

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 багатофункціональної офісної будівлі
з дослідженням поведінки сталезалізобетонного перекриття

Виконав: студент 6 курсу, групи МБм-61
спеціальності _____

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис) Бойко Р.А.
(прізвище та ініціали)

Керівник

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

Нормоконтроль

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

Завідувач кафедри

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

Рецензент

(підпис) Качка О.І.
(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 Бойку Роману Андрійовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект багатофункціональної офісної будівлі
з дослідженням поведінки сталезалізобетонного перекриття

Керівник роботи Гудь Михайло Іванович, 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

[illegible]

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Бойко Р.А.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Гудь М.И.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ	9
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	9
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, зокрема в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва.....	12
1.3 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень щодо забезпечення відповідності будівель, споруд і споруд установленим вимогам енергетичної ефективності	12
1.3.1 Перелік заходів щодо забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності до архітектурних рішень, які впливають на енергетичну ефективність будівель, споруд і споруд	13
1.3.2 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва	14
1.3.3 Опис рішень по оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення.....	14
1.3.4 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей.....	15
1.3.5 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.....	15
1.3.6 Опис рішень щодо світлозагородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден	16
1.3.7 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів.....	16
РОЗДІЛ 2 КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ.....	18
2.1 Конструктивні та об'ємно-планувальні рішення	18
2.2 Кліматичні умови	19
2.3 Збір навантажень	20

2.4 Моделювання та розрахунок будівлі в ПК SCAD Office 21.1.9.9	27
2.4.1 Коротка характеристика методики розрахунку	27
2.4.2 Опис моделі	28
2.4.3 Результати розрахунку.....	29
2.5 Розрахунок сталезалізобетонного перекриття	38
2.6 Розрахунок вузла сполучення головної балки з колоною.....	46
2.7 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва	47
2.7.1 Загальні відомості, оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва	47
2.7.2 Глибина закладення фундаменту	49
2.7.3 Проектування фундаменту на забивних палях Визначення несучої здатності забивної палі	50
2.7.4 Визначення кількості паль у ростверку	51
2.7.5 Розрахунок пальового фундаменту за несучою здатністю ґрунту основи	53
2.7.6 Вибір палейного обладнання. Призначення розрахункової відмови.	53
2.7.7 Розрахунок плити ростверку на продавлювання колоною	54
2.7.8 Визначення несучої здатності буронабивної палі	55
2.7.9 Визначення кількості паль у ростверку	57
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА	58
3.1 Варіант 1.....	59
3.2 Варіант 2.....	60
3.3 Порівняльний аналіз варіантів.....	61
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	64
4.1 Охорона праці.....	64
4.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику	64
4.1.2 Розроблені заходи з охорони праці	66
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	68
4.2.1 Законодавча база України.....	68

4.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті.....	68
ВИСНОВКИ	72
БІБЛІОГРАФІЯ	73

ВСТУП

Тенденція підтримки бізнесу сприяє розвитку підприємницької діяльності, у зв'язку з цим з'являється попит у робочих місцях, розташованих у сучасних офісних будівлях. Офісні будівлі є обличчям ділового суспільства міста, а також це важливий елемент міської інфраструктури. Їхні конструкції стають дедалі витонченішими в міру просування тренду об'єднання бізнес- центрів у ділові квартали.

Офісні будівлі являють собою вагому частку на ринку комерційної нерухомості. Оренда офісних приміщень зараз актуальна як для великих організацій, так і для малого бізнесу. До можливих орендарів офісної нерухомості належать компанії, які не орієнтовані на клієнтський потік, як-от: call-центри, фірми, що займаються ІТ-технологіями, логістичні структури, архітектурні бюро тощо. Виходячи з цього, офісні центри будуть високо привабливими для всіляких сфер обслуговування.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи. Сучасний розвиток будівництва вимагає впровадження інноваційних конструктивних рішень для створення багатофункціональних будівель, які відповідають зростаючим потребам суспільства. Офісні будівлі, що об'єднують різні функціональні зони, є важливим компонентом міської інфраструктури. Забезпечення їхньої надійності, економічності та ефективності є ключовим завданням для архітекторів і інженерів.

Одним із перспективних напрямів у проектуванні сучасних будівель є використання сталезалізобетонних конструкцій, які поєднують переваги сталі та бетону. Такі конструкції забезпечують високу міцність, довговічність та економічність, а також дозволяють реалізувати складні архітектурні форми та значні прольоти перекриттів.

Дослідження поведінки сталезалізобетонних перекриттів, є актуальним для підвищення їхньої надійності та ефективного використання матеріалів. Це дозволяє не лише оптимізувати процес проектування, але й сприяти сталому розвитку будівельної галузі шляхом зменшення матеріаломісткості та підвищення

енергоефективності будівель.

Таким чином, тема кваліфікаційної роботи «Проект багатофункціональної офісної будівлі з дослідженням поведінки сталезалізобетонного перекриття» є актуальною, оскільки вона спрямована на вирішення важливих практичних і теоретичних завдань сучасного будівництва, що відповідають вимогам технічного прогресу та урбаністичного розвитку.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Метою кваліфікаційної роботи є розробка багатофункціональної офісної будівлі з дослідженням поведінки сталезалізобетонного перекриття.

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

- розробити основні архітектурно-будівельні та конструктивні рішення багатофункціональної офісної будівлі;
- розрахувати основні параметри несучих конструкцій багатофункціональної офісної будівлі відповідно до діючих навантажень;
- дослідити деформативність сталезалізобетонного перекриття громадської будівлі;
- розробити основні рекомендації з охорони праці та цивільного захисту населення.

Об'єктом дослідження є сталезалізобетонне перекриття громадської будівлі.

Предметом дослідження є деформативність та зниження вартості сталезалізобетонного перекриття громадської будівлі.

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

Наукова новизна отриманих результатів полягає у систематизації даних стосовно особливостей застосування сталезалізобетонних перекриттів.

Практичне значення отриманих результатів – це можливість проектування надійних та оптимальних конструкцій перекриття для громадських

будівель.

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: залізобетон, сталобетон, перекриття, скінчено-елементна модель, громадська будівля.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

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

Об'єкт капітального будівництва - багатофункціональна офісна будівля в м. Рівне.

Будівля являє собою вежу, трикутну в плані, висотою 156,4 м. Розміри будівлі в цифрових осях 63 м, у буквених осях 55,8 м. За позначку 0,000 прийнято позначку чистої підлоги першого поверху.

Висота всіх надземних поверхів будівлі 4200 мм, підземного поверху - 4200 мм, але ця частина будівлі не розробляється в рамках кваліфікаційної роботи. Загальна площа будівлі становить 58261,54 м². Площа забудови становить 2277,59 м². Будівельний об'єм будівлі становить 332317,82 м³, містить у собі об'єм підземної частини - 8917,65 м³ і об'єм надземної частини - 323400,17 м³

Архітектура будівлі відповідає вимогам, що висуваються для громадських будівель. Просторова, планувальна та функціональна організація обумовлена специфікою функціонального призначення приміщень і відповідає принципам зонування офісних будівель.

Входи в будівлю здійснюються через головний вестибюль будівлі, а також через ресторан і обладнані подвійними тамбурами [9]. На головних входах у будівлю встановлено 2 двостулкові дверні блоки з алюмінієвих сплавів, комбінованих зі склінням. Стулки цих дверей фіксуються у відкритому положенні для влаштування шляхів евакуації та аварійного виходу. Евакуація з будівлі передбачена через 7 розосереджених виходів.

Покрівля будівлі - рулонна неексплуатована з системою електричного обігріву та внутрішнім водостоком. На цокольному поверх передбачається розташування наступних приміщень: побутова кімната, ремонтна майстерня, приміщення для сміттєвих контейнерів, склад і машинне відділення ліфтів.

На першому поверсі передбачено приміщення для технологічного

обладнання МВС (СОС і СЕС), для стаціонарної станції моніторингу несучих конструкцій будівлі (СМІК), центральний пункт управління служби безпеки (ЦПУ СБ), центральний пункт управління системи протипожежного захисту (ЦПУ СПЗ), центральний пункт управління інженерними системами (ЦПУ ІС), технічна апаратна служба безпеки, а також різні технічні приміщення (ІТП, ПНС, станція пожежогасіння) відповідно до [10]. Також на першому поверсі розташовані: вестибюль, приміщення ресторану, кухня, склад, приміщення для персоналу, висячий сад, санвузли для жінок, чоловіків і маломобільних груп населення.

На 2 - 36 поверхах розташовані офісні приміщення, конференц-зали, переговорні, санвузли.

На 12, 24 і 37 поверхах влаштовано насосні, бойлерні, камери ревізії системи вентиляції та кондиціонування повітря, електрощитові.

Клас споруди - СС-3, згідно з [7].

Межі вогнестійкості будівельних конструкцій:

- несучі елементи будівлі - REI 240;
- світлопрозорі огорожувальні конструкції - E60;
- міжповерхові перекриття - R240.

Житлові приміщення (крім санвузлів), обладнуються автономними димовими пожежними сповіщувачами, що відповідають вимогам [10].

У будівлі облаштовано 3 сходово-ліфтових вузли, що розташовуються в ядрах жорсткості. Кожен сходово-ліфтовий вузол передбачає незадимлювані сходи типу Н2, з примусовою подачею свіжого повітря встановленими протипожежними системами.

Кожен сходово-ліфтовий вузол оснащений 3-ма ліфтами: один ліфт вантажопідйомністю 1800 кг, з габаритними розмірами кабіни 2350x1600x2400 мм і два ліфти вантажопідйомністю по 1275 кг, з габаритними розмірами кабіни 2000x1400x2400 мм. Розмір прорізу дверей 1200x2100 мм. Загалом будівля оснащена 9-ма ліфтами.

По одному ліфту в кожному сходово-ліфтовому вузлі використовується пожежними підрозділами в разі пожежі, згідно з [10]. У період нормального функціонування ліфти для пожежників перебувають в експлуатації як

пасажирські. Ці ліфти об'єднуються з пасажирськими системою автоматичного групового керування. Двері шахти ліфта для пожежників у загальному ліфтовому холі протипожежні з межею вогнестійкості 60 хвилин (EI 60), двері шахт решти ліфтів мають межу вогнестійкості 30 хвилин, згідно з [10]. У даху кабіни ліфтів для пожежників передбачено люк із розміром у світлі 0,5х0,7 м. Ліфти розташовані у вигороджених залізобетонних шахтах із товщиною стін 400 мм, огорожувальні конструкції яких мають межу вогнестійкості 240 хвилин, згідно з [10]. Огороджувальні конструкції та двері машинного приміщення ліфта для пожежників мають межу вогнестійкості 120 хвилин, решти - 60 хвилин, згідно з [10].

У прямках шахт ліфтів вжито заходів, що запобігають накопиченню води вище рівня повністю стиснутих буферів кабіни.

