвітряна стіна
A	B	C		E
-1,0	-0,8	-0,5	0,8	-0,5

Для навітряних, підвітряних і різних ділянок бічних стін аеродинамічні коефіцієнти c_e наведено в таблиці В.2 [9].

Для бічних стін із виступаючими лоджіями аеродинамічний коефіцієнт тертя $c_f = 0,1$.

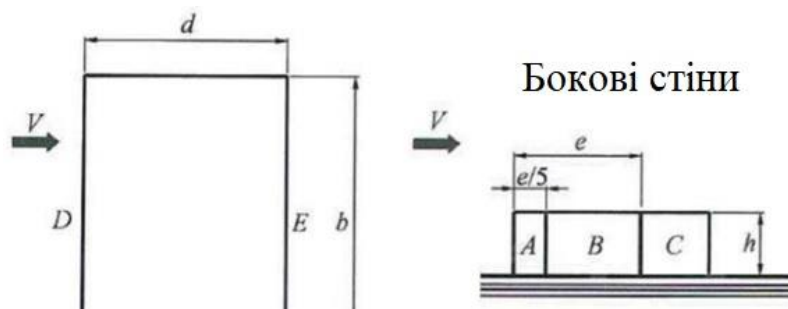


Рисунок 2.10 - План та бокові стіни

Величина e дорівнює меншому з b або $2h$

Нормативне значення вітрового тиску для II вітрового району

$W_0 = 0,3 \text{ кПа}$ Значення аеродинамічного коефіцієнта для зовнішніх стін прийнято за[9]. Результати розрахунку дії вітрового навантаження зведено в таблицю 2.6.

Таблиця 2.6 - Розрахунок вітрових навантажень

Поверх	Висота $Z_e, \text{ м}$	$k(z_e)$	$W_m, \text{ кПа}$			$q_w, \text{ кН/м}$		
			$c = 1$	$c = 0,8$	$c = -0,5$	$c = 1$	$c = 0,8$	$c = -0,5$
1	3.5	0.427	0.128	0.102	-0.064	0.38	0.31	-0.19
2	7	0.564	0.169	0.135	-0.085	0.51	0.41	-0.26
3	10.5	0.663	0.199	0.159	-0.099	0.6	0.48	-0.3
4	14	0.744	0.223	0.179	-0.112	0.67	0.54	-0.34
5	17.5	0.813	0.244	0.195	-0.122	0.73	0.59	-0.37
6	21	0.875	0.263	0.21	-0.131	0.79	0.63	-0.39
7	24.5	0.93	0.279	0.223	-0.14	0.84	0.67	-0.42
8	28	0.981	0.294	0.235	-0.147	0.88	0.71	-0.44
9	31.5	1.029	0.309	0.247	-0.154	0.93	0.74	-0.46
10	35	1.073	0.322	0.258	-0.161	0.97	0.77	-0.48
11	38.5	1.115	0.335	0.268	-0.167	1.01	0.8	-0.5
12	42	1.154	0.346	0.277	-0.173	1.04	0.83	-0.52
13	45.5	1.192	0.358	0.286	-0.179	1.07	0.86	-0.54
14	49	1.227	0.368	0.294	-0.184	1.1	0.88	-0.55
15	52.5	1.262	0.379	0.303	-0.189	1.14	0.91	-0.57
16	56	1.295	0.389	0.311	-0.194	1.17	0.93	-0.58
17	59.5	1.327	0.398	0.318	-0.199	1.19	0.95	-0.6
18	63	1.357	0.407	0.326	-0.204	1.22	0.98	-0.61
19	66.5	1.387	0.416	0.333	-0.208	1.25	1	-0.62
20	70	1.416	0.425	0.34	-0.212	1.28	1.02	-0.64
21	73.5	1.444	0.433	0.347	-0.217	1.3	1.04	-0.65
22	77	1.471	0.441	0.353	-0.221	1.32	1.06	-0.66
23	80.5	1.497	0.449	0.359	-0.225	1.35	1.08	-0.68
24	84	1.523	0.457	0.366	-0.228	1.37	1.1	-0.68
25	87.5	1.548	0.464	0.372	-0.232	1.39	1.12	-0.7
26	91	1.572	0.472	0.377	-0.236	1.42	1.13	-0.71
27	94.5	1.596	0.479	0.383	-0.239	1.44	1.15	-0.72
28	98	1.62	0.486	0.389	-0.243	1.46	1.17	-0.73
29	101.5	1.642	0.493	0.394	-0.246	1.48	1.18	-0.74
30	105	1.665	0.5	0.4	-0.25	1.5	1.2	-0.75
31	108.5	1.687	0.506	0.405	-0.253	1.52	1.22	-0.76
32	112	1.708	0.512	0.41	-0.256	1.54	1.23	-0.77
33	115.5	1.73	0.519	0.415	-0.26	1.56	1.25	-0.78
34	119	1.75	0.525	0.42	-0.263	1.58	1.26	-0.79
35	122.5	1.771	0.531	0.425	-0.266	1.59	1.28	-0.8

Пульсаційну складову вітрового тиску враховано програмним комплексом SCAD Office як динамічний вплив.

Подібну операцію повторюємо для напрямків дії вітру за напрямком і проти напрямку осі X , аналогічно по осі Y .

2.4 Результати розрахунку

Розрахунок будівлі необхідно проводити з урахуванням найбільш несприятливих поєднань навантажень і внутрішніх зусиль.

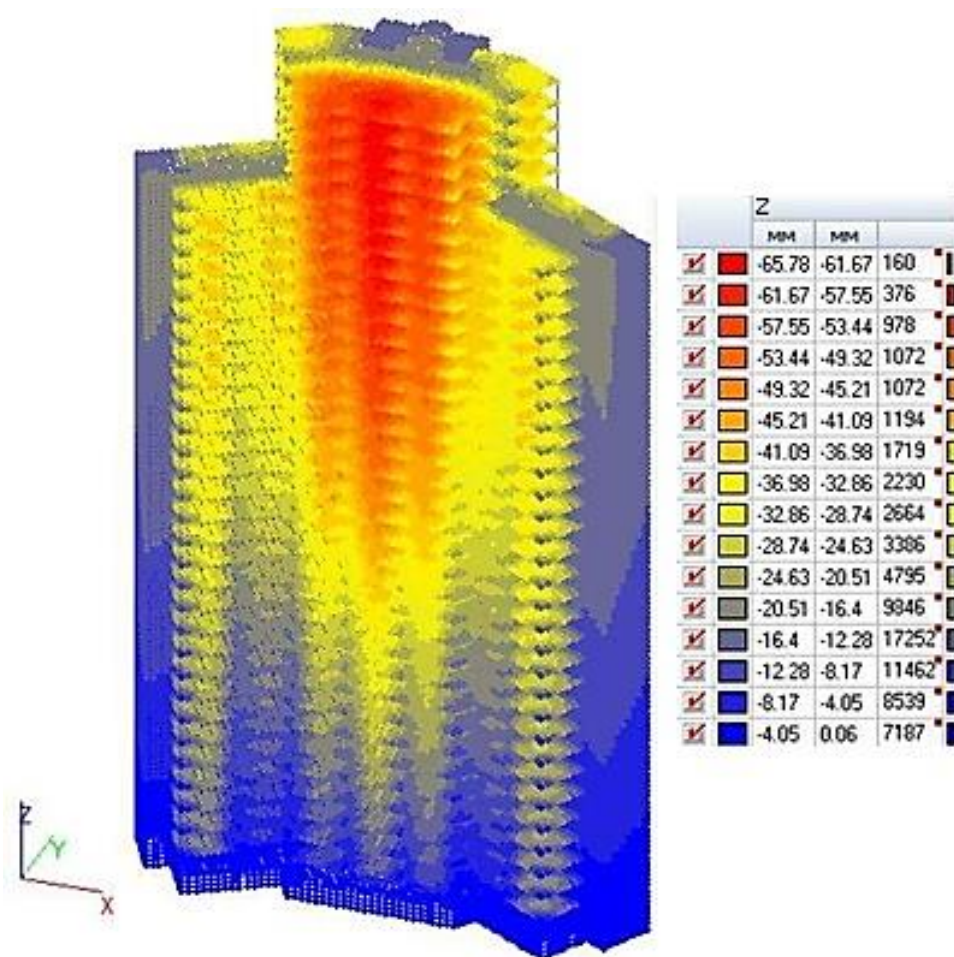


Рисунок 2.11 - Переміщення по осі Z (мм)

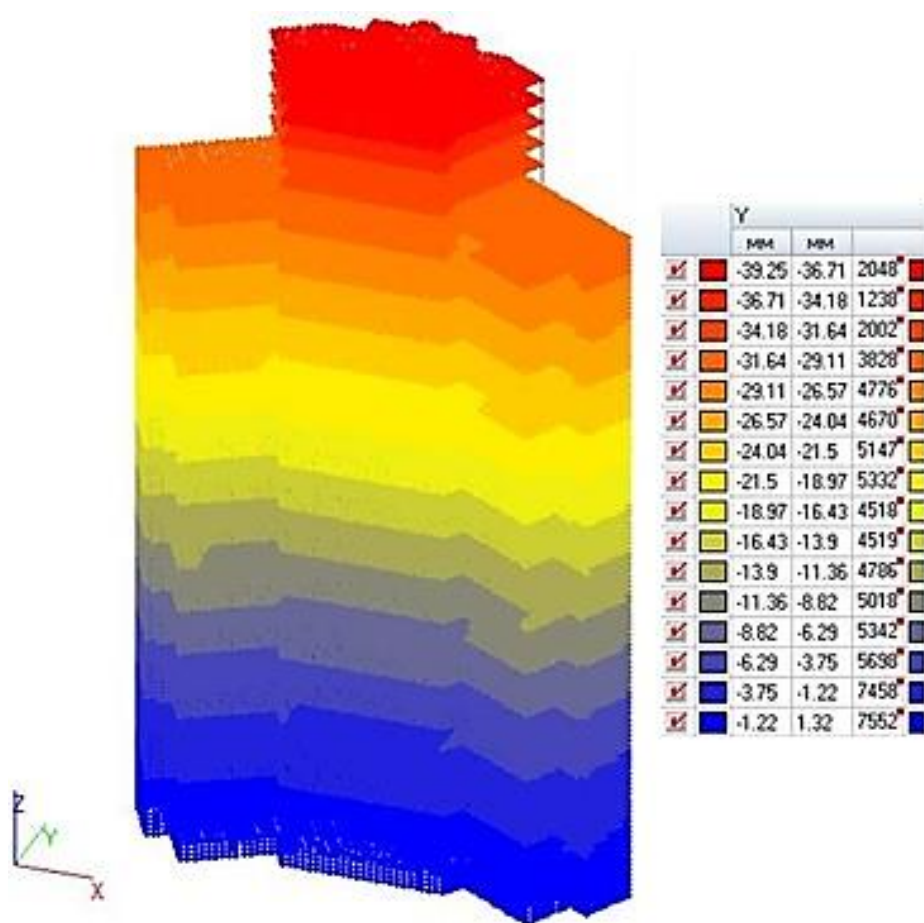


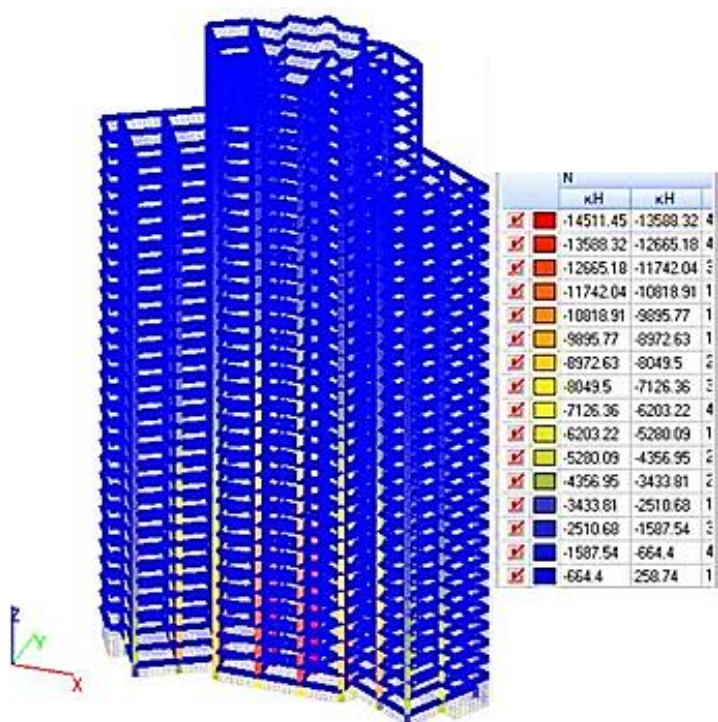
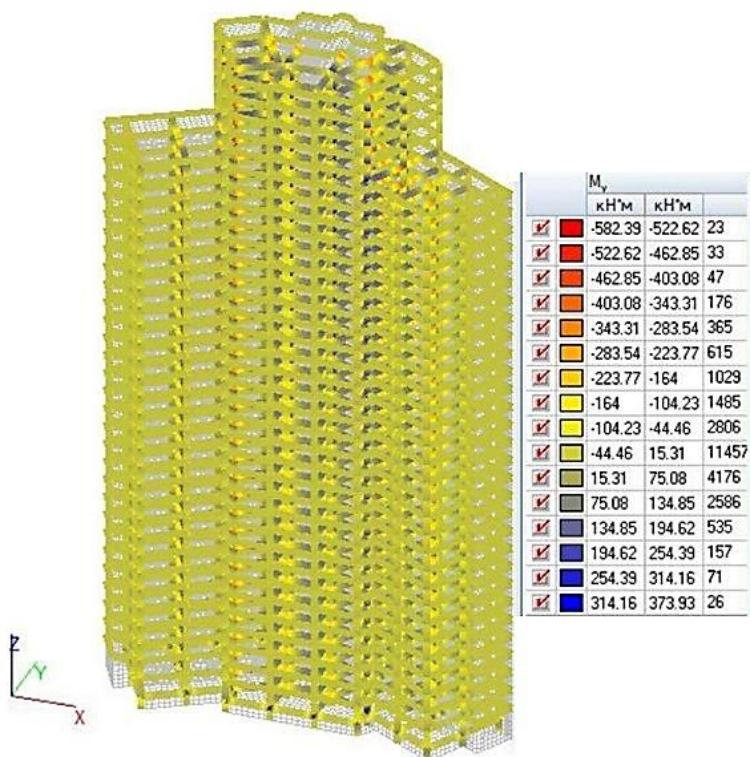
Рисунок 2.12 - Переміщення по осі Y (мм)