Шахти ліфтів встановлені в пожежозахисеному ліфтовому холі. Огороджувальні конструкції ліфтового холу мають межу вогнестійкості REI 240, двері ліфтових холів мають межу вогнестійкості EI 60, димогазонепроникне виконання, пристрій самозакривання та ущільнення в притворах.

Будівля обладнана смітєпроводом і смітєприймальною камерою, розташованою на першому поверсі. Смітєпровід містить стовбур, завантажувальні клапани, шибер, протипожежний клапан, очисний пристрій із засобом автоматичного гасіння можливої пожежі в стовбурі, вентиляційний вузол і смітєприймальну камеру, укомплектовану контейнерами та санітарно-технічним обладнанням. Система вентиляції смітєпроводу містить: вентиляційний канал, заслінку для перекриття каналу під час санобробки стовбура смітєпроводу, дефлектор із фартухом, вузол проходу (гільза). Завантажувальний клапан забезпечує приймання твердих побутових відходів і безперешкодне їх скидання у ствол смітєпроводу під час його закриття.

Вітражне скління будівлі виконано з ударостійкого скла, з відм. 0,000 до відм. 21,000 застосовується протипожежне скло.

На рівні перекриття кожного поверху передбачено міжповерхові відсічення замість вітражного скління на висоту 900 мм, що запобігають поширенню вогню.

Будівля обладнана АУПГ (автоматична установка пожежогасіння), а в

підземній частині передбачено влаштування ОЗДС (охоронно-захисна дератизаційна система).

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

Прийняті архітектурно-планувальні рішення будівлі зумовлені:

- а) функціональним призначенням;
- б) особливостями розташування на генеральному плані;
- в) вимогами технічних регламентів, зокрема такими, що встановлюють вимоги щодо забезпечення безпечної експлуатації будівлі;
- г) кліматичними особливостями району будівництва.

Основними вимогами до будівлі є її функціональність, безпека, надійність, архітектурно-художній образ.

Проектом передбачено конструктивні та об'ємно-планувальні рішення, що забезпечують пожежну безпеку будівлі та евакуацію людей у разі пожежі.

Так само об'ємно-просторові рішення забезпечують необхідне природне освітлення і тривалість інсоляції, санітарно-епідеміологічні та екологічні вимоги щодо охорони здоров'я людей і навколишнього природного середовища.

Неповторний архітектурний образ будівлі досягається формою будівлі та суцільним склінням усього фасаду.

1.3 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень щодо забезпечення відповідності будівель, споруд і споруд установленим вимогам енергетичної ефективності

На енергетичну ефективність будівель, споруд і споруд впливають багато чинників. Такі як об'ємно-планувальні та конструктивні рішення, а також рішення, що відносяться до інженерних систем життєзабезпечення будівель.

Об'ємно-планувальні рішення включають у себе:

- а) раціональна орієнтація входів;
- б) пристрій повітряної завіси;
- в) зменшення питомої тепловіддавальної поверхні огородження.

Тепловий захист будівлі відповідає вимогам [6]. Розрахункові температурні умови всередині приміщень громадського призначення запроектованої будівлі відповідають вимогам [6].

Теплозахисна оболонка проєктованої будівлі відповідає таким вимогам відповідно до [6].

- а) питома теплозахисна характеристика будівлі не більша за нормоване значення (комплексна вимога);
- б) приведений опір теплопередачі окремих огорожувальних конструкцій не менший за нормовані значення (поелементні вимоги);
- в) температура на внутрішніх поверхнях огорожувальних конструкцій не нижча за мінімально допустимі значення (санітарно-гігієнічна вимога).

У галузі централізованого тепlopостачання вжито таких заходів: впровадження приладового обліку теплової енергії, використання сучасних ізоляційних матеріалів на теплопровідних комунікаціях, зокрема пінополіуретанової ізоляції.

У системах вентиляції: застосування припливно-витяжної вентиляції з утилізацією витяжки. У системах кондиціонування: пріоритетне використання систем нового покоління. У системах водопостачання: забезпечення стабілізації та обмеження тиску води на вводах і перед водорозбірною арматурою, встановлення регуляторів тиску, водоощадної арматури та водолічильників.

1.3.1 Перелік заходів щодо забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності до архітектурних рішень, які впливають на енергетичну ефективність будівель, споруд і споруд

Перелік заходів щодо забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності:

- влаштування теплової завіси при входах у будівлі, влаштування

подвійних тамбурів і встановлення автоматичних доводчиків вхідних дверей, що забезпечують мінімальні тепловтрати;

- застосування світлопрозорих огорожувальних конструкцій з низькоемісійним енергозберігаючим покриттям;
- огорожувальні конструкції, що контактують із ґрунтом, захищені від ґрунтової вологи шляхом влаштування гідроізоляції;
- стикові з'єднання виконані з надійною герметизацією.

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

Фасад будівлі - світлопрозора огорожувальна конструкція модульного скління. Такий архітектурний прийом скління дає змогу гармонійно вписати будівлю в міський пейзаж. Складна форма будівлі, в поєднанні з відповідними за стилем вхідними групами, дає змогу досягти оригінальної неповторності об'єкта. Компонувальні рішення інтер'єру та екстер'єру будівлі забезпечують раціональне використання будівлі за її функціональним призначенням.

Застосування в проєкті конструкцій і матеріалів, що відповідають сучасному рівню, у поєднанні з високотехнологічними методами будівництва та будівельними нормами дає змогу домогтися більшої виразності об'ємно-планувальних і конструктивних рішень, а також забезпечення необхідної пожежної безпеки проєктованої будівлі.

1.3.3 Опис рішень по оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

Використовувані під час будівництва матеріали та вироби, що підлягають гігієнічній оцінці відповідно до затверджених Міністерством охорони здоров'я переліків видів продукції та товарів, повинні мати гігієнічний висновок, виданий органами та установами державної санітарно-епідеміологічної служби. У приміщеннях зберігання прибирального інвентарю, побутовій кімнаті, ремонтній

майстерні, у технічних приміщеннях, сходових клітках і ліфтових холах виконують ґрунтування і фарбування водоемульсійною фарбою. В офісних приміщеннях, загальних холах, коридорах, вестибюлі, ресторані, переговорних, приміщеннях поста охорони, адміністрації та санвузлах передбачено ніздрюваті стелі. У санвузлах виконати оштукатурювання, шпаклювання та облицювання керамічною плиткою. У вестибюлі, ресторані, коридорах, загальних і ліфтових холах виконати оштукатурювання, затірку та оздоблення декоративною штукатуркою. В офісних приміщеннях, тамбурах і службових приміщеннях виконати шпаклювання і фарбування поверхонь стін.

В інженерних і технічних приміщеннях виконати підлоги з цементно-піщаної стяжки зі знепилюванням. У санвузлах, кімнатах зберігання прибирального інвентарю та ліфтових холах покриття підлог виконати з керамогранітної плитки. У вестибюлі, ресторані та офісних приміщеннях передбачено підлоги з комерційного ковrolіну, який має клас пожежної небезпеки що відповідає [10]. Покриття підлог спроектовано відповідно до вимог [10].

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

Планування службових та офісних приміщень виконано з урахуванням норм природного освітлення. Без природного освітлення спроектовано підсобні приміщення та приміщення на цокольному поверсі будівлі. У всіх приміщеннях, призначених для тривалого перебування людей, передбачено природне освітлення через вітражні системи в зовнішніх стінах будівлі.

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

Для забезпечення необхідної звукоізоляції зовнішньої огорожі в житловій зоні обрано однокамерні віконні блоки з товщиною скла 10 мм, які мають

достатній індекс ізоляції повітряного шуму та індекс наведеного ударного шуму, що забезпечує необхідні звукоізолювальні якості.

Основний склад приміщень передбачає рівень шуму через перегородки не більше 53 дБ (а для підлоги 60 дБ). Внутрішні перегородки ГКЛ, виконані за системою KNAUF C362 з $R_w = 58$ дБ і межею вогнестійкості EI 90. Додаткова звукоізоляція виконується в приміщеннях вентиляційних камер матеріалом товщиною 30 мм. Матеріал закріпити по всій площі стелі та стін під міжповерховим перекриттям, з подальшим влаштуванням підвісної стелі та шпаклюванням і оздобленням стін згідно з відомістю оздоблення приміщень.

Звукоізоляційні конструкції мають бути виконані герметично (стояки опалення, стики між перекриттями і стінами тощо).

1.3.6 Опис рішень щодо світлозагородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден

У верхніх точках будівлі передбачено здвоєні загороджувальні вогні, по одному розташовано на 1,5 нижче найвищої позначки для зменшення їхнього забруднення. У разі виходу з ладу основного вогню, автоматичний пристрій вмикає резервний. А в разі поломки пристрою вмикаються обидва вогні.

Також світловідбивання повторюється кожні 28 м вниз по висоті будівлі до позначки 45 м від рівня землі, відповідно до вимог [3].

1.37 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів

Стелі: комірчасті алюмінієві стелі "Грильято". Фарбування стель: фарбування негорючою фарбою, колір сріблястий.

Стіни: фарбування негорючою фарбою, колір білий, світло сірий і графітний (з використанням пігментних паст); декоративна штукатурка TERRACO TERRAVERTINE; керамічна плитка "Kerama Marazzi", розмір 300x895, сірий структурний колір, колекція "CRENELLE" 13056R; керамічна плитка "Kerama

Marazzi", розмір 300х600, бежевий, колекція "MIRABEAU" SG227400R.

У конструкції підлоги санвузлів, кімнатах прибирального інвентарю передбачено обмазувальну гідроізоляцію CR65 Ceresit.

Підлоги - керамогранітна плитка для підлоги "Kerama Marazzi" обрізна, розмір 600х600 мм, графітний колір, колекція "MIRABEAU" SG638500R; керамічна плитка "Kerama Marazzi", розмір 300х895 мм, темно сірий колір, колекція "GRENELLE" 13051R; або з комерційного ковrolіну, колір бежевий 038.

РОЗДІЛ 2

КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ

2.1 Конструктивні та об'ємно-планувальні рішення

Проектований об'єкт являє собою вежу, що має в плані трикутну форму, зі стороною 63 м. У кутах вежі розташовані монолітні залізобетонні ядра жорсткості, в яких розташовані сходово-ліфтові вузли. Між ядрами жорсткості розташовується сталевий каркас, що складається з колон і балкових систем. Будівля складається з 9 блоків, у кожному з яких розташований відкритий простір (висячі сади), висотою на 4 поверхи. Ці блоки розташовуються по спіралі по висоті будівлі.

Розміри кожного ядра жорсткості в осях - 11 х 9,3 м. Будівля має 36 поверхів висотою 4,2 м, ядра жорсткості утворюють технічний поверх висотою 4,2 м.[11];

Вертикальні несучі елементи:

- монолітні залізобетонні стіни товщиною 400 мм із бетону класу С25/30;

- колони - двотавр колонний 30К4, 35К2, 40К5 ;

Горизонтальні несучі елементи:

- монолітні залізобетонні перекриття товщиною 200 мм із бетону класу С25/30 за [26];

- головні балки - двотавр нормальний 30Б2, 40Б1;

- другорядні балки - двотавр нормальний 25Б1, 16Б1 ;

- сталезалізобетонне перекриття товщиною 200 мм.

Зовнішнє огороження виконано з вітражного скління. Перегородки внутрішні гіпсокартонні товщиною 60 мм.

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

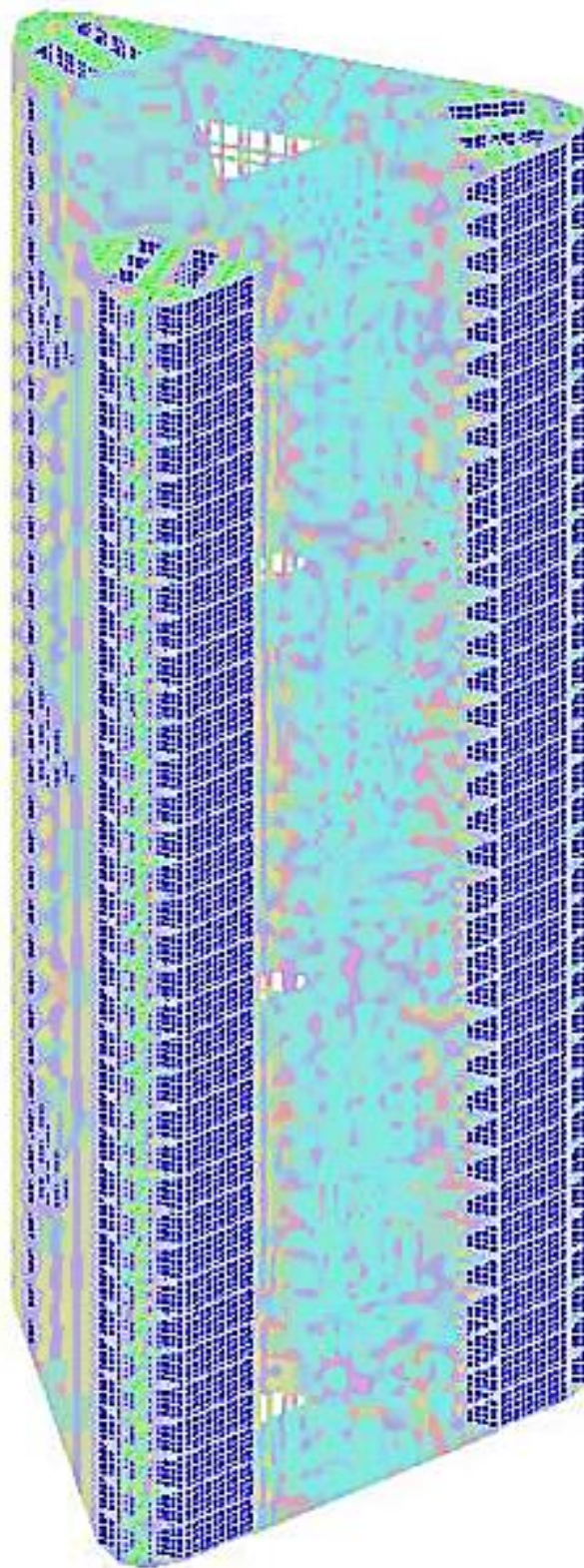


Рисунок 2.1 - Розрахункова схема будівлі в ПК SCAD

2.2 Кліматичні умови

Район будівництва споруди характеризується даними, наведеними в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 - Характеристики району будівництва

Район будівництва	Кліматичні параметри холодного періоду року	Значення параметрів
Рівне	Кліматичний район	II
	Температура повітря найбільш холодніших доба забезпеченістю 0,92, С	-29
	Температура повітря найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92, С	-27
	Тривалість, діб, періоду із середньодобовою температурою повітря ≤ 8 С, діб	165
	Середня температура періоду із середньою добовою температурою повітря ≤ 8 С, С	-6,5
	Переважаючий напрямок вітру за грудень-лютий	ПдЗх
	Максимальна із середніх швидкостей вітру за румбами за січень, м/с	4,1
	Вітровий район за тиском вітру	III
	Нормативне значення вітрового тиску w_0 , кПа	0,38

Розрахункова сейсмічність майданчика будівництва - 7 балів, відповідно до [32, дод. А], для м. Рівне;

Клас наслідків – СС3, згідно з [7]; коефіцієнт надійності за призначенням будівлі - 1,25.

2.3 Збір навантажень

Навантаження на каркас будівлі збирають згідно з [8].

Відповідно до вимог для розрахунку придатності до нормальної експлуатації застосовано нормативні навантаження, для розрахунку несучої здатності - розрахункові навантаження.

Усі навантаження підрозділяються за тривалістю впливу на постійні, тимчасові тривалі дії, короткочасні, і враховуються в розрахунках у вигляді основного поєднання. Для врахування сейсмічного навантаження створюється особливе поєднання навантажень.

В основному поєднанні:

- постійні навантаження прийняті з коефіцієнтом $\psi=1$;

- тривалі навантаження прийняті з коефіцієнтом $\psi_{11}=\psi_{12}=\psi_{13}=0,95$;
- короточасні навантаження прийнято з коефіцієнтом $\psi_{t1}=1$ основного за ступенем впливу короточасного навантаження, $\psi_{t2}=0,9$ для другого за ступенем впливу короточасного навантаження, $\psi_{t3}=0,7$ для решти короточасних навантажень.

- особливі навантаження прийняті з коефіцієнтом $\psi_{t1}=1$.

Коефіцієнти надійності за навантаженням для ваги будівельних конструкцій:

- $\gamma_f=1,05$ - металеві конструкції;
- $\gamma_f=1,1$ - залізобетонні конструкції ($\rho > 1600 \text{ кг/м}^3$).

Постійні навантаження:

Власна вага металевих і залізобетонних конструкцій - враховується автоматично в ПК SCAD; коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,1. Схему прикладання навантаження від власної ваги зображено на рисунку 2.2.

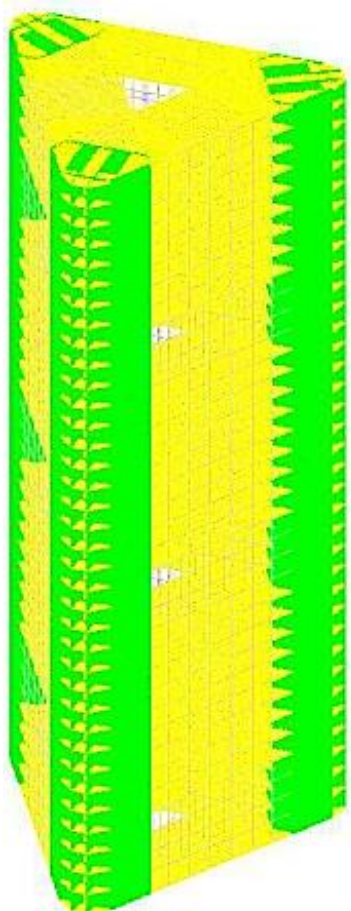


Рисунок 2.2 - Власна вага

Тривалі навантаження:

– вагу внутрішніх гіпсокартонних перегородок прикладаємо як рівномірно розподілене навантаження на перекриття - 1 кН/м^2 . Вагу покрівлі також прикладаємо як рівномірно розподілене навантаження на плиту покриття - $0,4 \text{ кН/м}^2$. Схему прикладання навантажень від ваги перегородок і покрівлі зображено на рисунку 2.3.

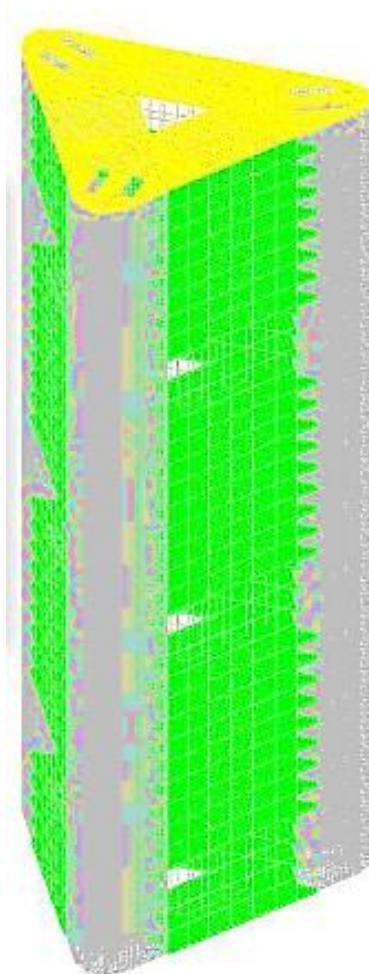


Рисунок 2.3 - Вага перегородок і покрівлі

Короткочасні навантаження:

– нормативні значення рівномірно розподілених короткочасних навантажень на плити перекриття приймають за [8] і дорівнюють для офісів і побутових приміщень - $2,0 \text{ кН/м}^2$, для вестибюлів і сходово-ліфтових вузлів - $3,0 \text{ кН/м}^2$. Схему прикладання короткочасних навантажень на перекриття зображено на рисунку 2.4.

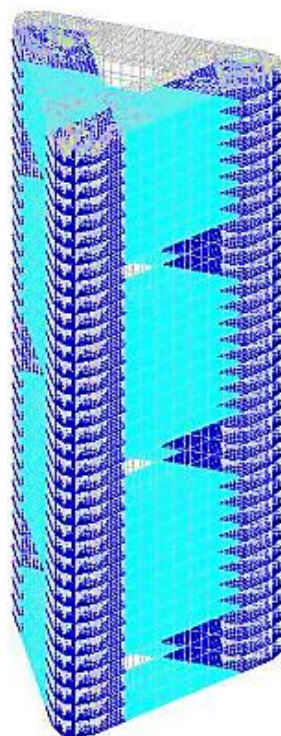


Рисунок 2.4 - Рівномірно розподілені навантаження на перекриття

Снігове навантаження:

Розрахунок снігового навантаження ведеться за [8]. Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну поверхню визначається за формулою

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

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

c_t - термічний коефіцієнт;

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

S_g - нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі, кПа.

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ кПа};$$

Згідно з [31, п. 10.11] значення S_0 необхідно помножити на коефіцієнт 0,5.

$$S_0 = 0,75 \text{ кПа}.$$

Схему прикладання снігового навантаження зображено на рисунку 2.5.

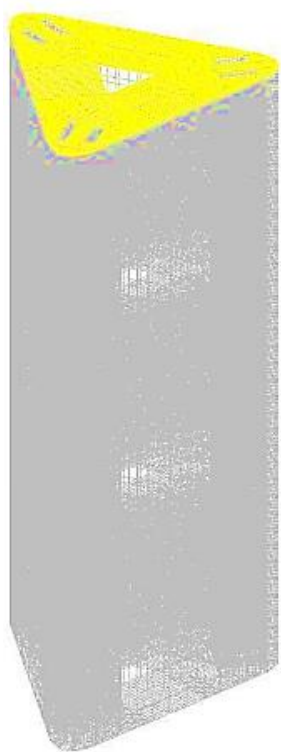


Рисунок 2.5 - Снігове навантаження

Вітрове навантаження:

Вітрове навантаження розраховуємо за [8]. Створюємо розрахункову модель у ПК Autodesk Revit 2020 і експортуємо її в Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020. Задаємо профіль вітру (рисунок 2.6).