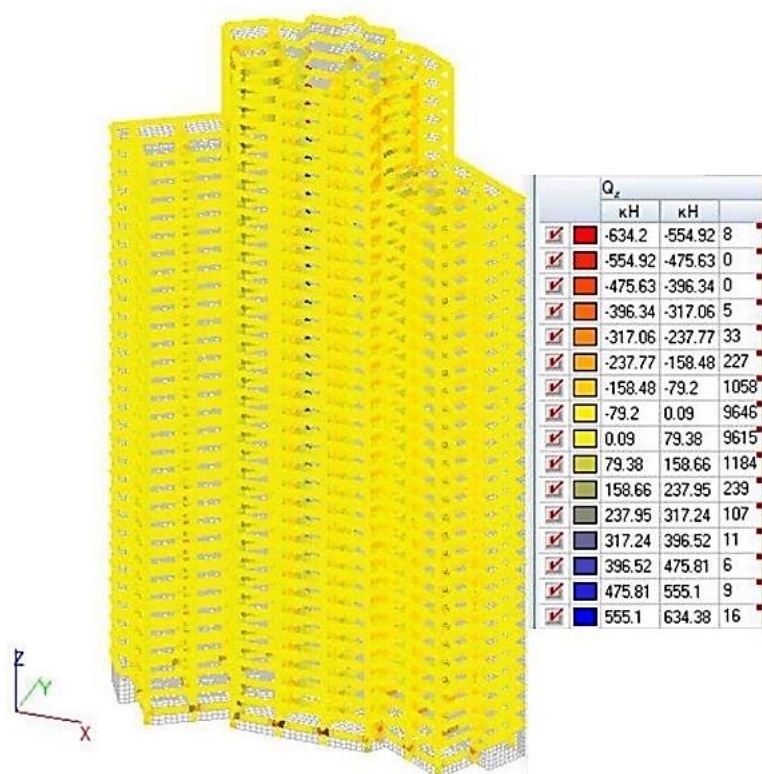
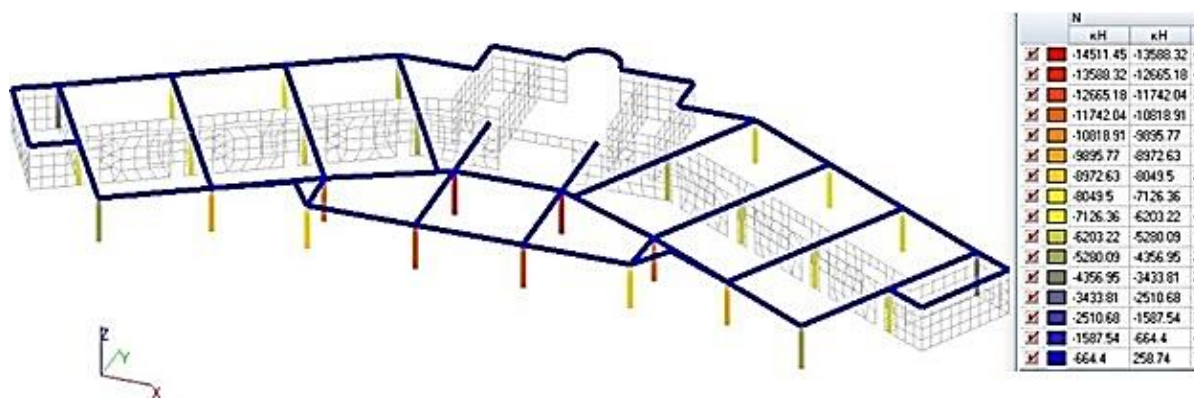
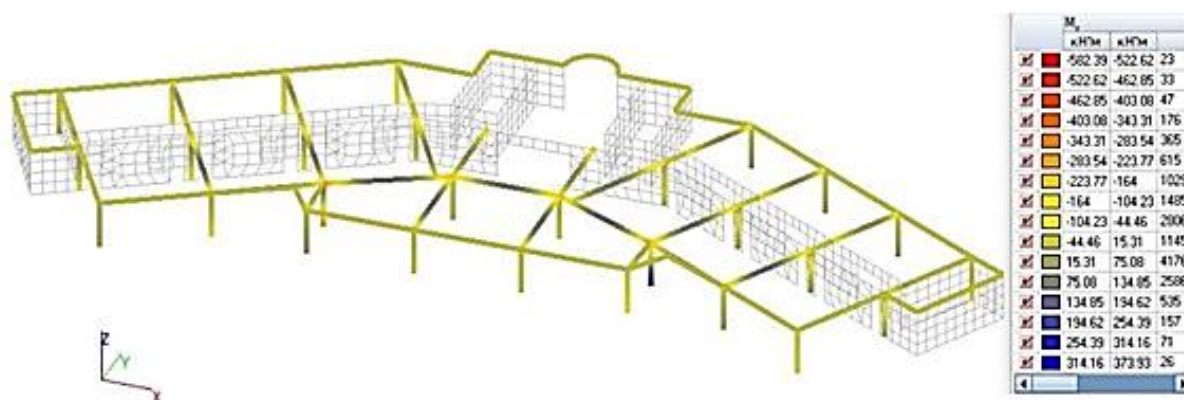
Згідно з рисунками 2.11 і 2.12, за результатами ПК SCAD максимальне сумарне горизонтальне переміщення досягає величини 39,25 мм.

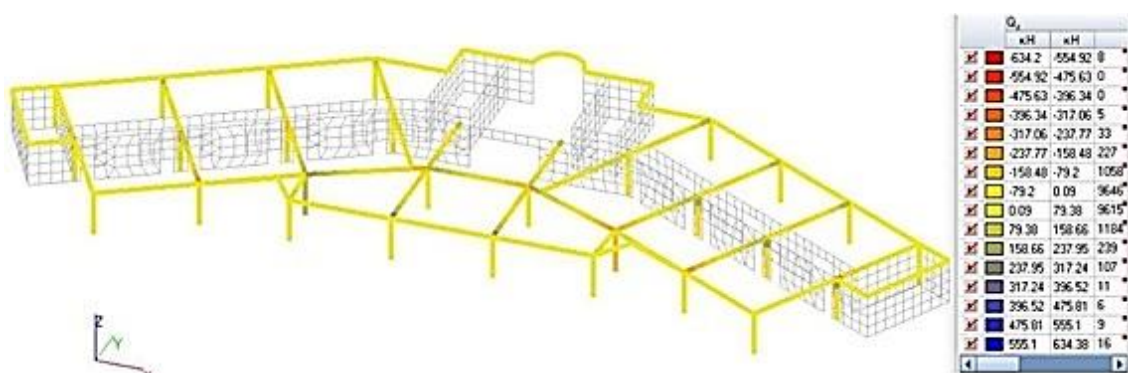
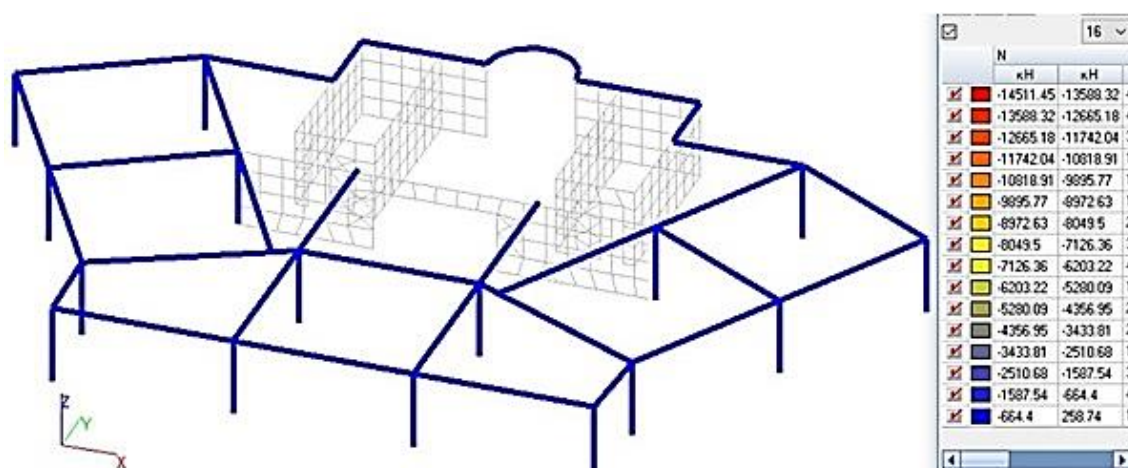
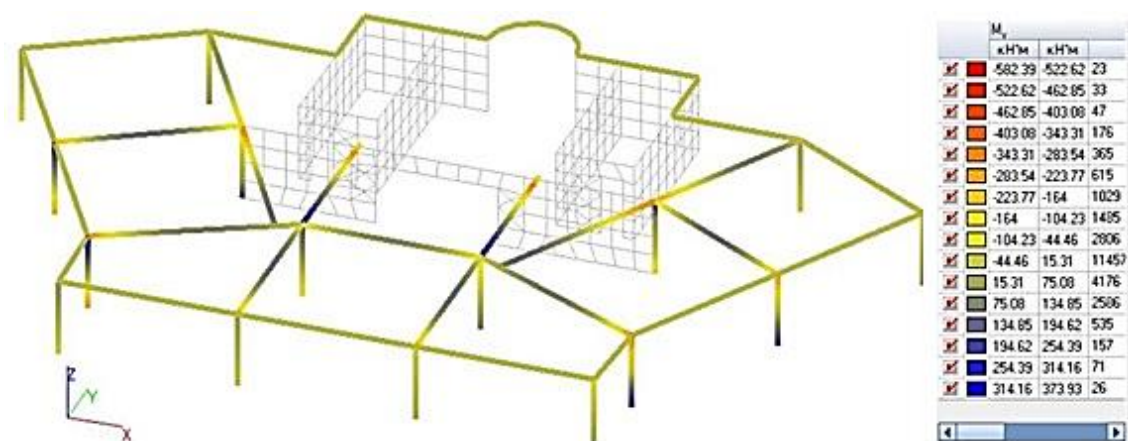
Згідно з [8], таблицею Д.4, горизонтальні переміщення верху будівлі не можуть перевищувати $h/500$, де h - висота будівлі.

$$\frac{h}{500} = \frac{122,5}{500} = 0,245 \text{ м}$$

Отже, жорсткість і геометричну незмінність будівлі забезпечено.

Рисунок 2.13 - Розподіл зусиль N (кН)Рисунок 2.14 - Розподіл зусиль M_y (кН · м)

Рисунок 2.15 - Розподіл зусиль $Q_z(\text{кН})$ Рисунок 2.16 - Розподіл зусиль $N(\text{кН})$ на 1-му поверсіРисунок 2.17 - Розподіл зусиль $M_y(\text{кН} \cdot \text{м})$ на 1-му поверсі

Рисунок 2.18 - Розподіл зусиль $Q_z(\text{кН})$ на 1-му поверсіРисунок 2.19 - Розподіл зусиль $N(\text{кН})$ на 35-му поверсіРисунок 2.20 - Розподіл зусиль $M_y(\text{кН} \cdot \text{м})$ на 35-му поверсі

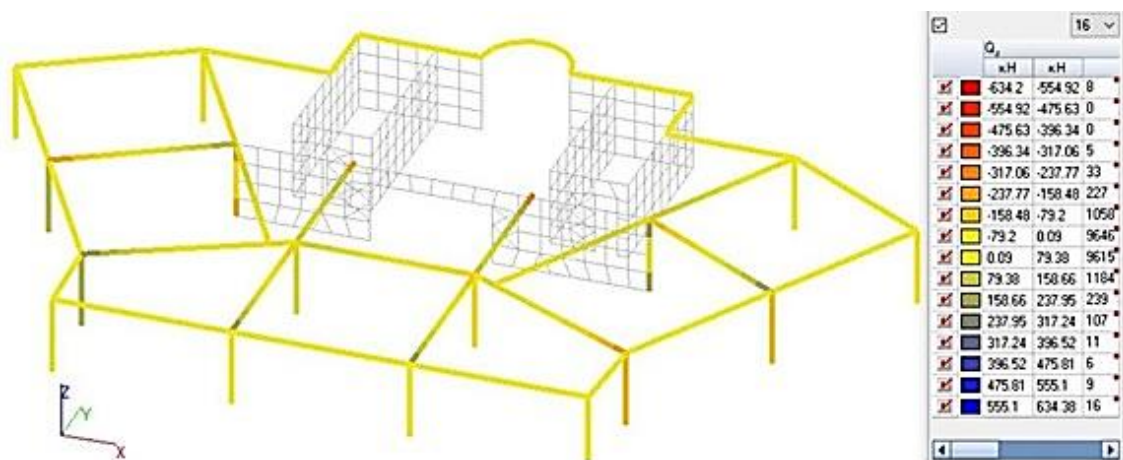


Рисунок 2.21 - Розподіл зусиль Q_z (кН) на 35-му поверсі

Згідно з [9] прискорення при вітровому навантаженні не повинні перевищувати $0,08 \text{ м/с}^2$. У всіх випадках (рис. 2.28, 2.29) прискорення не перевищує нормованого значення.