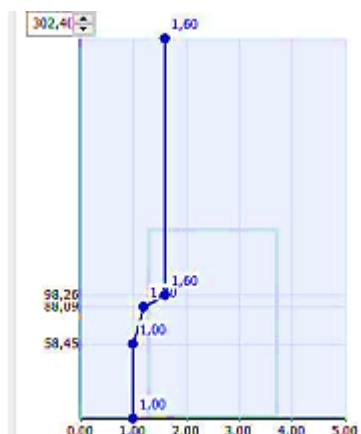


Рисунок 2.6 - Профіль вітру

Потім задаємо напрямок вітру і нормативне значення тиску вітру (рисунок 2.7).

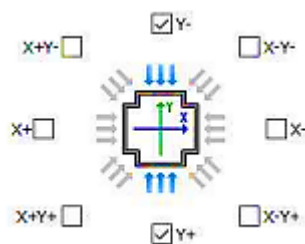


Рисунок 2.7 - Параметри вітрового навантаження

Далі проводимо розрахунок вітрового навантаження за віссю Y і проти осі Y . Схеми розподілу вітрового навантаження на будівлю представлено на рисунках 2.8 і 2.9.

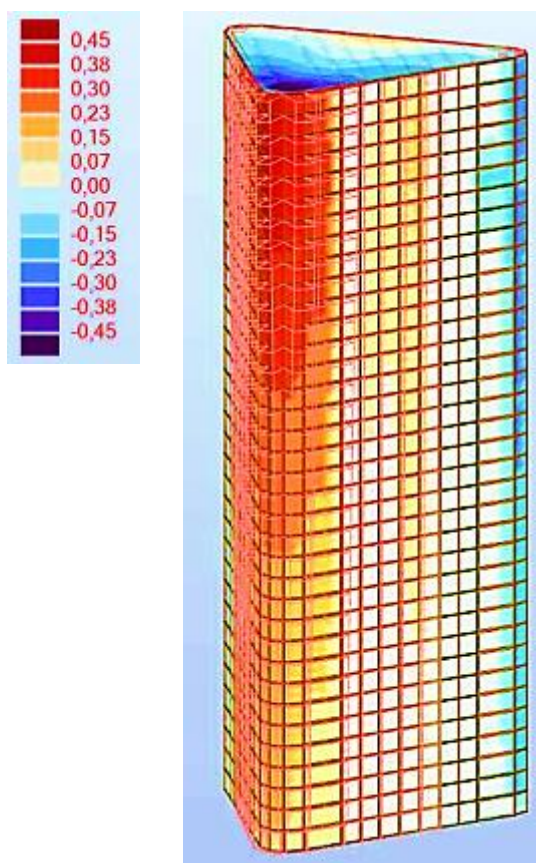


Рисунок 2.8 - Вітрове навантаження по осі Y

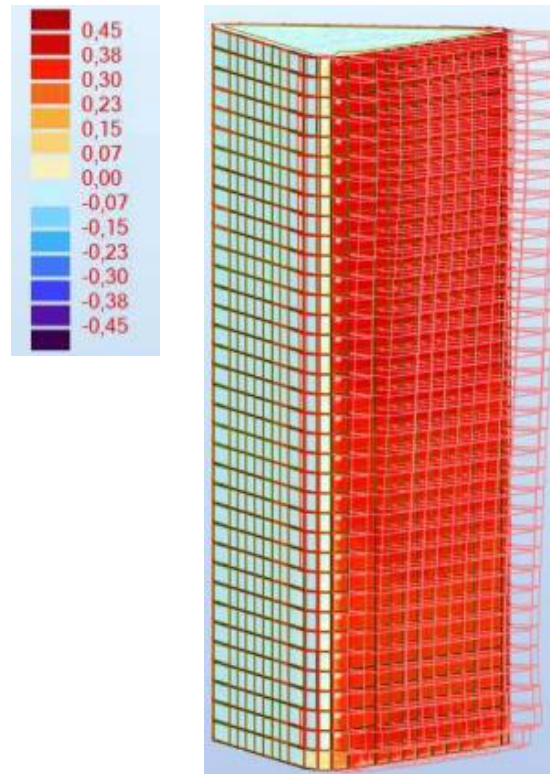


Рисунок 2.9 - Вітрове навантаження проти осі Y

Задаємо окремі завантаження в ПК SCAD за віссю Y і проти осі Y. Схеми прикладання вітрового навантаження зображено на рисунках 2.10 і 2.11.

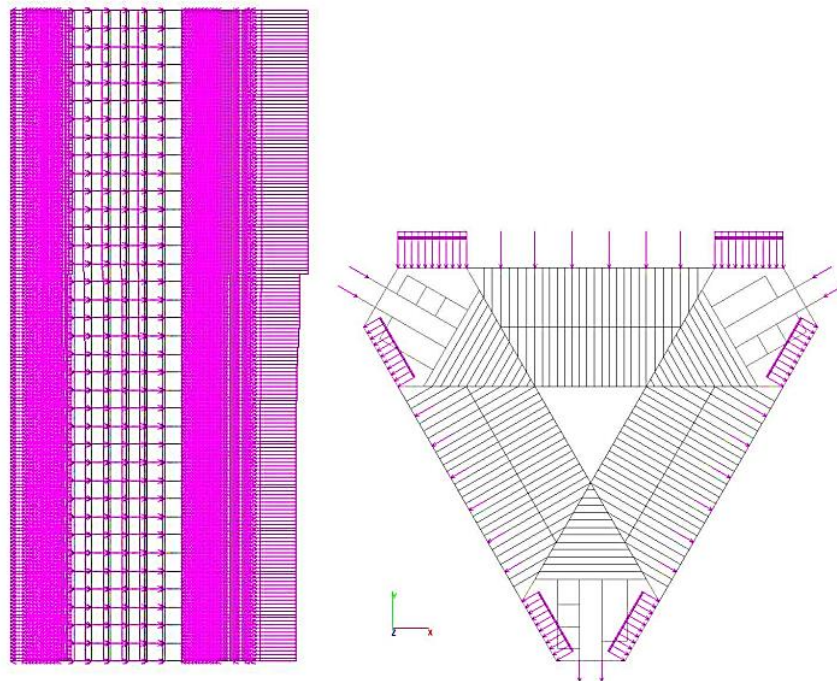


Рисунок 2.10 - Вітрове навантаження проти осі Y

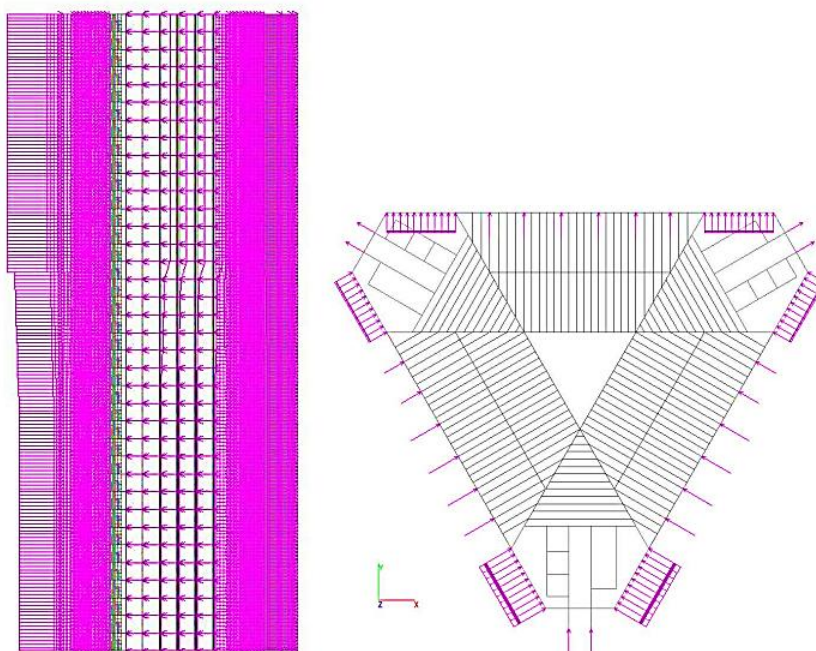


Рисунок 2.11 - Вітрове навантаження по осі Y

2.4 Моделювання та розрахунок будівлі в ПК SCAD Office 21.1.9.9

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

2.4.1 Коротка характеристика методики розрахунку

В основу розрахунку покладено метод скінченних елементів з використанням як основних невідомих переміщень і поворотів вузлів розрахункової схеми. У зв'язку з цим ідеалізацію конструкції виконано у формі, пристосованій до використання цього методу, а саме: систему представлено у вигляді набору тіл стандартного типу (стрижнів, пластин, оболонок тощо), які називаються скінченними елементами та приєднані до вузлів.

Вузол у розрахунковій схемі представляється у вигляді абсолютно

жорсткого тіла мізерно малих розмірів. Положення вузла в просторі під час деформацій системи визначається координатами центру і кутами повороту трьох осей, жорстко пов'язаних із вузлом. Вузол представлений як об'єкт, що володіє шістьма ступенями свободи - трьома лінійними зміщеннями і трьома кутами повороту. Усі вузли та елементи розрахункової схеми нумеруються.

Для завдання даних про розрахункову схему можуть бути використані різні системи координат, які надалі перетворюються на декартові.

Розрахункову схему розглядають як систему загального вигляду, деформації якої та її основні невідомі представлені лінійними переміщеннями вузлових точок уздовж осей X, Y, Z і поворотами навколо цих осей.

Характеристики розрахункової схеми: кількість вузлів - 130805;

- кількість кінцевих елементів - 207869; кількість завантажень - 9;
- кількість комбінацій завантажень - 4;
- обраний режим розрахунку - PARFES.

Обчислення розрахункових сполучень зусиль здійснюють на підставі критеріїв, характерних для відповідних типів скінченних елементів - стрижнів, плит, оболонок, масивних тіл. Як такі критерії прийнято екстремальні значення напружень у характерних точках поперечного перерізу елемента. Під час розрахунку враховуються вимоги нормативних документів і логічні зв'язки між завантаженнями.

2.4.2 Опис моделі

За матеріалами, представленими в розділі архітектурного проєктування та інженерно-геологічними умовами майданчика будівництва, було виконано моделювання споруди для визначення зусиль і деформацій, що виникають у несучих елементах. Будівля виконана з лінійних, площинних горизонтальних і вертикальних елементів. Розрахункову схему споруди представлено у вигляді просторової моделі, що складається з пластинчастих і стрижневих елементів.

У процесі розрахунку розглядалися завантаження на основі п. 2.3 "Збір навантажень". Для виявлення найнесприятливіших комбінацій і максимальних

зусиль в елементах каркаса задають комбінації завантажень і розрахункові поєднання зусиль. Наприкінці необхідно виконати експрес-контроль схеми на предмет помилок і перевірку готовності до розрахунку. Після цього виконується лінійний розрахунок схеми та аналізуються отримані результати.

2.4.3 Результати розрахунку

Під час проєктування будівлі використано такі конструктивні рішення, які забезпечують горизонтальне переміщення верху не більше $h/500$ його висоти (312 мм). Максимальні деформації по осях X, Y не перевищують цього значення (рисунки 2.12 і 2.13 відповідно).

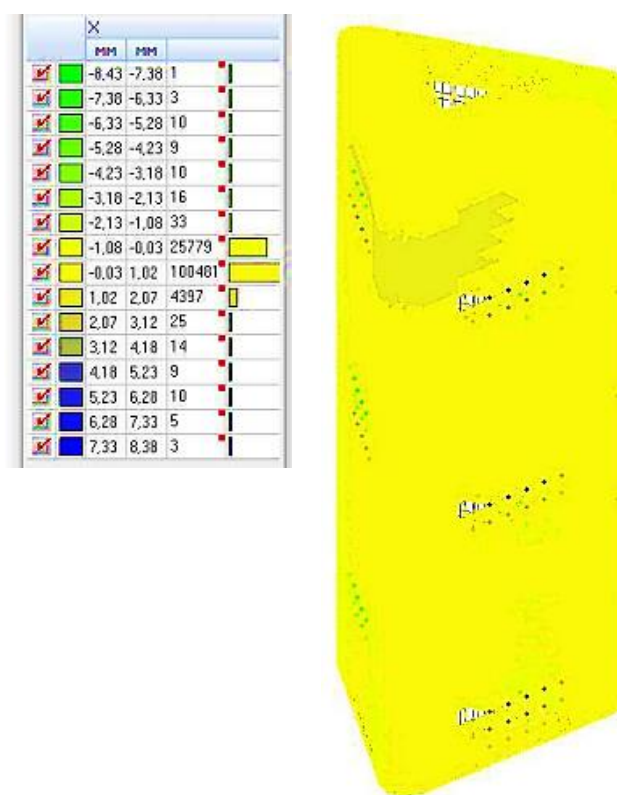


Рисунок 2.12 - Максимальні деформації по осі X

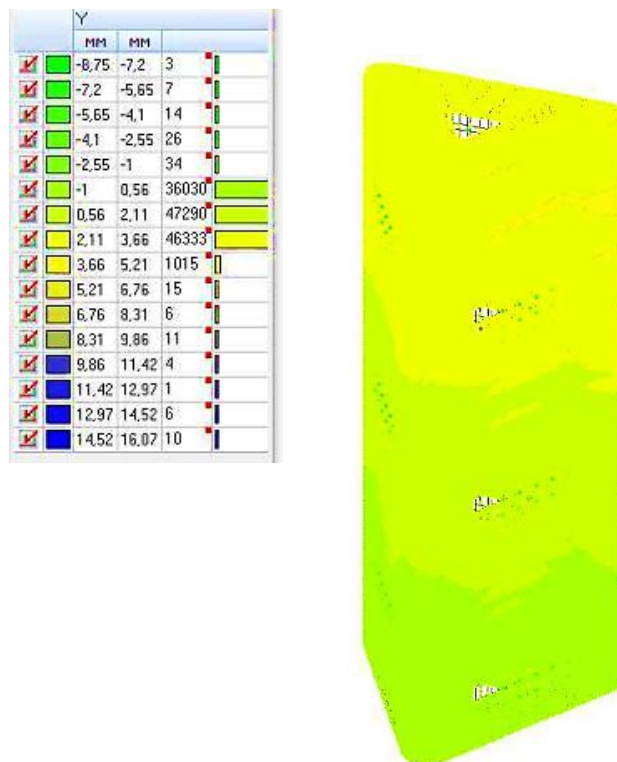


Рисунок 2.13 - Максимальні деформації по осі Y

Прогини елементів перекриття перебувають у межах допустимих (рисунок 2.14), згідно з [8].

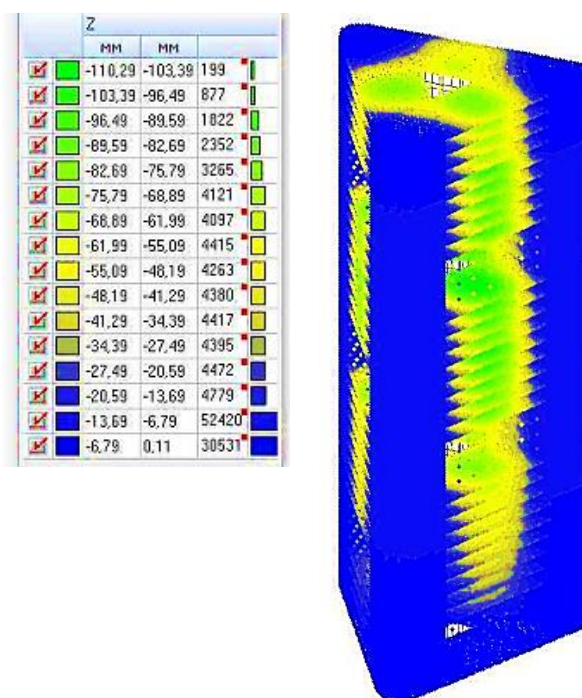


Рисунок 2.14 - Максимальні прогини

N			
	кН	кН	
✓	-11037,587	-10217,508	8
✓	-10217,508	-9397,43	7
✓	-9397,43	-8577,351	10
✓	-8577,351	-7757,273	8
✓	-7757,273	-6937,194	14
✓	-6937,194	-6117,115	40
✓	-6117,115	-5297,037	38
✓	-5297,037	-4476,958	106
✓	-4476,958	-3656,88	153
✓	-3656,88	-2836,801	183
✓	-2836,801	-2016,722	216
✓	-2016,722	-1196,643	660
✓	-1196,643	-376,565	197
✓	-376,565	443,514	518
✓	443,514	1263,592	115
✓	1263,592	2083,671	131

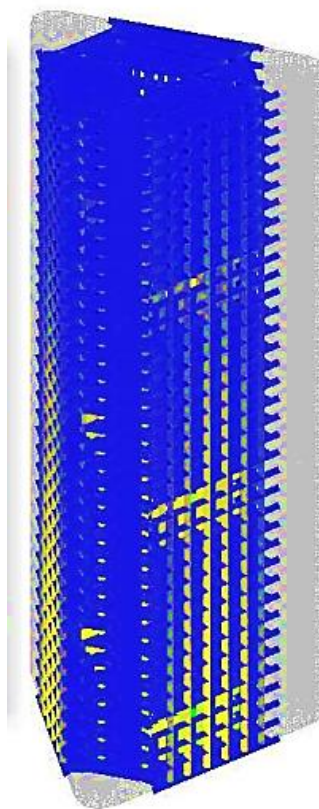


Рисунок 2.15 - Епюра поздовжніх сил

Q _z			
	кН	кН	
✓	-615,171	-538,94	2
✓	-538,94	-462,709	17
✓	-462,709	-386,479	21
✓	-386,479	-310,248	79
✓	-310,248	-234,018	85
✓	-234,018	-157,787	96
✓	-157,787	-81,556	560
✓	-81,556	-5,326	6013
✓	-5,326	70,905	47801
✓	70,905	147,136	1534
✓	147,136	223,366	453
✓	223,366	299,597	95
✓	299,597	375,827	21
✓	375,827	452,058	23
✓	452,058	528,289	15
✓	528,289	604,519	2



Рисунок 2.16 - Епюра поперечних сил

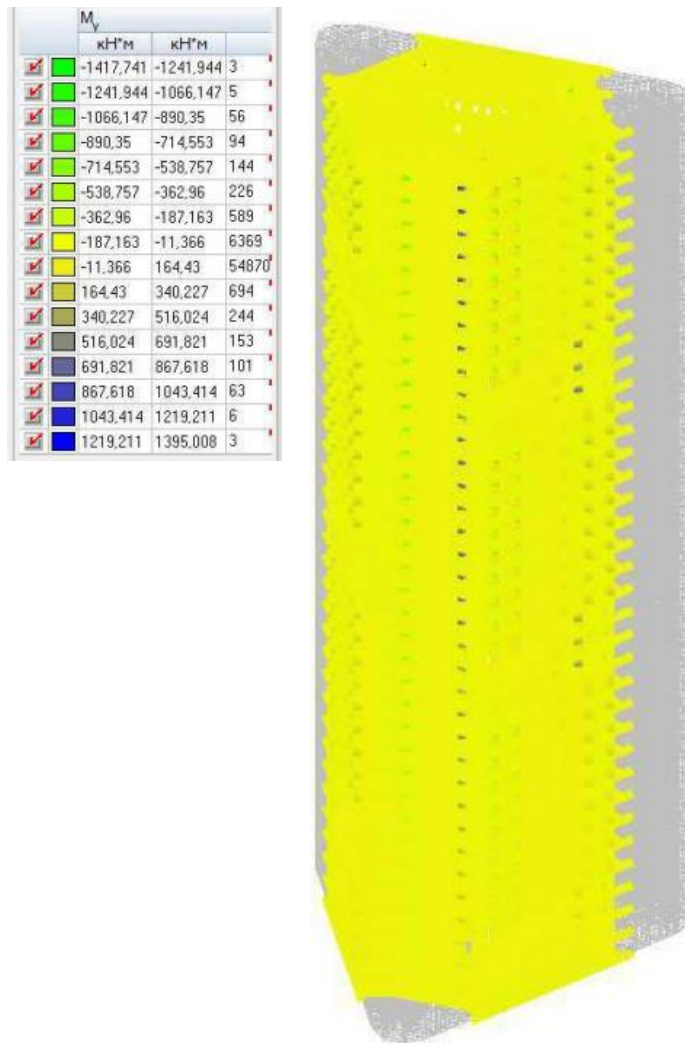


Рисунок 2.17 - Епюра згинальних моментів

Після перевірки цілісності схеми можна переходити до створення конструктивних груп елементів і підбору перерізів сталевих елементів, а також підбору арматури в монолітних конструкціях.

При створенні даних груп задаються клас поперечної та поздовжньої арматури, діаметри, коефіцієнти умов роботи, відстані до центру ваги арматури, коефіцієнт вертикального бетонування (для стін), випадковий ексцентриситет, розрахункова довжина, клас бетону, клас сталі, коефіцієнт надійності та відповідальності.