Згідно з [8] сумарні горизонтальні переміщення не повинні перевищувати $1/500$ від висоти будівлі:

$$f_{\text{ult}} = \frac{h}{500} = \frac{122,5 \cdot 10^3}{500} = 245 \cdot \text{мм.}$$

Максимальні горизонтальні переміщення, згідно з РСП, не перевищують нормованої величини і становлять 36,71 мм (рис. 2.18).

Також згідно з [8] значення перекосів вертикальних комірок не перевищує нормованих значень і становить (рис. 2.30):

$$39,19 - 37,36 = 1,83 \text{ мм} \leq \frac{h_s}{300} = \frac{3500}{300} = 11,7 \text{ мм.}$$

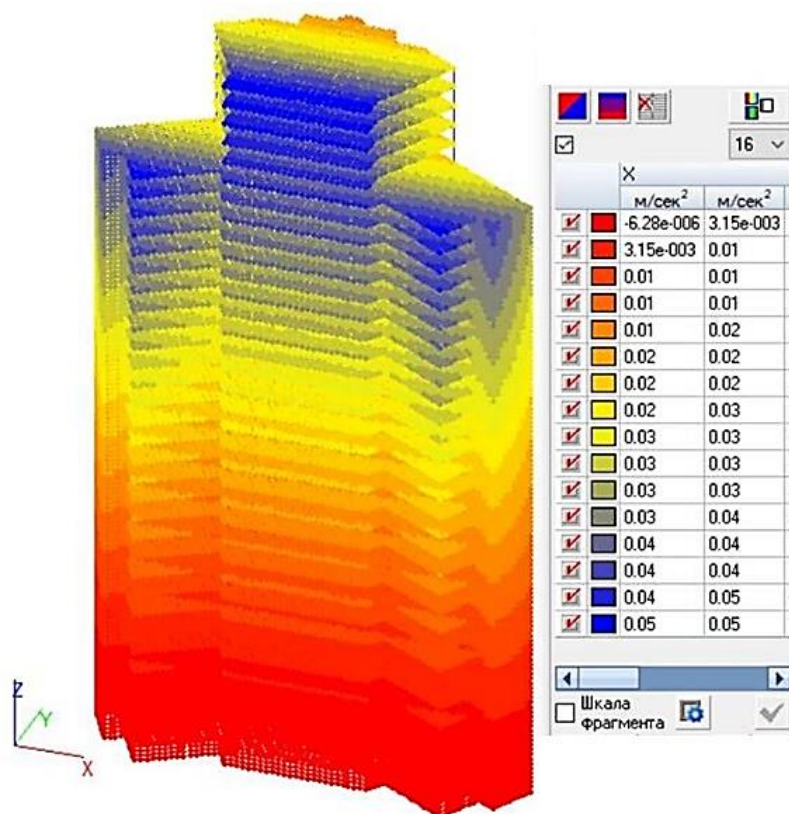


Рисунок 2.22 - Сумарне прискорення при пульсаційному навантаженні в напрямку осі X

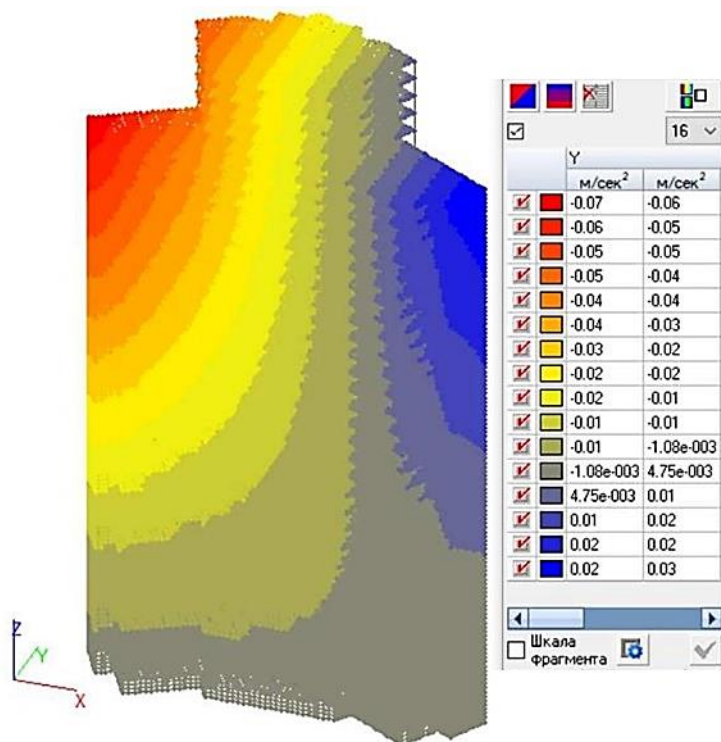


Рисунок 2.23 - Сумарне прискорення при пульсаційному навантаженні в напрямку осі Y

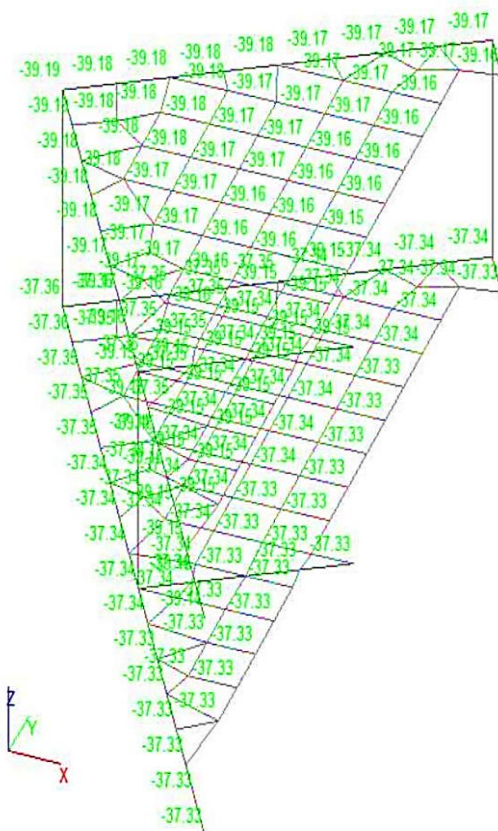


Рисунок 2.24 - РСР горизонтальних переміщень верхніх поверхів

2.5 Завдання конструктивних груп елементів

Інформація про групи армування наведена в рисунку 2.25. Під час розрахунку використовували норми проєктування згідно з [8].

2.6 Підбір армування елементів каркасу

2.6.1 Армування колон

Розрахунок колон проводять відповідно до [14], за першою групою граничних станів.

Колона першого поверху є наземною позакентрово-стиснутою конструкцією. Перетин колон нижньої третини будівлі 800x800 мм, також під час розрахунку виникла необхідність збільшення перерізу колони КЗ: унаслідок невідповідності

відсотку максимального армування ухвалено переріз 600x600 мм, відповідний колонам К2, що розташовані нижче. Сформований звіт із добору арматури для колон із ПК SCAD представлено на рисунках 2.25 - 2.27.

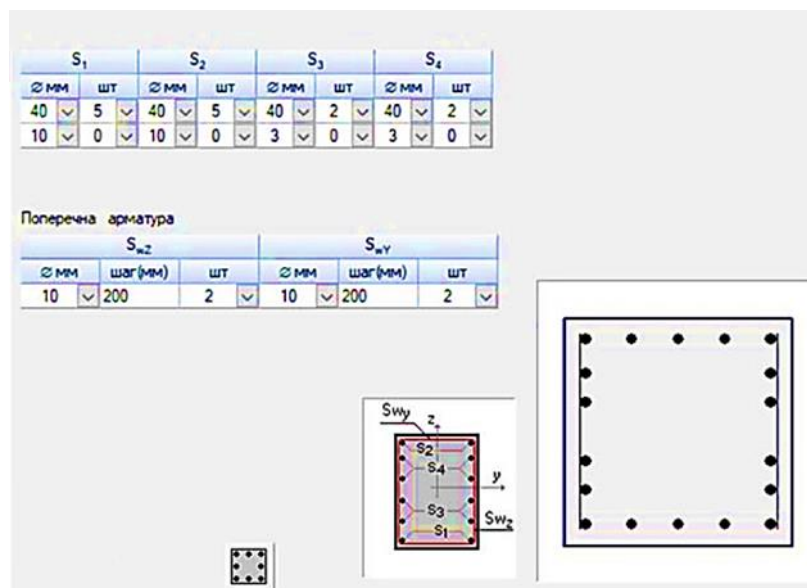


Рисунок 2.25 - Армування колон К1 (800x800)

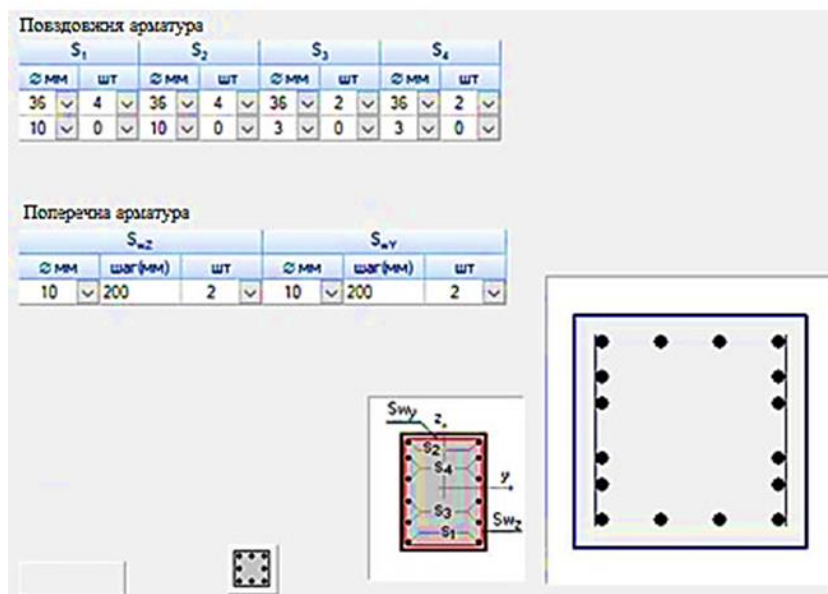


Рисунок 2.26 - Армування колон К2 (600x600)

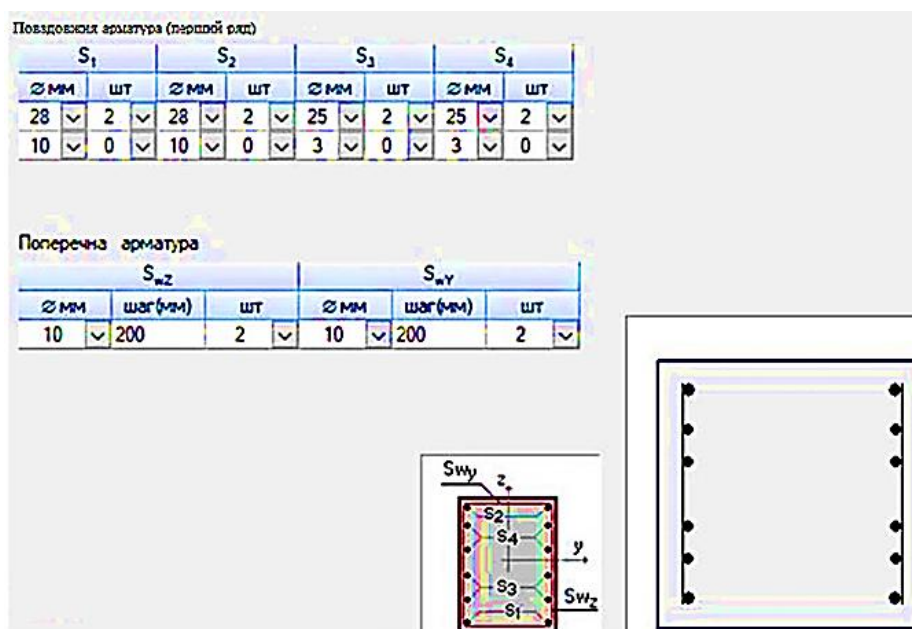


Рисунок 2.27 - Арматування колон К3 (600х600)

Згідно з [14] для колони прямокутного перерізу мінімальний відсоток армування має бути не меншим за 0,1%. $0,212\% > 0,1\%$. Отже, умова виконується. Схему армування подано в графічній частині проекту. У результаті коефіцієнт використання не перевищує 1. Результати експертизи колон показано на рисунку 2.28.

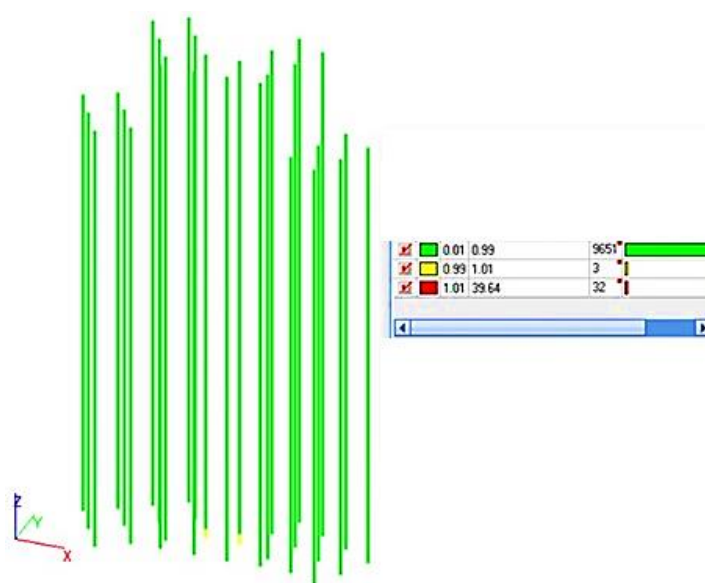


Рисунок 2.28- Результати експертизи колон

2.6.2 Армування балок

Прийняте армування представлено в графічній частині проєкту.

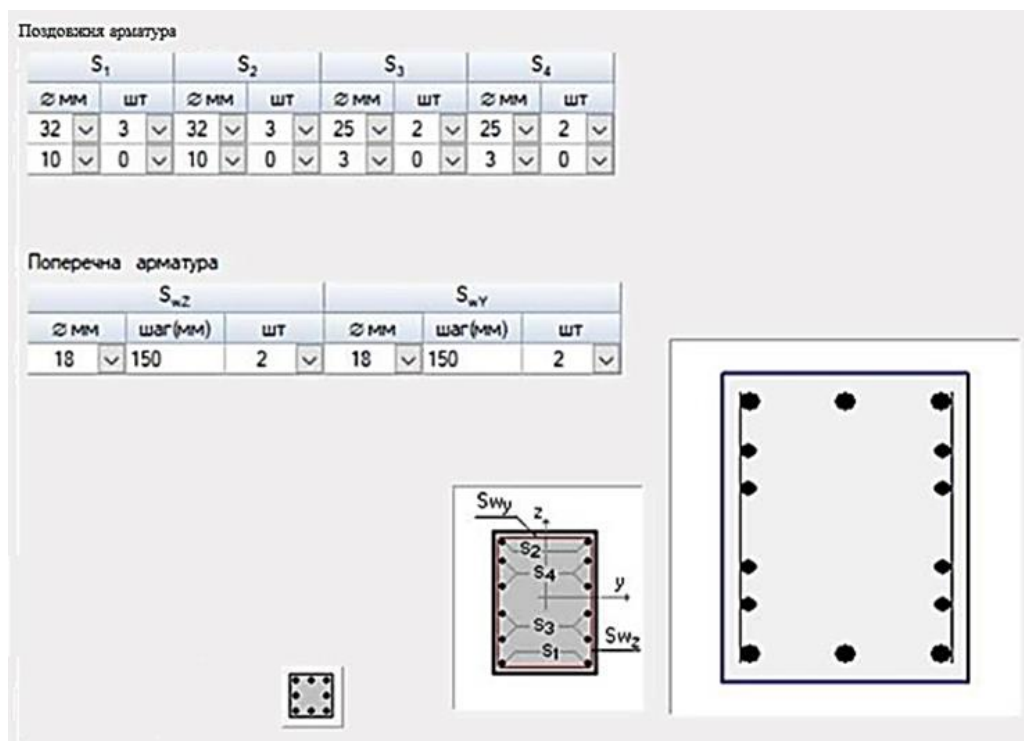


Рисунок 2.29 - Армування балок Б1 (400х500)

Для спрощення розрахунку для експертизи обрано балки нижнього, середнього і верхнього поверхів.

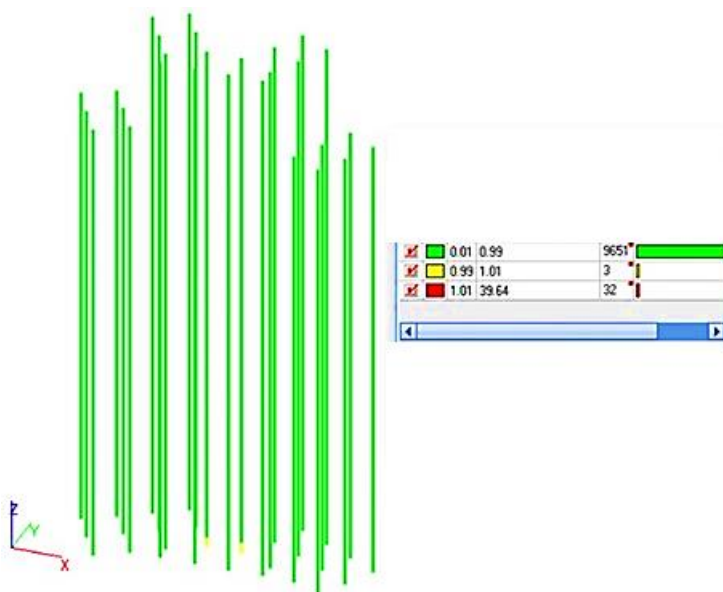


Рисунок 2.30 - Результати експертизи балок

2.6.3 Армування плит перекриття

Результати розрахунку армування плит і експертизи представлено на рисунках 2.31-2.35.

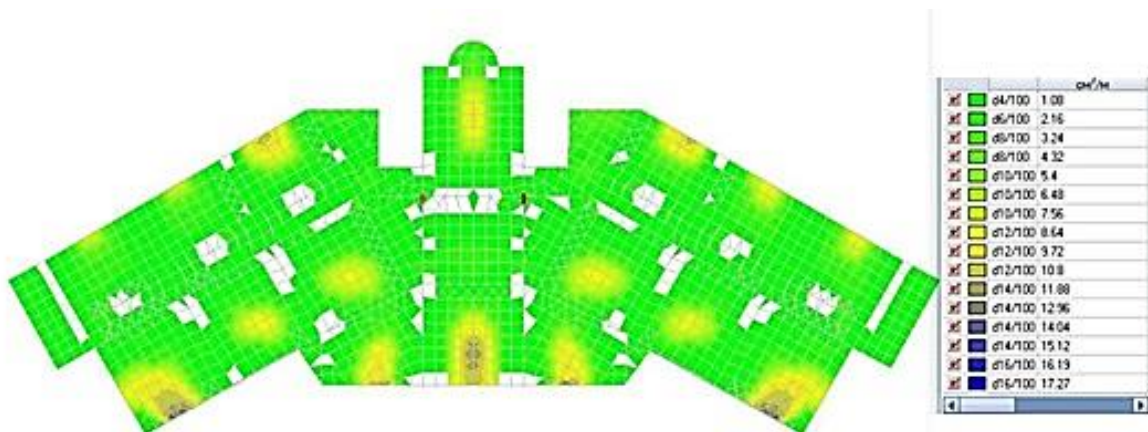


Рисунок 2.31 - Ізополя армування плити інтенсивність S_1 (нижня по X)

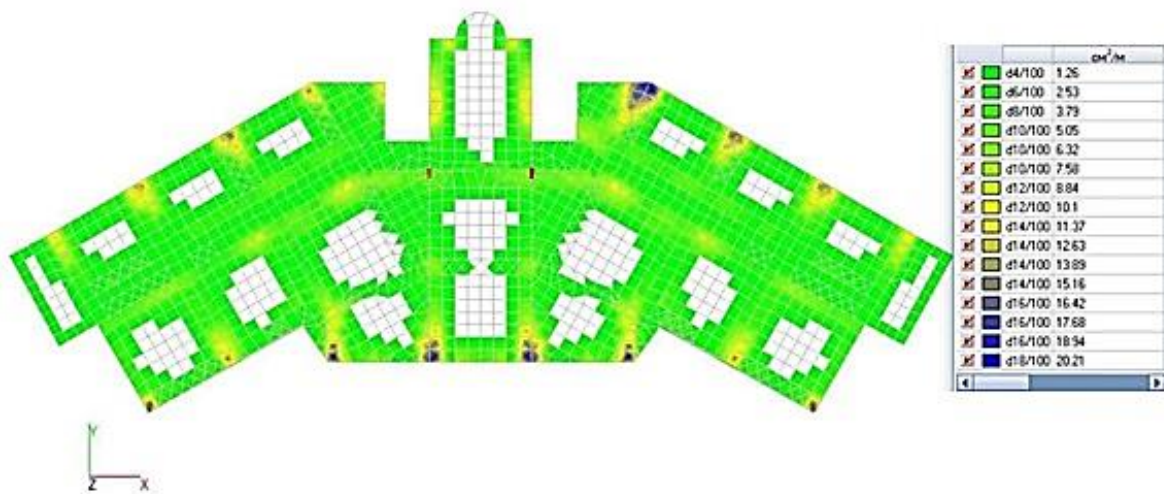


Рисунок 2.32 - Ізополя армування плити інтенсивність S_2 (верхня по X)

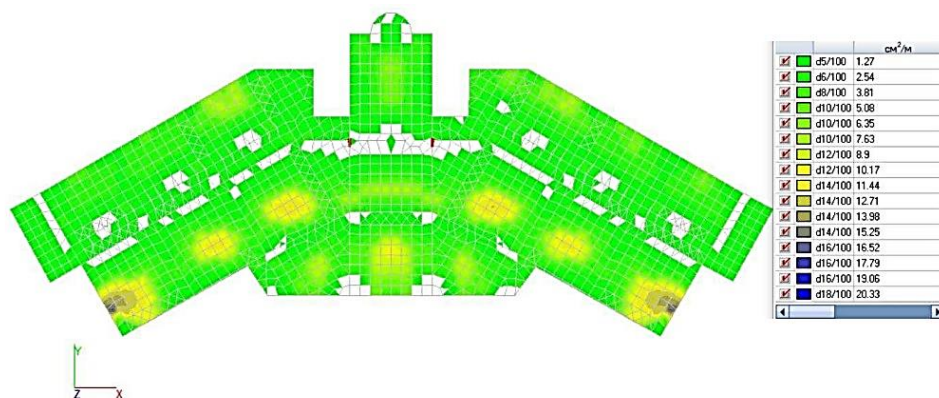


Рисунок 2.33 - Ізополя армування плити інтенсивність S_3 (нижня по Y)

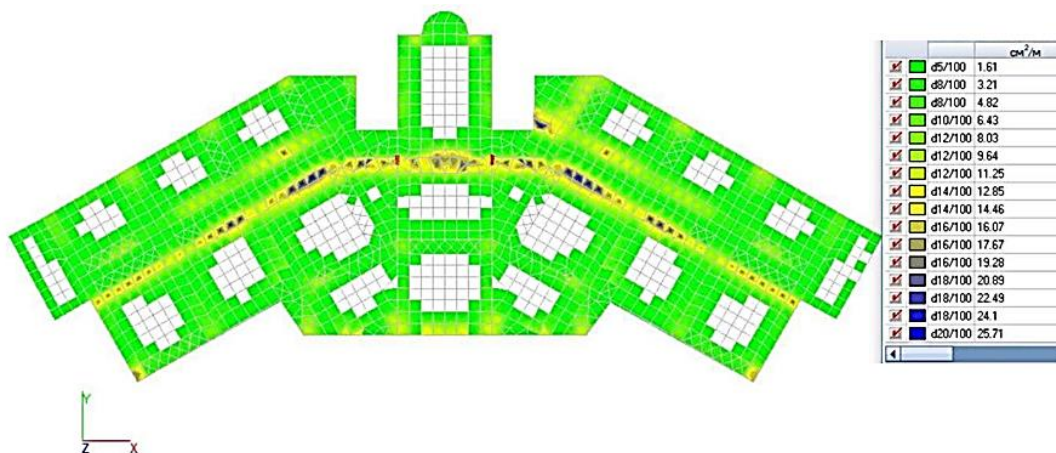


Рисунок 2.34 - Ізополя армування плити інтенсивність S_4 (верхня по Y)

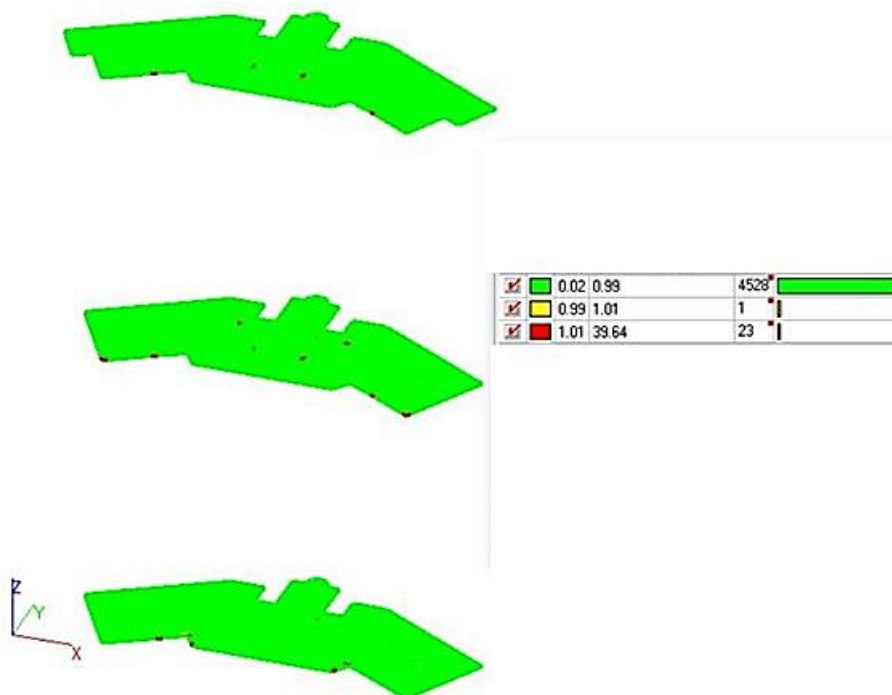


Рисунок 2.35 - Результати експертизи плит перекриття

2.7 Результати армування

Результати армування всіх залізобетонних елементів подано в графічній частині проекту.