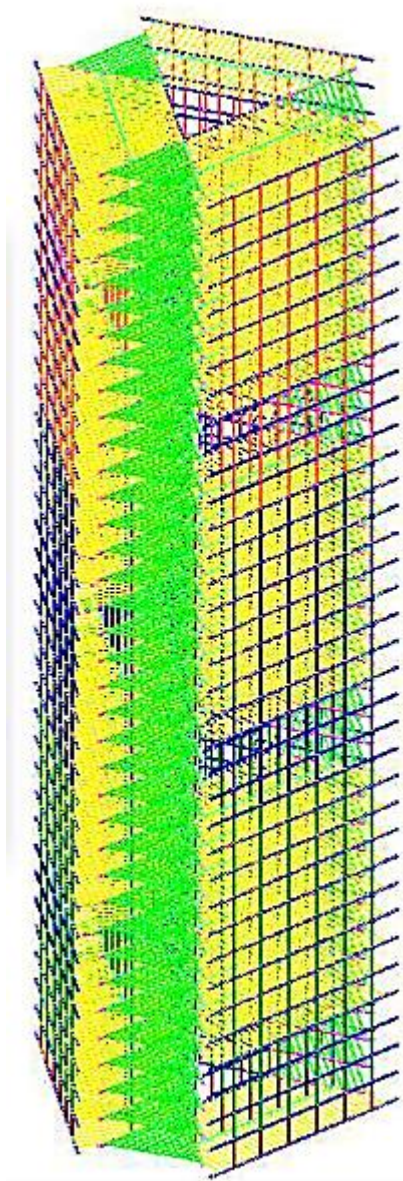


Рисунок 2.18 - Конструктивні групи сталевих елементів у ПК SCAD

Після підбору перерізів переходимо до розрахунку сталевих елементів. За результатами експертизи критичний фактор $K_{\max}$ у сталевих конструкціях не перевищує 1, отже, підбір перерізів виконано правильно. Результати експертизи наведено на рисунку 2.19.

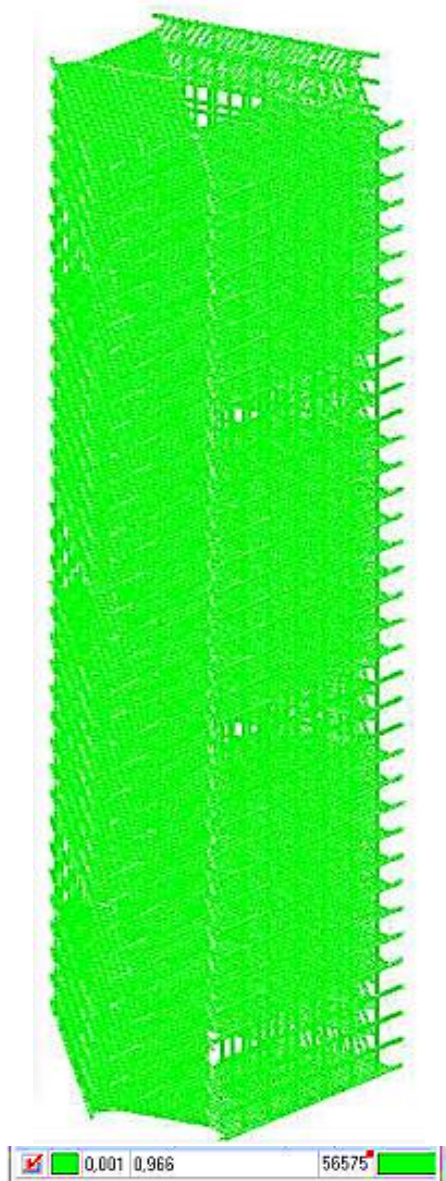


Рисунок 2.19 - Результат розрахунку сталевих елементів

Після підбору перерізів сталевих конструкцій переходимо до підбору перерізів арматури в залізобетонних елементах споруди.

За допомогою постпроцесора ПК SCAD робимо розрахунок підбору арматури й аналізуємо отримані результати. Результати підбору арматури представлено на рисунках 2.20 - 2.23.

		$\epsilon_{\text{cm}}^2/\text{m}$	
d7/200	1.884	1945	
d7/200	1.908	637	
d8/200	2.012	372	
d8/200	2.116	244	
d8/200	2.22	156	
d8/200	2.323	115	
d8/200	2.427	65	
d8/200	2.531	45	
d9/200	2.635	32	
d9/200	2.739	24	
d9/200	2.843	23	
d9/200	2.947	21	
d9/200	3.051	10	
d9/200	3.155	8	
d10/200	3.259	5	
d10/200	3.363	4	

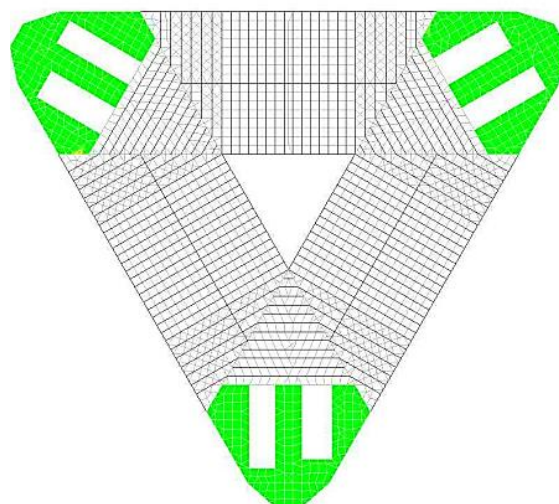


Рисунок 2.20 - Діаметри нижньої арматури плит перекриття ядер жорсткості по осі X, крок 200 мм

		$\epsilon_{\text{cm}}^2/\text{m}$	
d8/200	2.187	1945	
d9/200	2.674	866	
d9/200	3.162	514	
d10/200	3.649	336	
d12/200	4.136	238	
d12/200	4.623	155	
d12/200	5.111	98	
d12/200	5.598	61	
d14/200	6.085	46	
d14/200	6.572	35	
d14/200	7.059	19	
d14/200	7.547	8	
d16/200	8.034	4	
d16/200	8.521	3	
d16/200	9.008	2	
d16/200	9.496	2	

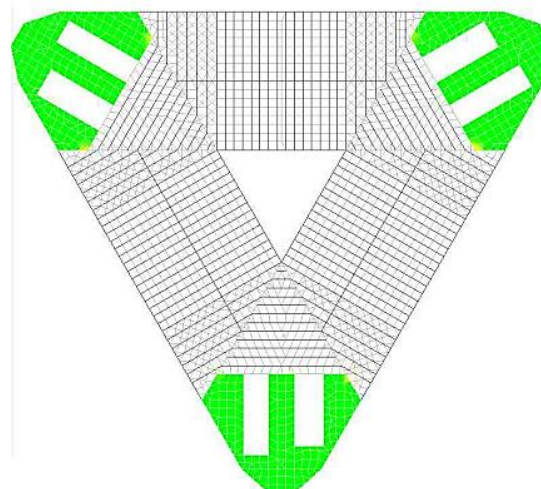


Рисунок 2.21 - Діаметри верхньої арматури плит перекриття ядер жорсткості по осі X, крок 200 мм

		$\epsilon_{\text{cm}}^2/\text{m}$	
d7/200	1.855	1951	
d8/200	2.01	577	
d8/200	2.165	341	
d8/200	2.32	211	
d8/200	2.476	126	
d8/200	2.631	94	
d8/200	2.786	64	
d8/200	2.941	54	
d9/200	3.096	35	
d10/200	3.251	28	
d10/200	3.406	21	
d10/200	3.561	16	
d10/200	3.717	12	
d10/200	3.872	10	
d12/200	4.027	9	
d12/200	4.182	7	

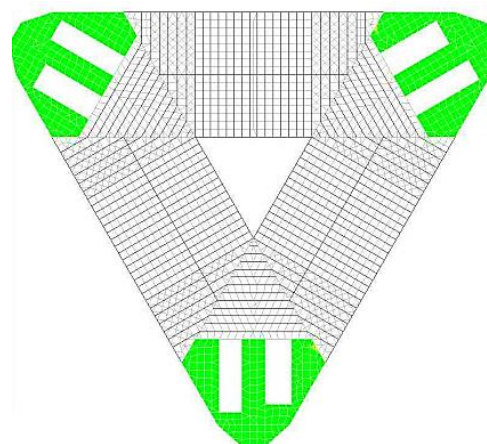


Рисунок 2.22 - Діаметри нижньої арматури плит перекриття ядер жорсткості по осі Y крок 200 мм

		см ² /м	
✓	d8/200	2.212	19455
✓	d9/200	2.724	793
✓	d10/200	3.236	475
✓	d10/200	3.748	340
✓	d12/200	4.26	220
✓	d12/200	4.771	153
✓	d12/200	5.283	103
✓	d14/200	5.795	71
✓	d14/200	6.307	41
✓	d14/200	6.819	23
✓	d14/200	7.331	13
✓	d16/200	7.843	6
✓	d16/200	8.355	4
✓	d16/200	8.867	3
✓	d16/200	9.379	1
✓	d16/200	9.891	1

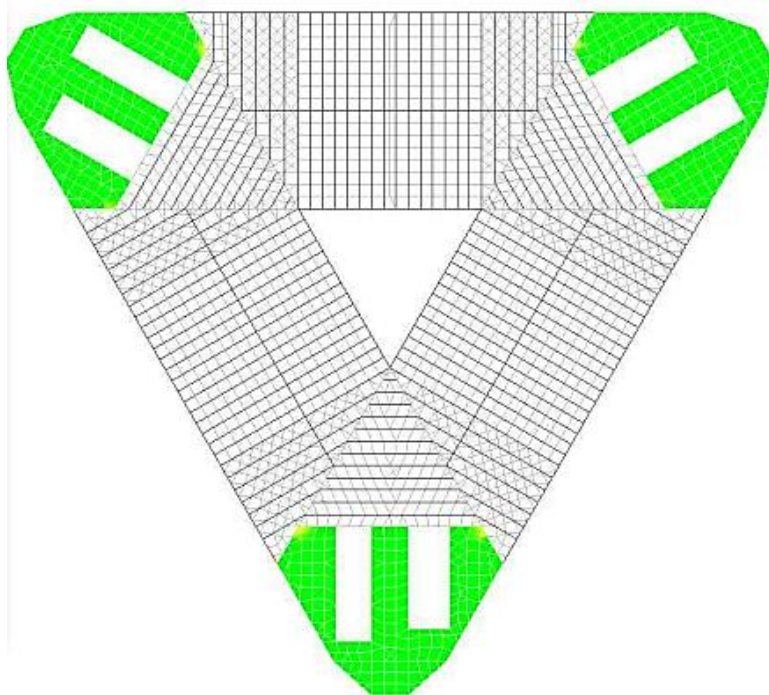


Рисунок 2.23 - Діаметри верхньої арматури плит перекриття ядер жорсткості по осі Y, крок 200 мм

		см ² /м	
✓	d12/200	5.516	63346
✓	d14/200	7.332	1583
✓	d16/200	9.149	866
✓	d18/200	10.965	317
✓	d20/200	12.781	212
✓	d20/200	14.597	169
✓	d22/200	16.414	134
✓	d22/200	18.23	96
✓	d25/200	20.046	66
✓	d25/200	21.862	43
✓	d25/200	23.679	20
✓	d28/200	25.495	5
✓	d28/200	27.311	2
✓	d28/200	29.127	2
✓	d32/200	30.944	2
✓	d32/200	32.76	2