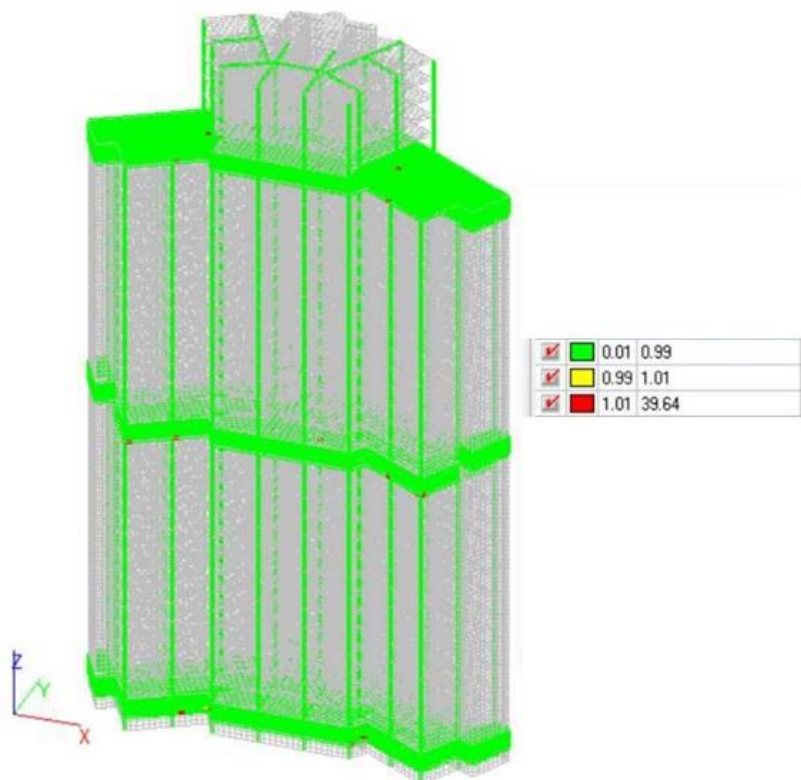


Рисунок 2.36 - Результати експертизи

2.8 Проектування фундаментів

Проектування основ і фундаментів полягає у виборі основи, типу конструкції та основних розмірів фундаменту, а також у їхньому спільному розрахунку як єдиної частини споруди. Це завдання має низку особливостей, які ускладнюють його вирішення.

Фундамент, основа і наземна частина будівлі нерозривно пов'язані, впливають один на одного і повинні розглядатися як єдина система. Деформації та стійкість ґрунтів залежать від особливості прикладання навантажень, конструкції та розмірів фундаменту і загалом усієї споруди. Своєю чергою, основні розміри фундаменту і

конструктивна схема споруди визначаються геологічною будовою ґрунтів, а також тиском, що сприймається від них. До того ж розв'язання задачі ускладнюється ще й особливостями майданчика будівництва, умовами виконання робіт, до того ж для одного і того ж майданчика можуть бути прийняті кілька варіантів рішень.

2.8.1 Оцінювання інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Оцінку інженерно-геологічних умов зроблено на підставі характеристик ґрунту майданчика будівництва.

Нормативне значення глибини сезонного промерзання ($d_{f,n}$) визначається відповідно до [11]. У м. Хмельницький глибина сезонного промерзання для глин і суглинків становить 1,2 м, для супісків - 1,5 м, а для піску середньої крупності - 1,6 м. Ґрунтові води присутні на глибині 1,5 м.

Таблиця 2.7 - Фізико-механічні властивості ґрунту

Найменування	h, μ	W	e	Щільність, т/м ³			S_r	γ_{sb}	I_L	Механічні характеристики			$R_0, \text{кПа}$
				ρ	ρ_s	ρ_d				E	c	φ	
Насипний ґрунт	0,5	0,24	0,86	1,8	2,7	1,45	0,76	-	<0	13,8	2,8	27,6	180
Суглинки пластичні	2	0,32	0,81	1,95	2,68	1,52	0,9	19,6	$0 <$	5,0	17,6	16,8	160
Суглинки напівтверді	1,85	0,27	0,75	1,96	2,69	1,54	0,98	19,5	< 1	23,0	20	18,0	200
Піски порівн. крупності та щільності, в/насичений	1,9	0,26	0,69	1,98	2,66	1,57	1,0	9,8	-	24	30	1	250
Супіски пластичні	4,15	0,16	0,51	2,06	2,67	1,77	0,86	20,6	$\overline{0} < I_L < 1$	27,2	18,6	29,4	250
Суглинки тверді	22,6	0,19	0,68	1,92	2,71	1,61	0,75	10,1	< 0	20,5	30	23,7	289

У таблиці 2.7 показники мають такі позначення: h - потужність шару; W - вологість ґрунту; e - коефіцієнт пористості; ρ - щільність ґрунту; ρ_s густина твердих частинок ґрунту; ρ_d - густина сухого ґрунту; S_r - коефіцієнт водонасичення; γ_{sb} -

питома вага ґрунту нижче рівня підземних вод; I_L показник плинності; E - модуль деформації; c - питоме зчеплення ґрунту; φ кут внутрішнього тертя; R_0 - розрахунковий опір ґрунту.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту, $d_{f,n}$, обчислюється за формулою:

$$d_{f,n} = d_0 \cdot \sqrt{M_t}, \quad (2.1)$$

де d_0 - величина, що приймається для суглинків і глин рівна 0,23 м, супісків –0,28 м, пісків середньої крупності –0,3 м, крупноуламкових ґрунтів –0,34 м;

M_t - безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних мінусових негативних температур за рік у цьому районі.

Тоді отримаємо: $d_{f,n} = 0,28 \cdot \sqrt{47} = 1,92$ м.

Розрахункова глибина сезонного промерзання, d_f , визначається за формулою:

$$d_f = d_{f,n} \cdot k_h, \quad (2.2)$$

де k_h - коефіцієнт, який приймають за таблицею 5.2 [11].

Прийнявши $k_h = 0,4$, підставимо значення у формулу: $d_f = 1,92 \cdot 0,4 = 0,768$ м.

2.8.2 Вихідні дані для розрахунку

Відповідно до рисунку 2.37 максимальні поздовжні зусилля N, kH , прийняті за результатами конструктивного розділу з програмного комплексу SCAD.

Колони - монолітні залізобетонні перетином 800x800 мм, стіни підвального поверху - монолітні залізобетонні товщиною 400 мм.

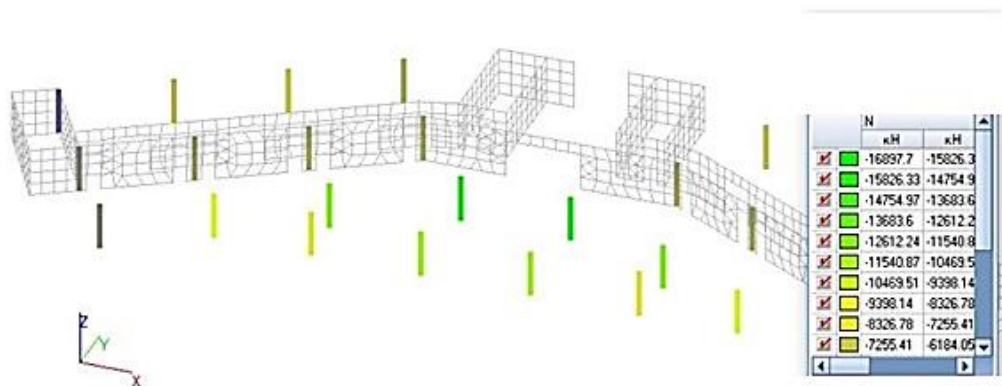


Рисунок 2.37 - Значення поздовжніх зусиль N (кН)

Стіни підвального поверху стримують осипання ґрунту і потрапляння всередину будівлі ґрунтових вод, а також піддаються бічному тиску. Тиск на стіну визначається за ґрунтом найбільшої потужності залягання.

Активний тиск на підпірну стіну з урахуванням впливу зчеплення визначається за формулою:

$$q = \gamma_f \cdot l \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2) \cdot \gamma_g \quad (2.3)$$

Підставляючи значення у формулу (2.3), отримуємо:

$$q_1 = 1,15 \cdot 3,5 \cdot 1 \cdot 0,436 \cdot 18 = 31,6 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_2 = 1,15 \cdot 3,5 \cdot 3,5 \cdot 0,436 \cdot 18 = 110,6 \text{ кН/м}^2.$$

Тут q_1 і q_2 - тиск на нижньому рівні стіни і на рівні землі відповідно.

2.9 Проектування пальового фундаменту із забивними палями

Відмітка підлоги підвального приміщення прийнята -2.500 м. Отже, відмітка плити фундаменту також -2.500 м. Висота ростверку $h_p = 1,0$ м. Із конструктивних вимог глибину закладення ростверку взято мінімальною. Тобто, відмітка підосви фундаменту дорівнює -3.500 м.

Закладення палі в ростверк - 300 мм, отже, головна частина палі знаходиться на позначці -2.200 м.

Як несучий шар приймаємо ґрунт - суглинки тверді. Заглиблення паль у несучий ґрунт має бути не менше 0,5 м. Згідно з цим принципом, приймаємо довжину паль 10 м. Марка палі - С100.40-8 згідно з [11].

Передбачено складені палі перерізом 400 × 400 мм і висотою 10 м. Відмітка нижнього кінця палі - 12.200 м.

2.9.1 Визначення несучої здатності забивних паль

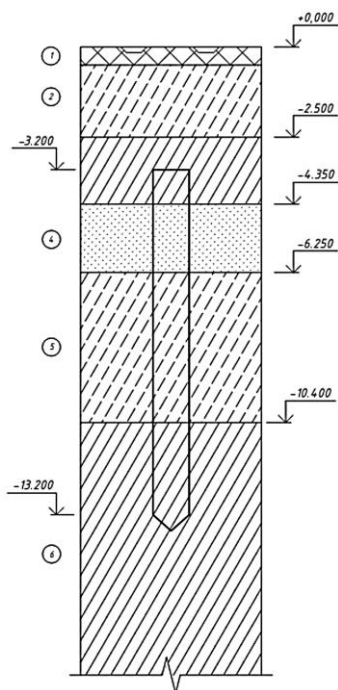


Рисунок 2.38 - Схема розташування забивної палі в ґрунті

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

Несуча здатність висячої палі визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{R,f} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (2.4)$$

де γ_c - коефіцієнт, що враховує умови роботи паль у ґрунті;

$\gamma_{cR}, \gamma_{R,f}$ — коефіцієнт умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається за табл. 7.2 [12];

A - площа обпирання палі;

u - зовнішній периметр поперечного перерізу стовбура палі;

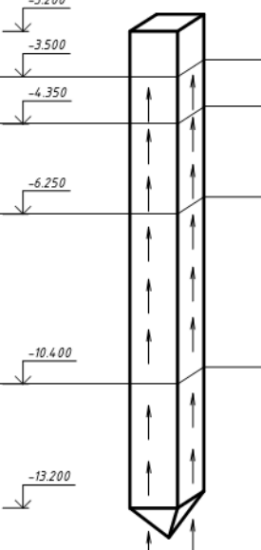
f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні, що приймається за табл. 7.3 [12];

h_i - товщина i -го шару ґрунту.

Прийнято такі значення: $\gamma_c = 1$, $\gamma_{cR} = 1$, $\gamma_{R,f} = 1$, $R = 11268 \text{ кПа}$, $A = 0,16 \text{ м}^2$, $u = 1,6 \text{ м}$, $\sum f_i \cdot h_i = 626,5 \text{ кПа}$.

Дані для визначення несучої здатності палі подано у таблиці 2.8.

Таблиця 2.8 - Визначення несучої здатності палі

Інженерно-геологічна колонка	Товщина шару h , м	Відстань від поверхі до 300 мм для стику з ростверком	f , кПа	$f_i h_i$, кН/м
	0,85	3,925	55,43	47,12
	1	4,85	56,84	56,84
	0,9	5,8	59,5	53,55
	1	6,75	63,12	63,12
	1	7,75	64,73	64,73
	1	8,75	66,26	66,26
	1,15	9,825	67,66	77,8
	1	10,9	69,06	69,06
	1	11,9	70,46	70,46
	0,8	12,8	71,93	57,54
	Сума: $f_i h_i = 626 \text{ кПа}$			

Підставляючи значення у формулу (2.4), отримаємо:

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 11268 \cdot 0,16 + 1,6 \cdot \sum 1 \cdot 626,5) = 2805,3 \text{ кН}$$

Допустиме навантаження на палю визначається за формулою:

$$F = \frac{F_d}{\gamma_k} \quad (2.5)$$

де F_d - те саме, що у формулі (2.5); γ_k - коефіцієнт надійності палі за навантаженням, що приймається рівним 1,4.

Таким чином, отримуємо: $F = \frac{2805,3}{1,4} = 2003,8 \text{ кН}$. Приймаємо обмеження за допустимим навантаженням - 600 кН.

Мінімальну кількість паль у куці визначимо за формулою:

$$n = \frac{\sum N}{F - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}} \quad (2.6)$$

де F - те саме, що у формулі (2.5);

N - розрахункове навантаження від сумарних зовнішніх впливів, кН;

d_p - глибина закладення ростверку, м;

$\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}$ – середня питома вага ростверку і ґрунту на його обрізах, кН/м³.

$$n = \frac{325892,97}{600 - 0,9 \cdot 3,5 \cdot 20} = 606,8 \approx 607 \text{ паль}$$

Розміщення паль приймаємо так, щоб відстань між осями була не меншою за 1600 мм, відстань між осями паль приймаємо 1600 мм з урахуванням їхнього рівномірного розподілу під усією подошвою фундаменту. Кількість паль з урахуванням їх розміщення вийшло 626. Розміри ростверку з урахуванням звису його за навантажені грані паль - 1580,2 м².

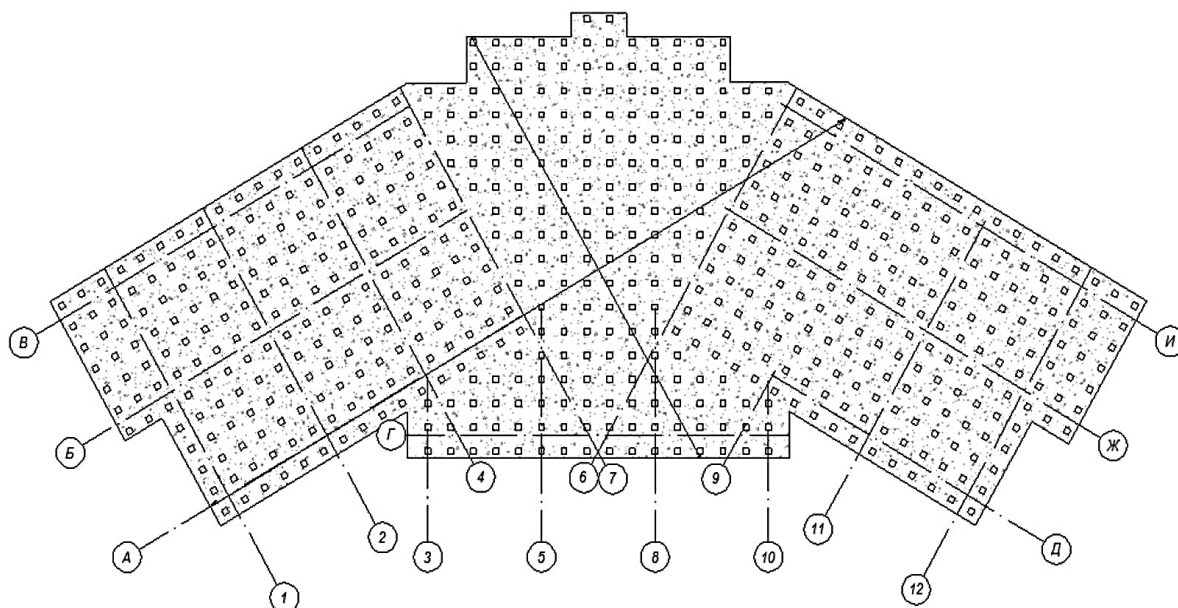


Рисунок 2.39 - Опалубне креслення монолітної плити фундаменту із забивними палями

2.9.2 Визначення навантажень на забивні палі

Перевіримо виконання умови:

$$N_{cb} \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \quad (2.7)$$

тут $N_{пл}$ - навантаження на палю, що визначається за формулою:

$$N_{пл} \leq \frac{N'}{n}, \quad (2.8)$$

де n - кількість палей у куші.

$$N_{cb} \leq \frac{325892,97}{626} = 520,6 \text{ кН} \leq 600 \text{ кН}.$$

Навантаження на палю менше за допустиме навантаження, що дорівнює 600 кН.

2.9.3 Розрахунок палі за деформаціями

Згідно з [12] розрахунок осідання палі S, M , проводиться за формулою:

$$s = \beta \frac{N}{G_1 \cdot l}, \quad (2.9)$$

де N - прийняте палею вертикальне навантаження, кН;

G_1 - модуль зсуву, МПа;

l - довжина палі, м;

β - розрахунковий коефіцієнт, що обчислюється за формулою:

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + 0,5 \cdot \frac{1 - (\beta'/\alpha')}{\chi}, \quad (2.10)$$

тут β' - коефіцієнт, що відповідає абсолютній жорсткій палі;

α' - коефіцієнт для випадку однорідної основи;

χ - відносна жорсткість палі;

λ_1 - параметр, що представляє збільшення осадки за рахунок стиснення стовбура.

Визначимо коефіцієнт β за формулою:

$$\beta = 0,07 \ln \left(\frac{k_v \cdot G_1 \cdot l}{d \cdot G_2} \right), \quad (2.11)$$

де k_v - розрахунковий коефіцієнт;

G_1 - те саме, що у формулі (2.9);

G_2 - модуль зсуву, МПа;

l - те саме, що у формулі (2.9);

d - діаметр для паль некруглого перерізу, м.

Коефіцієнт k_v визначається за формулою:

$$k_v = 2,82 - 3,78v + 2,18v^2 \quad (2.12)$$

де v - коефіцієнт Пуассона.

Коефіцієнт Пуассона:

для супісків і пісків - 0,3;

для суглинків - 0,35.

Оскільки коефіцієнт V береться усередненим для всіх шарів ґрунту в межах глибини занурення палі, приймаємо коефіцієнт рівним 0,325 .

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

Модуль зсуву G можна визначити за формулою:

$$G = \frac{E}{2(1 + v)} \quad (2.13)$$

де E - модуль деформації;

v - те саме, що у формулі (2.12).

$$\text{Для суглинку: } G = \frac{12}{2(1+0,35)} = 4,44 \text{ МПа.}$$

$$\text{Для супіску: } G = \frac{5}{2(1+0,3)} = 1,92 \text{ МПа.}$$

$$\text{Для піску: } G = \frac{30}{2(1+0,3)} = 11,54 \text{ МПа.}$$

Оскільки коефіцієнт G_1 береться усередненим для всіх шарів ґрунту в межах глибини занурення палі, то:

$$G_1 = \frac{4,44 + 1,92 + 11,54 + 11,54 + 4,44}{5} = 6,77 \text{ МПа.}$$

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

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,16}{3,14}} = 0,451 \text{ м.}$$

Підставивши знайдені значення у формулу (2.11), отримаємо:

$$\beta = 0,07 \ln \left(\frac{1,82 \cdot 6,77 \cdot 10}{0,451 \cdot 6,9} \right) = 0,258$$

Коефіцієнт для випадку однорідної основи α' визначається за формулою:

$$\alpha' = 0,17 \ln \left(\frac{k_v \cdot l}{d} \right) = 0,17 \ln \left(\frac{1,82 \cdot 10}{0,451} \right) = 0,629.$$

Відносна жорсткість палі χ обчислюється за формулою:

$$\chi = \frac{EA}{G_1 \cdot l^2}, \quad (2.14)$$

де EA - жорсткість стовбура палі на стиск, МН.

Приймаємо значення: $E = 300000$ МПа; $A = 0,16$ м² і підставляємо їх у формулу (2.14):

$$\chi = \frac{30000 \cdot 0,16}{6,77 \cdot 10^2} = 7,09.$$

Параметр λ_1 знаходиться за формулою:

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \cdot \chi^{3/4}}{1 + 2,12 \cdot \chi^{3/4}} = \frac{2,12 \cdot 7,09^{3/4}}{1 + 2,12 \cdot 7,09^{3/4}} = 0,901$$

Визначаємо розрахунковий коефіцієнт β за формулою

$$\beta = \frac{0,258}{0,901} + 0,5 \cdot \frac{1 - (0,258/0,629)}{7,09} = 0,327$$

Тоді шукане значення осідання палі:

$$s = 0,327 \cdot \frac{0,52}{6,77 \cdot 10} = 0,003 \text{ м} = 3 \text{ мм}$$

Осадка одиночної палі дорівнює 3 мм, що не перевищує граничного значення за таблицею Г. 1 [11].

2.9.4 Підбір палейного обладнання та розрахунок відмови

Критеріями контролю несучої здатності паль під час занурення є глибина занурення і відмова. Для забивання паль вибираємо самохідний складаний копер ССК-1М2

Відношення маси ударної частини копра (m_4) до маси палі (m_2) має бути не менше ніж 1,25 у разі забивання паль у ґрунти середньої щільності. Оскільки маса палі $m_2 = 4,05 \text{ т}$, приймаємо масу копра $m_4 = 5,2 \text{ т}$.

Розрахункова відмова палі має перебувати в межах 0,005-0,01 м.

Відмову визначають за формулою:

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d \cdot (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} \quad (2.15)$$

Де $E_d = 10m_4 \cdot H_{\text{під}} = 10 \cdot 5,2 \cdot 1 = 52 \text{ кДжс}$ - енергія удару;

m_4 - маса копра; η - коефіцієнт, що приймається для залізобетонних паль рівним 1500 кН/м^2 ; $A = 0,16 \text{ м}^2$ - площа поперечного перерізу паль; $F_d = 600 \cdot 1,4 = 840 \text{ кН}$ - несуча здатність палі; $m_1 = m_4$ - повна маса копра; m_2 - маса палі; m_3 - маса наголовника; підставимо значення у формулу (2.15):

$$S_a = \frac{52 \cdot 1500 \cdot 0,16}{840 \cdot (840 + 1500 \cdot 0,16)} \cdot \frac{5,2 + 0,2(4,05 + 0,2)}{5,2 + 4,05 + 0,2} = 0,009 \text{ м}$$

Відмова перебуває в межах 0,005-0,01 м, отже, палейне обладнання вибрано правильно.

2.10 Проектування пальового фундаменту з буронабивними палями

Проектна відмітка голови палі - 3.400. Паля заходить у ростверк на 100 мм. Відмітка низу ростверка - 3.500. Як несучий шар приймаємо ґрунт - суглинки тверді.

Довжину паль приймемо 10 м. Відмітка нижнього кінця палі складе -13.400. Діаметр буронабивної палі - 400 мм.

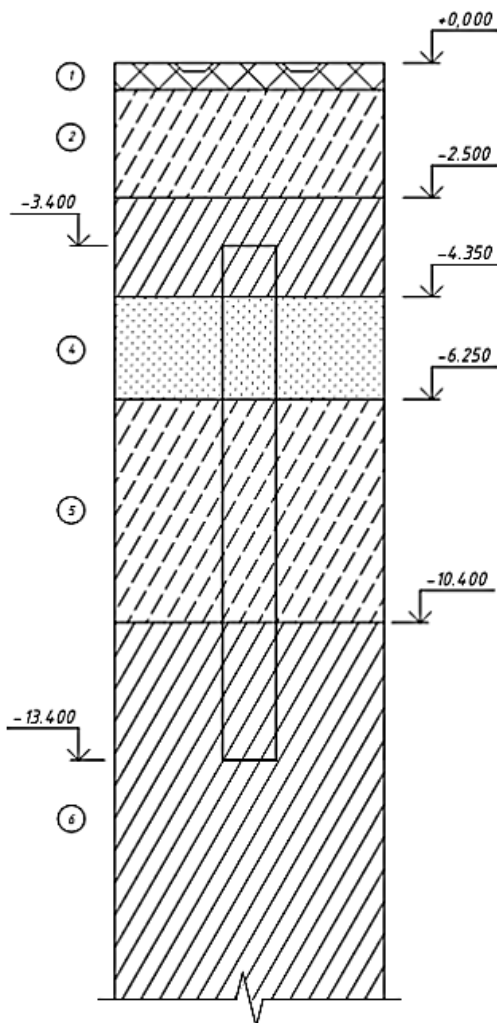


Рисунок 2.40 - Схема розташування буронабивної палі в ґрунті

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

Визначимо несучу здатність палі по ґрунту згідно з п. 7.2.7 [12].

$$F_d = \gamma_c \cdot \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{R,f} \cdot f_i \cdot h_i \right) \quad (2.16)$$

де γ_c - коефіцієнт, що враховує умови роботи паль у ґрунті;

$\gamma_{cR}, \gamma_{R,f}$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, який приймають рівним 11320 кПа відповідно до табл. 7.2 [12];

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

$u = 2\pi R = 1,25 \text{ м}$ - зовнішній периметр поперечного перерізу стовбура палі;

f_i - розрахунковий опір і-го шару ґрунту на бічній поверхні, що приймається за табл. 7.3 [12];

h_i - товщина і-го шару ґрунту.

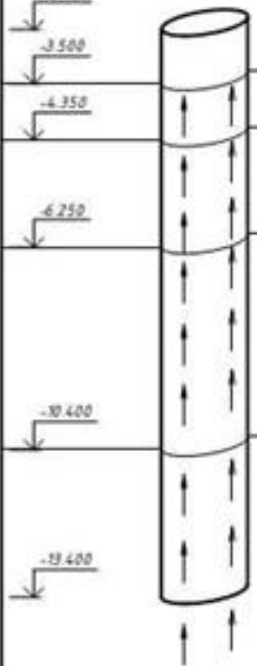
Інженерно-геологічна колонка	Товщина шару h , мм	Відстань від поверхні до середини	f , кПа	$f \cdot h$, кН/м
		100 мм для стику з ростверком		
	0,85	3,925	55,43	47,12
	1	4,85	56,84	56,84
	0,9	5,8	59,5	53,55
	1	6,75	63,12	63,12
	1	7,75	64,73	64,73
	1	8,75	66,26	66,26
	1,15	9,825	67,66	77,8
	1	10,9	69,06	69,06
	1	11,9	70,46	70,46
	1	12,8	71,93	71,93
Всього : $f \cdot h_i = 640,9 \text{ кПа}$				

Рисунок 2.41 - Визначення несучої здатності палі

Дані для визначення несучої здатності палі подано на рисунку 2.41.

Підставивши всі відомі значення у формулу (2.16), отримаємо:

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 11320 \cdot 0,12 + 1,25 \cdot \sum 1 \cdot 640,9) = 2159,53 \text{ кН}.$$

Допустиме навантаження на палю, згідно з розрахунком, складе:

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{2159,53}{1,4} = 1542,52 \text{ кН},$$

де γ_k – коефіцієнт надійності палі за навантаженням.