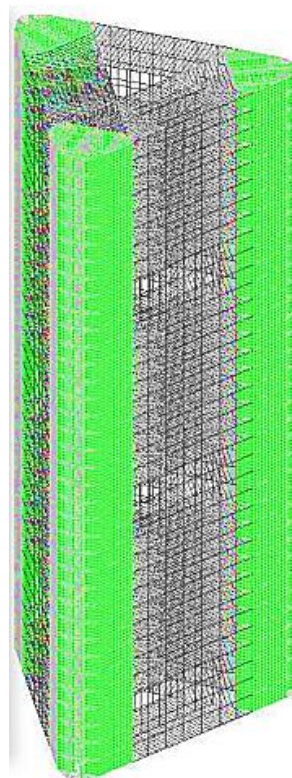


Рисунок 2.24 - Діаметри нижньої арматури стін ядер жорсткості по осі X, крок 200 мм

		cm^2/m	
☒	d12/200	5.617	63341
☒	d14/200	7.535	1410
☒	d16/200	9.452	898
☒	d18/200	11.369	317
☒	d20/200	13.287	225
☒	d20/200	15.204	168
☒	d22/200	17.121	139
☒	d25/200	19.039	107
☒	d25/200	20.956	84
☒	d25/200	22.873	41
☒	d28/200	24.791	20
☒	d28/200	26.708	5
☒	d28/200	28.625	4
☒	d28/200	30.543	3
☒	d32/200	32.46	1
☒	d32/200	34.377	1

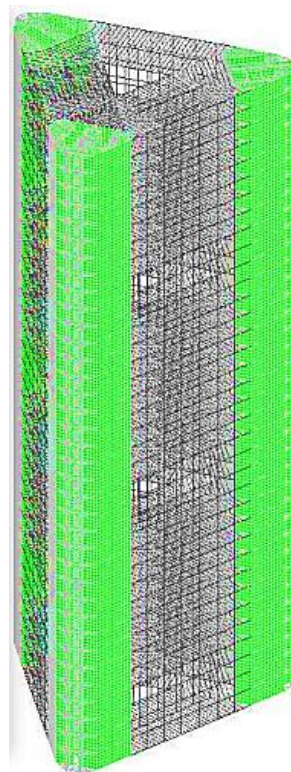


Рисунок 2.25 - Діаметри верхньої арматури стін ядер жорсткості за віссю X, крок 200 мм

		cm^2/m	
☒	d12/200	4.48	63368
☒	d12/200	5.26	1163
☒	d14/200	6.04	591
☒	d14/200	6.821	290
☒	d14/200	7.601	189
☒	d16/200	8.381	150
☒	d16/200	9.161	111
☒	d16/200	9.941	84
☒	d18/200	10.721	63
☒	d18/200	11.501	38
☒	d18/200	12.281	22
☒	d20/200	13.062	18
☒	d20/200	13.842	14
☒	d20/200	14.622	5
☒	d20/200	15.402	3
☒	d22/200	16.182	1

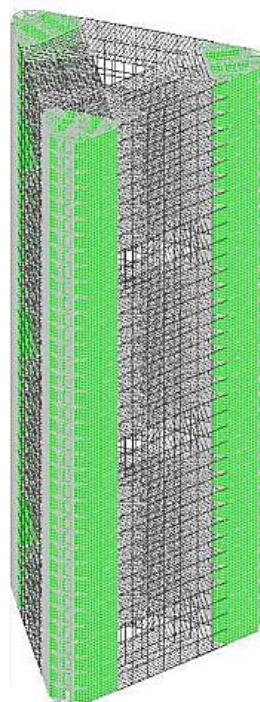


Рисунок 2.26 - Діаметри нижньої арматури стін ядер жорсткості по осі Y, крок 200 мм

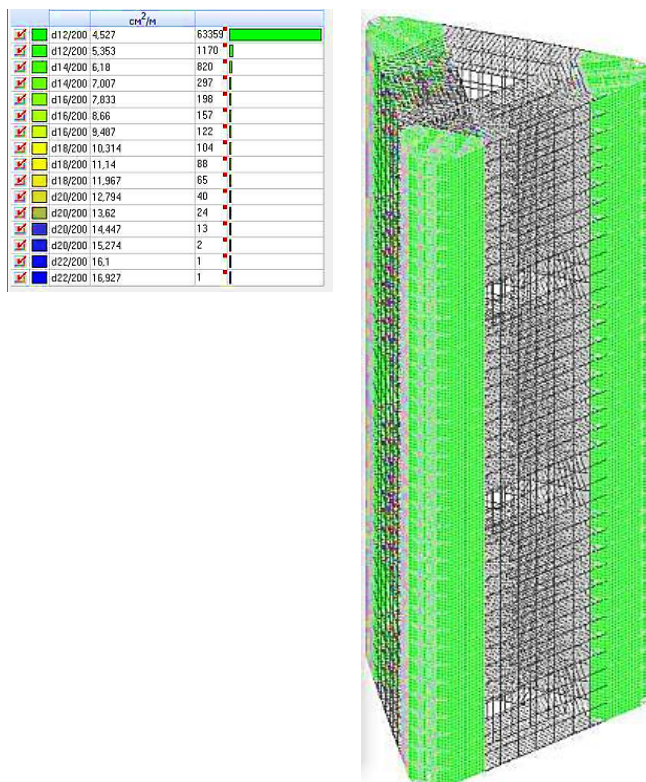


Рисунок 2.27 - Діаметри верхньої арматури стін ядер жорсткості по осі Y, крок 200 мм

Основна робоча арматура для плит перекриття ядер жорсткості прийнята діаметром 12 мм, для стін ядер жорсткості 22 мм.

2.5 Розрахунок сталезалізобетонного перекриття

Плита: бетон класу C30/35 ($R_b = 17$ МПа, $R_{bt} = 1,15$ МПа, $E_b = 32500$ МПа)
 Сталева балка: двотавр 10Б1, сталь С345 ($R_y = 340$ МПа, $E_s = 206000$ МПа) На стадії монтажу стійкість стисненого поясу сталевої балки забезпечена з'єднанням із профільованим настилом. Під час збирання навантажень на стадії монтажу передбачається найменш сприятливий розрахунковий випадок, коли настил працює за нерозрізною двопролітною схемою - навантаження, що передаються на сталеву балку через настил, збільшені множенням на коефіцієнт нерозрізності настилу 1,25. У збір навантажень включено додаткове навантаження від власної ваги бетону, що виникає внаслідок прогину настилу. Визначення приведеної товщини бетону:

$$h_{b,eq} = h_b + h_f \quad (2.2)$$

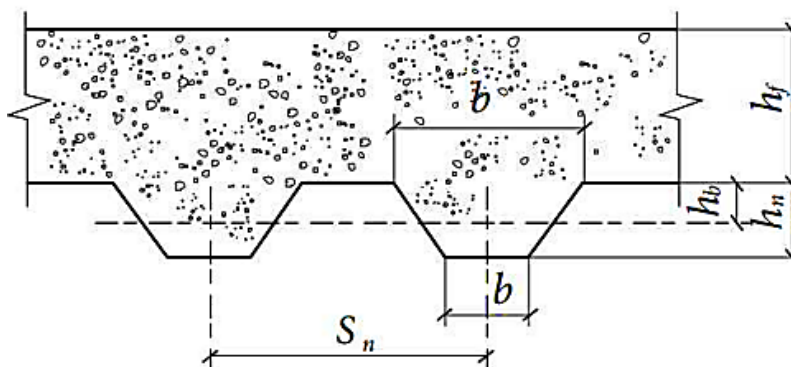


Рисунок 2.28 - Схема для визначення приведеної товщини бетону

З урахуванням геометричних характеристик настилу Н75 - 0,8:

$h_f = 125$ мм, $h_n = 75$ мм, $b = 90$ мм, $b' = 138$ мм, $S_n = 188$ мм;

$$h_b = \frac{b + b'}{2S_n} \cdot h_n = \frac{90 + 138}{2 \cdot 188} \cdot 75 = 46 \text{ мм};$$

$$h_{b,eq} = h_b + h_f = 125 + 46 = 171 \text{ мм};$$

Таблиця 2.2 - Навантаження на стадії монтажу

№ п/п	Вид навантаження	Нормативне значення, кПа	F	Розрахункове значення, кПа
1	Залізобетонна плита наведеною товщиною 171 мм	4,28	1,2	5,14
2	Незнімна опалубка (настил Н75-750-0,8)	0,11	1,05	0,12
3	Сталеві балки 10Б1	0,03	1,05	0,03
4	Монтажне навантаження (вивантаження бетону)	0,5	1,3	0,65
	Додаткове навантаження від власної ваги бетону	0,32	1,1	0,35
	Разом:	5,24		6,29

Рівномірно розподілені лінійні навантаження (з урахуванням нерозрізної роботи профільованого настилу):

$$\text{нормативне} - ((4,28 + 0,11 + 0,5 + 0,32) \cdot 1,25 + 0,03) \cdot 1 = 6,54 \text{ кН/м};$$

розрахункове - $((5,14+0,12+0,65+0,35) \cdot 1,25+0,03) \cdot 1=7,86 \text{ кН/м};$

$$M_{\text{монт.}} = \frac{7,86 \cdot 8^2}{8} = 62,88 \text{ кНм.}$$

Перевірка міцності сталеві балки на вигин на етапі монтажу.

$$\frac{M}{W} = 62,88 \cdot \frac{10^6}{34200} = 1838,6 \text{ МПа}$$

Міцність сталеві балки на монтажі не забезпечена. Змінюємо перетин балки на 25Б1.

Таблиця 2.3 - Навантаження на стадії монтажу

№ п/п	Вид навантаження	Нормативне значення, кПа	F	Розрахункове значення, кПа
1	Залізобетонна плита наведеною товщиною 171 мм	4,28	1,2	5,14
2	Незнімна опалубка (настил Н75-750-0,8)	0,11	1,05	0,12
3	Сталеві балки 25Б1	0,08	1,05	0,09
4	Монтажне навантаження	0,5	1,3	0,65
5	Додаткове навантаження від власної ваги бетону	0,32	1,1	0,35
Разом:		5,28		6,34

Рівномірно розподілені лінійні навантаження (з урахуванням нерозрізної роботи профільованого настилу):

нормативне - $((4,28+0,11+0,5+0,32) \cdot 1,25+0,08) \cdot 1=6,59 \text{ кН/м};$

розрахункове - $((5,14+0,12+0,65+0,35) \cdot 1,25+0,09) \cdot 1=7,92 \text{ кН/м};$

$$M_{\text{монт.}} = \frac{7,92 \cdot 8^2}{8} = 63,36 \text{ кНм.}$$

Перевірка міцності сталеві балки на вигин на етапі монтажу.

$M = 222,08 \text{ МПа} < 340 \text{ МПа}$ - міцність сталі балки на монтажі забезпечено.

У таблиці 2.3 наведено постійні навантаження на сталеву балку, які враховуватимуться під час визначення сумарних зусиль у сталезалізобетонному перерізі.