Приймаємо обмеження за допустимим навантаженням - 520 кН .

Мінімальну кількість паль у куці визначимо за формулою:

$$n = \frac{\sum N}{\frac{F_d}{\gamma_k} - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{ср}}, \quad (2.17)$$

де N - розрахункове навантаження (сума від несучих колон і стін і корисного навантаження); $\frac{F_d}{\gamma_k}$ - допустиме навантаження на палю;

$0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{ср}$ - навантаження, що припадає на 1 палю;

d_p - глибина закладення ростверку;

$\gamma_{ср} = 20 \text{ кН/м}$ – усереднена вага ростверку і ґрунту на його обрізах

Підставимо отримані значення у формулу (2.17):

$$n = \frac{325892,97}{520 - 0,9 \cdot 3,5 \cdot 20} = 713,1 \approx 714 \text{ паль}.$$

Згідно зі [12] відстань між буронабивними палями у світлі має бути не менше 1000 мм. За мінімально допустимої відстані кількість паль вийшла 687 паль.

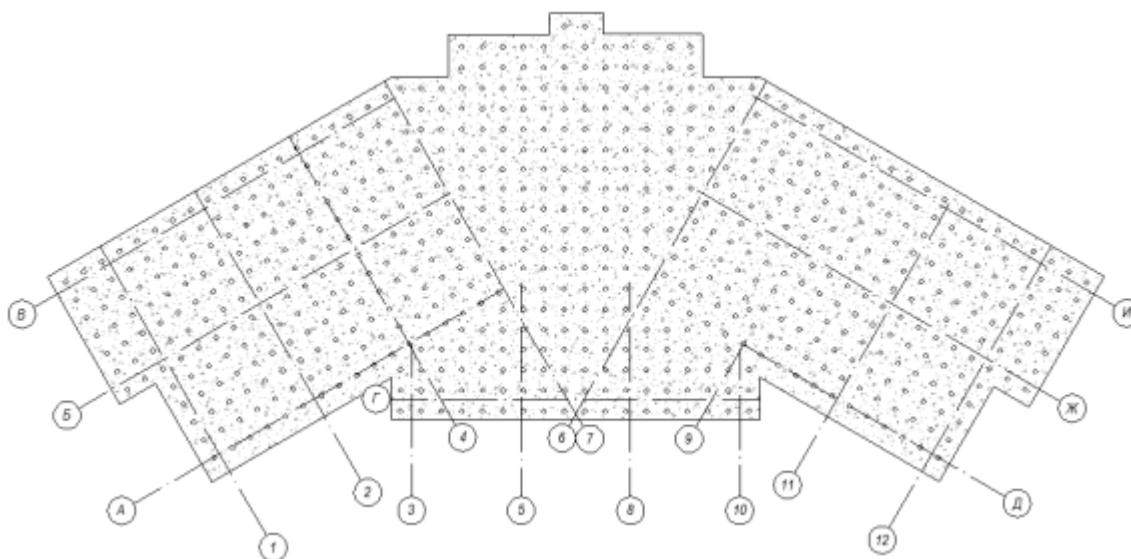


Рисунок 2.42 - Опалубне креслення монолітної плити фундаменту з буронабивними палями

При збільшенні кількості паль доведеться збільшувати довжину ростверку і його вихід за межі будівлі, що економічно не ефективно і не доцільно. Також, під час аналізу вартості робіт на влаштування паль, буронабивні палі поступаються забивним, що також важливо враховувати під час проєктування будівель. Отже, у цьому проєкті обрано фундамент із забивними палями.

2.11 Розрахунок плити ростверку на продавлювання колоною

Розрахунком на продавлювання фундаментної плити колоною перевіряється достатність прийнятої висоти ростверку. Схему роботи ростверку наведено на рисунку 2.43. Піраміда продавлювання утворюється площинами, проведеними від грані колони до грані першої палі, тобто за кута 45° , оскільки в межах піраміди продавлювання не повинно бути паль.

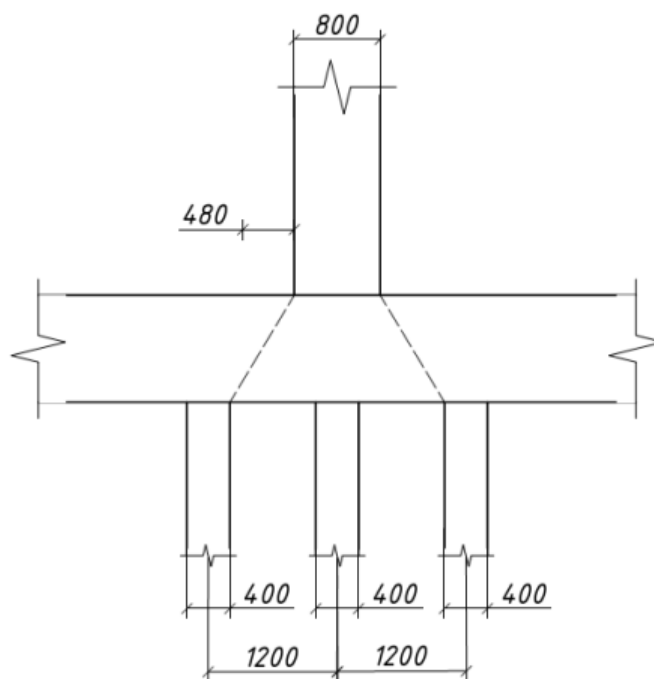


Рисунок 2.43 - Схема утворення піраміди продавлювання

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

Розрахунок ведеться за формулою:

$$F \leq \frac{2 \cdot R_{bt}}{\alpha} \cdot \left[\frac{h_{op}}{c_1} \cdot (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} \cdot (l_c + c_1) \right], \quad (2.18)$$

Тут $F = 14511,45 \text{ кН}$ – розрахункова продавлювальна сила;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтягуванню (для бетону кл. С20/25 $R_{bt} = 1050 \text{ кПа}$);

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

α - коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили;

b_c, l_c - розміри перерізу колони;

c_1, c_2 - відстань від граней колони до граней основи піраміди продавлювання.

Умова виконується. Остаточного приймаємо товщину плитної частини фундаменту 1000 мм.

2.12 Розрахунок армування монолітного ростверку

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

Для завдання плити виберемо "генерацію сітки довільної форми на площині".

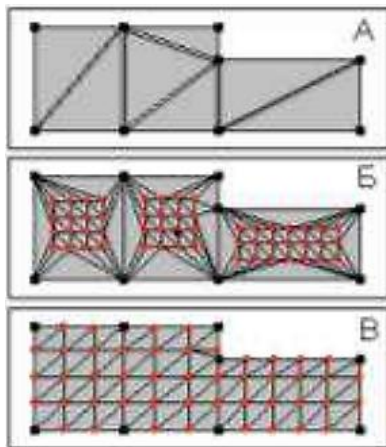


Рисунок 2.44 - Вибір критерію тріангуляції

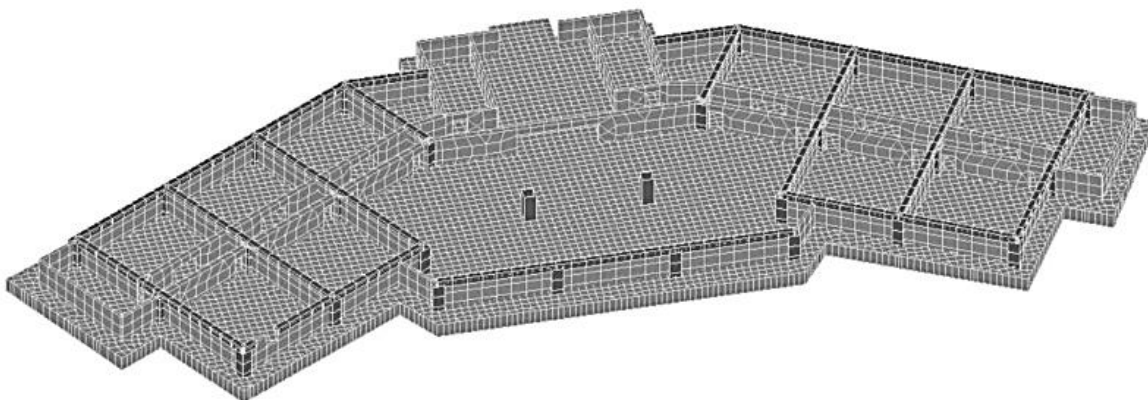


Рисунок 2.45 - Тривимірна схема монолітного ростверку після тріангуляції

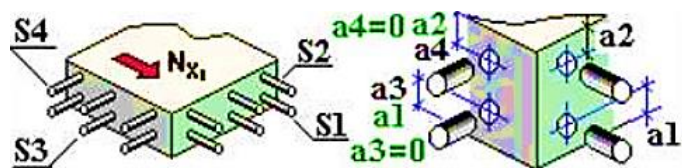


Рисунок 2.46 - Параметри групи для фундаментної плити

2.12.1 Результати розрахунку армування

Зробимо розрахунок плити на дію навантажень.

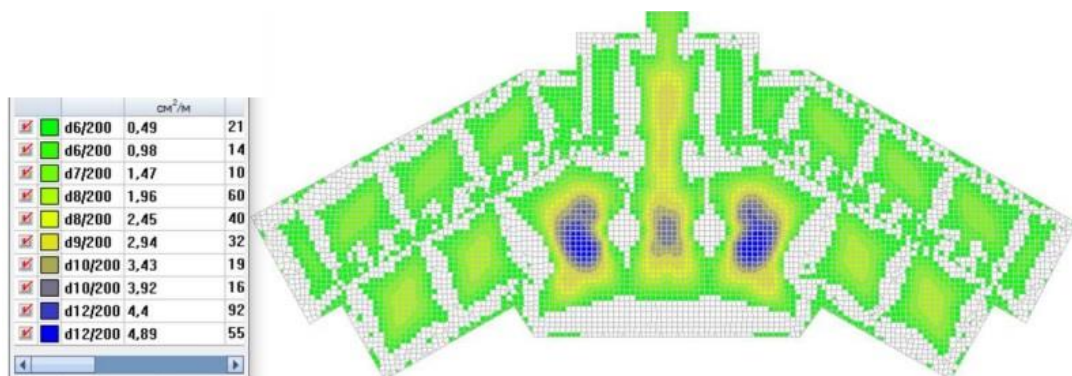


Рисунок 2.47 - Нижнє армування по X (крок 200)

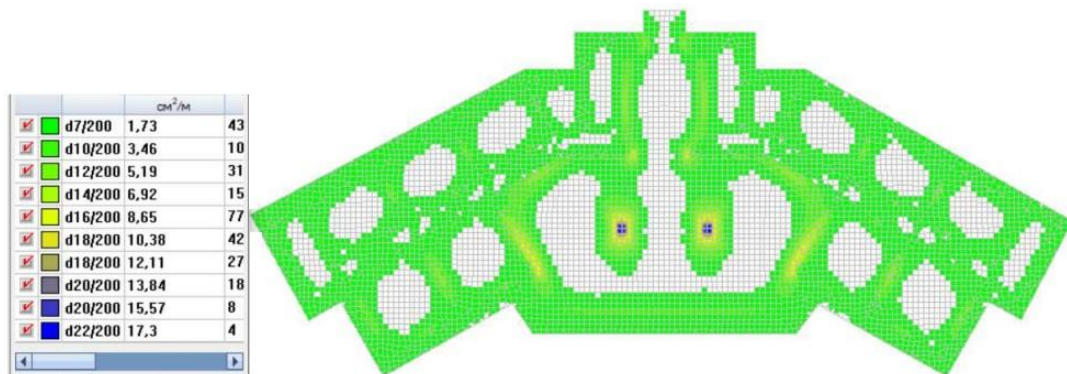


Рисунок 2.48 - Верхнє армування по X (крок 200 мм)

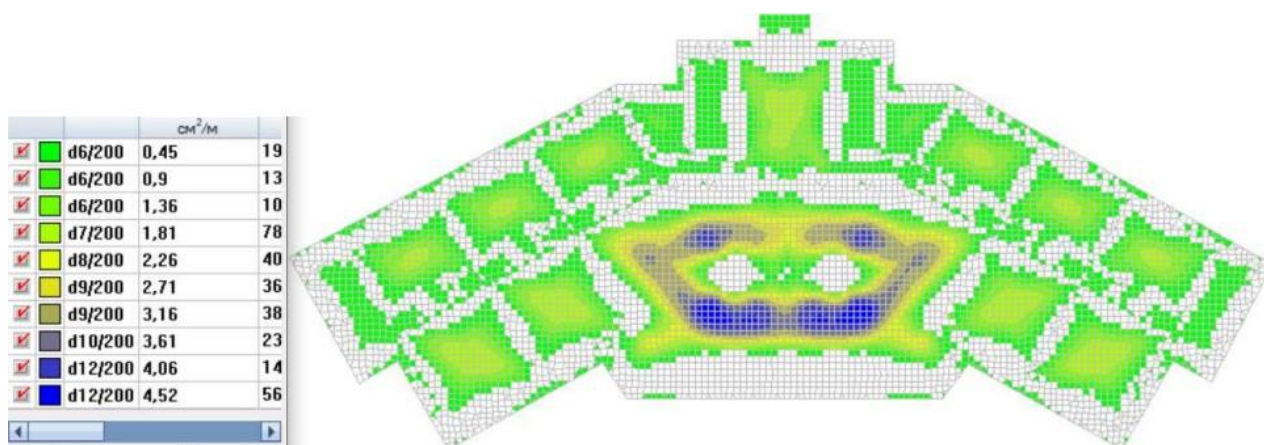


Рисунок 2.49 - Нижнє армування по Y (крок 200)

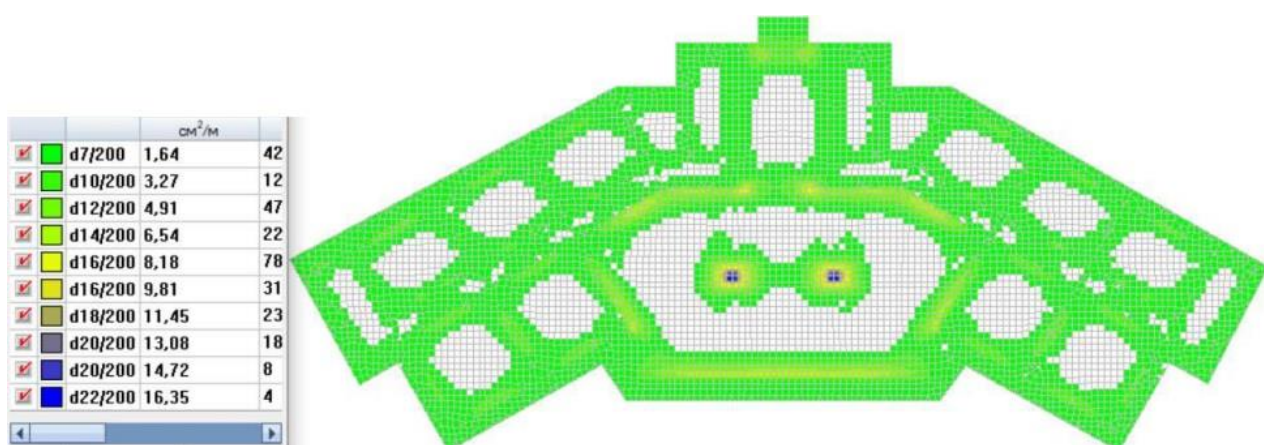


Рисунок 2.50 - Верхнє армування за Y (крок 200 мм)

За результатами розрахунку видно необхідність армування як нижнього, так і верхнього пояса в поздовжньому і поперечному напрямку:

Для нижньої сітки приймаємо арматурні стрижні в поздовжньому і поперечному напрямках діаметром $\varnothing 20$ з кроком 200 мм;

Для верхньої сітки приймаємо арматурні стрижні в поздовжньому і поперечному напрямках діаметром $\varnothing 25$ з кроком 200 мм;

Також розрахунок виявив найбільш навантажені долі (під колонами прольотях), де необхідно передбачити додаткові арматурні стрижні $\varnothing 30$ із кроком 200 мм.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

Частиною кваліфікаційної роботи є науково-дослідний розділ. На цьому етапі необхідно провести розрахунок і за результатами розрахунку та обґрунтування, розгляду переваг і недоліків та низки непрямих ознак зробити вибір найефективнішого варіанта.

У даній кваліфікаційній роботі було ухвалено рішення провести дослідження таких каркасів будівлі:

- варіант №1. Залізобетонний каркас;
- варіант №2. Металевий каркас.

3.1 Монолітний залізобетонний каркас

У першому варіанті рамно-зв'язковий каркас 35-поверхового багатофункціонального будинку складається з несучих колон і залізобетонних перекриттів, внутрішніх монолітних стін (що виконують роль ядра жорсткості), самонесучих внутрішніх стін і фасадного застклення. Усі з'єднання елементів приймаються жорсткими.

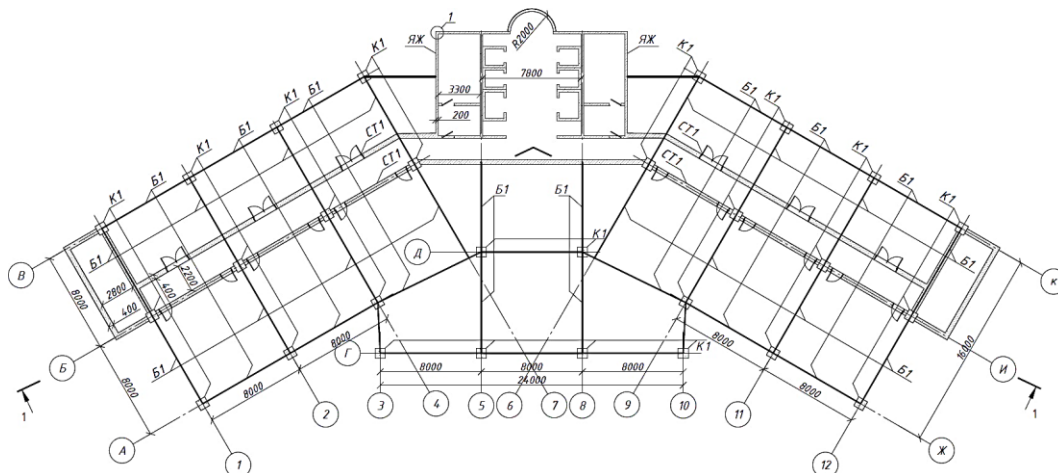


Рисунок 3.1 - Схема розташування несучих елементів залізобетонного каркасу

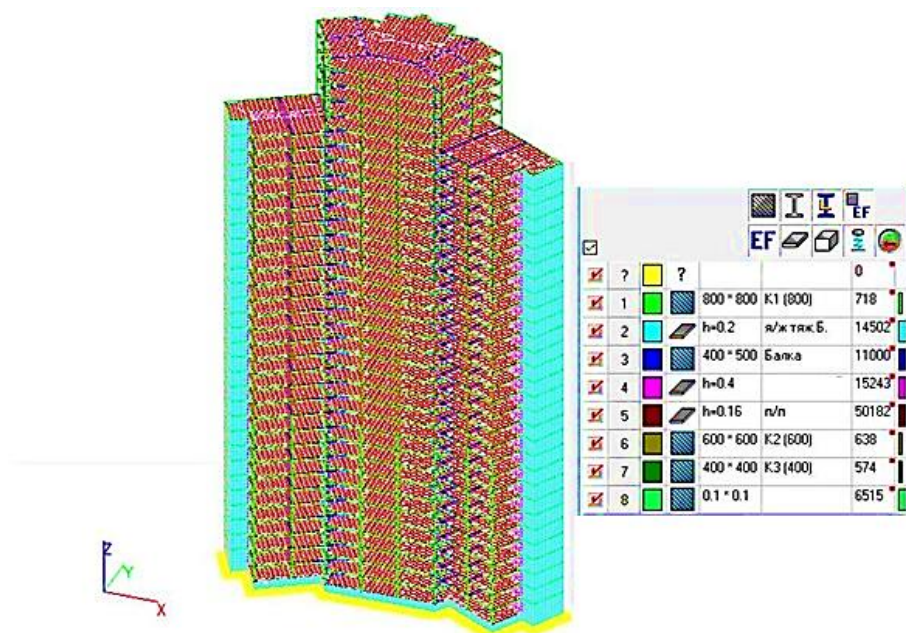


Рисунок 3.2 - Згенерована схема залізобетонного каркасу в ПК SCAD

Переваги монолітного залізобетону:

- підвищений рівень міцності, довговічності та пожежостійкості;
- рівномірний розподіл навантажень між елементами каркасу;
- можливість будівництва унікальних архітектурних форм;
- здатність протистояти корозії та окисленню;
- порівняно низька вартість будівництва будівель з каркасом з монолітного залізобетону по відношенню до будівель з каркасом з металевих конструкцій.

Недоліки монолітного залізобетону:

- високі тепло- і звукопровідність;
- тимчасові витрати на будівництво будівлі з монолітного залізобетону на порядок більші, ніж витрати на будівлю з металевих конструкцій (необхідність використання опалубки і підігріву бетону в разі будівництва в холодну пору року, витримка бетону для набору міцнісних властивостей);
- масивність залізобетонних конструкцій.

Переваги металевого каркасу:

- посилення і реконструкцію сталевих конструкцій виробляють досить не проблематично;
- низький рівень залежності від погодних умов (відсутність "мокрих процесів"), як наслідок - скорочення термінів будівництва об'єкта;
- простота монтажу: можливість використання готових елементів, виконаних у заводських умовах із високим рівнем точності;
- легкість і надійність металевих конструкцій.

Недоліки металевого каркасу:

- низька корозійна стійкість при недостатній захищеності від вологого середовища або атмосфери, забрудненої агресивними газами;
- недостатня вогнестійкість, внаслідок чого за високих температур конструкції втрачають свою несучу здатність;
- відносно висока вартість.

3.3 Вибір найефективнішого варіанту

Вище зроблено розгляд переваг і недоліків двох варіантів каркасу: з монолітного залізобетону і металевого каркасу із залізобетонними перекриттями і ядром жорсткості. Порівняльний аналіз зведено в таблицю 3.1.

Таблиця 3.1 - Техніко-економічне порівняння варіантів

Найменування показника	Варіант	
	№1 (монолітний залізобетон)	№2 (металеві конструкції)
Забезпечення несучої здатності	+	+
Витрата матеріалів	+	
Вартість будівництва	+	+
Трудомісткість зведення	+	+
Максимальні переміщення	+	

Вибір варіанту на основі аналізу різних типів каркасу, виходячи з перерахованих вище переваг і недоліків, техніко-економічних показників, трудовитрат і здатності протистояти зовнішнім впливам, вибираємо монолітний залізобетонний каркас.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 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 унеможливлювати 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.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 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.

4.2.2 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 [29].

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_ϕ залежить не тільки від часу, а й від відстані до епіцентру, і від потужності джерела ПУХ, розрахунок імпульсу з використанням

інтегрального числення ускладнених. 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

В архітектурно-будівельному розділі розділі детально обґрунтовано просторову організацію, функціональне зонування та композиційні прийоми, які забезпечують ефективність та естетичність багатофункціонального центру. Особлива увага приділена доступності для маломобільних груп населення, що відповідає сучасним стандартам інклюзивності.

В розрахунково-конструктивному розділі виконано детальний розрахунок конструкцій, включаючи збір навантажень, перевірку стійкості та проектування фундаментів. Забезпечено відповідність жорсткості та надійності конструкцій сучасним нормативним вимогам. Вибір забивних паль обґрунтований як найбільш економічно та конструктивно ефективний варіант.

В науково-дослідному розділі проаналізовано переваги та недоліки металевих і залізобетонних каркасів. Визначено, що монолітний залізобетонний каркас є найбільш ефективним рішенням для проєктованого об'єкта, зважаючи на його довговічність, економічність і технічні характеристики.

В розділі «Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях» розглянуто основні заходи з охорони праці та стійкості об'єкта до надзвичайних ситуацій. Впроваджено заходи для забезпечення безпеки мешканців і відвідувачів у разі пожежі чи інших непередбачуваних подій.

Проведене дослідження продемонструвало ефективність обраних архітектурних та конструктивних рішень. Багатоповерховий мультифункціональний центр відповідає сучасним вимогам з точки зору функціональності, стійкості та економічності. Особливу увагу приділено вибору каркасної системи, яка забезпечує тривалу експлуатацію будівлі з мінімальними витратами на її утримання. Розробка проєкту внесла значний внесок у вирішення проблем ефективного використання територій у міських умовах та сприяє розвитку інфраструктури Хмельницького. Запропоновані конструктивні рішення можуть бути використані як основа для проєктування інших аналогічних об'єктів.

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. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 "Захисні споруди цивільного захисту" зі Зміною №1 [Чинний від 10.08.2023]. Вид. офіц. Київ: Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023. 112 с.
4. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення [Чинний від 01.10.2012]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 133 с.
5. ДСП 173-96 Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів. Зі змінами [Чинний від 07.03.2019]. Вид. офіц. Київ: Міністерство охорони здоров'я України, 1996. 46 с.
6. ДБН В.2.2-40:2018 Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. Із Зміною № 1 [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 67 с.
7. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 23 с.
8. ДБН В.1.2-14:2018 "Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд" із Зміною №1 [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 35 с.
9. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2–2:2006. – [Чинні від 01.01.2007]. – К.: Мінбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2006. – 75 с.
10. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва.
11. ДБН В.2.1-10-2018 "Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні

положення" [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.

12. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.

13. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.

14. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.

15. Данильченко, Світлана Михайлівна, and Наталія Юріївна Чорномаз. "Загальні принципи діагностування пошкоджуваності будівельних конструкцій." *Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Ясенія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій“* (2022): 246-247.

16. Ясній, В. П.; Будз, В. І. Пристрої та системи захисту будівель та споруд від дії циклічних навантажень: сучасний стан та перспективи. *Проблеми обчислювальної механіки і міцності конструкцій*, 2023, 1.36: 105-114.

17. Romaniuk, Volodymyr, et al. "Features of the work of continuous perforated beams near intermediate supports." *Procedia Structural Integrity* 59 (2024): 471-478.

18. Hud, Mykhailo, Nataliya Chornomaz, and Svitlana Danylchenko. "Modelling of the stress-strain state of a wooden frame under dynamic loads with local stiffening elements." *Procedia Structural Integrity* 59 (2024): 687-691.

19. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення" [Чинний від 30.12.2011]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 112 с.

20. Про охорону праці: Закон України від 14.10.92 р. № 2695-XII. Вид. офіц. Голос України 1992. 24 лист. № 49, ст.669.

21. ДСТУ-П OHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).
22. ДСТУ 2293–99 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять.
23. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків
24. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови
25. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці
26. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.
27. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. - 15 с
28. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулую, 2022. – 150 с.
29. 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.
30. Каспрук В.Б. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.
31. Лисий, І., Лиса, А., Крамар, Г. М., & Гудь, М. І. (2022). Моделювання роботи пошкодженої залізобетонної колони з використання ПК «ЛІРА». *Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій “*, 58-59.