Таблиця 2.4 - Постійні навантаження на сталеву балку

№ п/п	Вид навантаження	Нормативне значення, кПа	F	Розрахункове значення, кПа
1	Залізобетонна плита наведеною товщиною 171 мм	4,28	1,2	5,14
2	Незнімна опалубка (настил Н75-750-0,8)	0,11	1,05	0,12
3	Сталеві балки 25Б1	0,08	1,05	0,09
4	Додаткове навантаження від власної ваги бетону	0,32	1,1	0,35
Разом:		4,79		5,7

Рівномірно розподілені лінійні навантаження:

нормативне - $((4,28+0,11+0,32) \cdot 1,25+0,08) \cdot 1=5,97$ кН/м;

розрахункове - $((5,14+0,12+0,35) \cdot 1,25+0,09) \cdot 1=7,1$ кН/м;

$$M_1 = 7,1 \cdot \frac{8^2}{8} = 56,8 \text{ кНм.}$$

Таблиця 2.5 - Тимчасові навантаження на сталеву балку

№ п/п	Вид навантаження	Нормативне значення, кПа	F	Розрахункове значення, кПа
1	Навантаження від людей і обладнання	2	1,2	2,4
2	Вага перегородок	1	1,2	1,2
Разом:		3		3,6

Рівномірно розподілені лінійні навантаження:

нормативне - $(2+1) \cdot 1=3$

розрахункове - $(2,4+1,2) \cdot 1=3,6$ кН/м.

Згинальний момент у сталевій балці від розрахункових тимчасових навантажень:

$$M_2 = 3,6 \cdot \frac{8^2}{8} = 28,8 \text{ кНм.}$$

Геометричні характеристики перерізу сталезалізобетонної балки.
Відношення прольоту балки до кроку балок:

$$\frac{L}{B} = \frac{8000 \text{ мм}}{1000 \text{ мм}} = 8 > 4B = 4 \cdot 1000 = 4000 \text{ мм.}$$

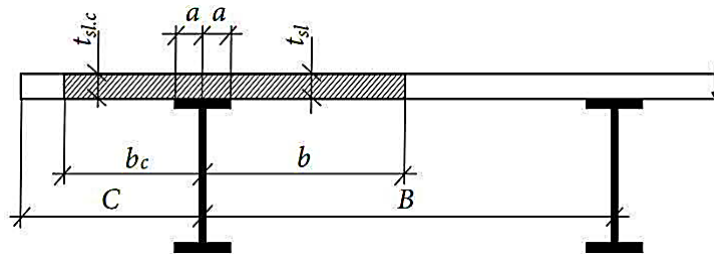


Рисунок 2.29 - Схема для визначення розрахункового значення звису плити

Відповідно до [8], розрахункове значення звису плити визначаємо за такими умовами:

$$B/2 = 500 \text{ мм.}$$

Таким чином, розрахункове значення звису плити приймаємо 500 мм, ширина плити, що враховується в розрахунку, складе $b_{sl} = 2 \cdot 500 \text{ мм} = 1000 \text{ мм}$.

Модуль деформації бетону з урахуванням повзучості бетону визначаємо за [15]:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}. \quad (2.3)$$

Для бетону С25/30: $E_b = 32500 \text{ МПа}$, коефіцієнт повзучості за відносної вологості навколишнього середовища 40-75% $\varphi_{b,cr} = 2,3$:

$$E_{b,\tau} = \frac{32500}{1 + 2,3} = 9850 \text{ МПа.}$$

Геометричні характеристики сталезалізобетонного перерізу визначаємо, приводячи бетон до сталі коефіцієнтом α_b :

$$\alpha_b = \frac{E_{st}}{E_{b,\tau}} = \frac{206000}{9850} = 20,9.$$

Площа перерізу плити, що враховується в розрахунку:

$$A_b = t_{sl} \cdot b_{sl} = 125 \cdot 1000 = 125000 \text{ мм}^2.$$

Площа перерізу плити, приведена до сталі:

$$A_{b,red} = \frac{A_b}{\alpha_b} = \frac{125000}{20,9} = 5981 \text{ мм}^2.$$

Площа перерізу сталеві балки $A_s = 3268 \text{ мм}^2$.

Площа сталезалізобетонного перерізу

$$A_{red} = A_{b,red} + A_s = 5981 + 3268 = 9249 \text{ мм}^2.$$

Для визначення центру тяжіння сталезалізобетонного перерізу знаходимо статичний момент інерції наведеного перерізу відносно нижньої грані сталеві балки.

Відстані від нижньої грані сталеві балки:

до центру ваги плити 385,5 мм;

до центру ваги сталеві балки 124 мм.

Статичний момент сталезалізобетонного перерізу:

$$S_{red} = S_{b,red} + S_{st} = 5981 \cdot 385,5 + 3268 \cdot 124 = 2305676 + 405232 = 2710908 \text{ мм}^3.$$

Відстань від нижньої грані сталеві балки до центру тяжіння сталезалізобетонного перерізу 293,1 мм.

Відстані від центру ваги сталезалізобетонного перерізу (див. рис. 2.30):

до центру ваги плити $Z_{b,red} = 385,5 - 293,1 = 92,4 \text{ мм}$;

до центру тяжіння сталеві балки $Z_{st,red} = 293,1 - 124 = 169,1 \text{ мм}$.

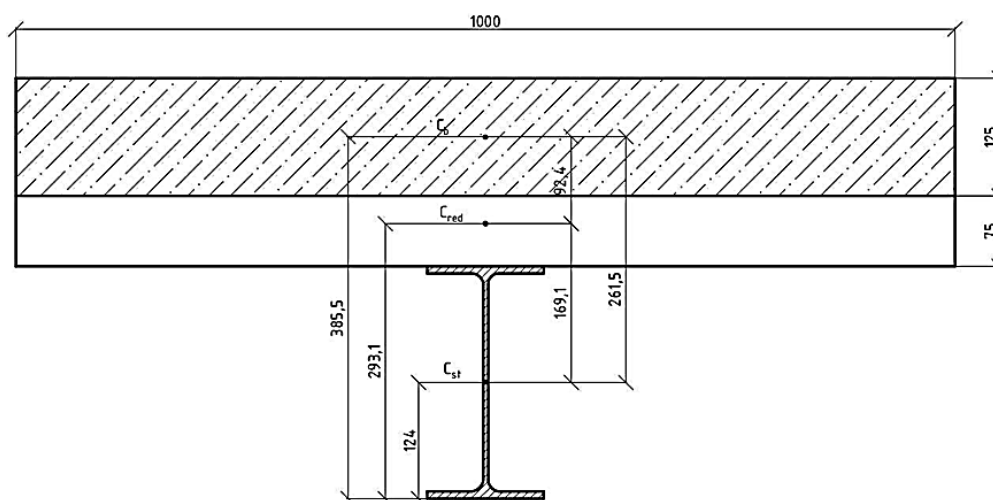


Рисунок 2.30 - Перетин сталезалізобетонної балки

Відстань від центру ваги плити до центру ваги сталевий балки:

$$Z_{b,st} = \frac{248}{2} + 75 + \frac{125}{2} = 261,5 \text{ мм.}$$

Момент інерції сталевий балки $J_{st} = 35371100 \text{ мм}^4$.

Момент інерції сталезалізобетонного перерізу відносно центру ваги сталезалізобетонного перерізу:

$$\begin{aligned} J_{red} &= \frac{\frac{b_{sl}}{\alpha_b} \cdot t_{sl}^3}{12} + A_{b,red} \cdot Z_{b,red}^2 + J_{st} + A_{st} \cdot Z_{st,red}^2 = \\ &= \frac{1000}{20,9} \cdot 125^3 \\ &= \frac{125^3}{12} + 5981 \cdot 92,4^2 + 35371100 + 3268 \cdot 169,1^2 = \\ &= 7787580 + 51064343 + 35371100 + 93447840 = 187670863 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Момент опору сталезалізобетонного перерізу, обчислений для центру ваги залізобетонної плити:

$$W_{b,red} = \frac{J_{red}}{Z_{b,red}} = \frac{187670863}{92,4} = 2031070 \text{ мм}^3.$$

Як уже визначено, згинальний момент першої стадії роботи (навантаження сприймає сталева частина конструкції) $M_1 = 56,8 \text{ кНм}$; згинальний момент другої стадії роботи (навантаження сприймає сталезалізобетонна конструкція) $M_2 = 28,8 \text{ кНм}$.

Повний згинальний момент $M = M_1 + M_2 = 56,8 + 28,8 = 85,6 \text{ кНм}$.

Напруження в плиті сталезалізобетонної балки:

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_2}{\alpha_b \cdot W_{b,red}} - \sigma_{bi} = \frac{28,8 \cdot 10^6}{20,9 \cdot 2031070} - 0 = 0,68 \text{ МПа} < \gamma_{bi} R_b = \\ &= 17 \text{ МПа} \end{aligned}$$

де σ_{bi} - врівноважені в сталезалізобетонному перерізі напруження від повзучості, усадки бетону і змін температури (у цьому прикладі напруження від усадки і температури прийнято рівними нулю, вплив повзучості враховано зниженням початкового модуля деформації бетону згідно з [15]);

γ_{bi} - коефіцієнт умов роботи бетону, який приймають згідно з [15].

Умова виконується, визначаємо напруження у верхньому і нижньому поясах сталевий перерізу згідно з [8].

Напруження у верхньому поясі сталевий перерізу:

$$\frac{M - Z_{b,st} N_{bs}}{W_{f2,st}} - \frac{N_{bs}}{A_{st}} = \frac{85,6 \cdot 10^6 - 261,5 \cdot 125000 \cdot 0,68}{774800} - \frac{125000 \cdot 0,68}{3268}$$

$$= 81,79 - 26,01 = 55,78 \text{ МПа} < \gamma_1 \gamma_c R_y = 1,2 \cdot 1 \cdot 340 = 408 \text{ МПа.}$$

де $N_{bs} = A_b - \sigma_b$; $W_{f2}, s_t = 774800 \text{ мм}^3$ - момент опору сталевому перерізу для верхнього і нижнього поясу;

γ_c - коефіцієнт умов роботи елементів сталевих конструкцій, який приймають згідно з [15];

Визначення вертикальних деформацій від постійних і тривалих навантажень.

Сумарний прогин балки:

$$f = f_1 + f_2 \quad (3.4)$$

f_1 - прогин сталевої балки від постійних навантажень; f_2 - прогин сталезалізобетонної балки від тимчасових тривалих навантажень.

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 \cdot L^4}{E_{st} \cdot J_{st}};$$

де $q_1 = 5,97 \text{ кН/м}$ - визначено під час збирання навантажень;

$L = 8000 \text{ мм}$ - проліт балки;

$E_{st} = 206000 \text{ МПа}$ - модуль пружності сталі;

$J_{st} = 35371100 \text{ мм}^4$ - момент інерції сталевої балки.

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,97 \cdot 8000^4}{206000 \cdot 35371100} = 29,7 \text{ мм.}$$

$$f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_2 \cdot L^4}{E_{st} \cdot J_{red}};$$

де $q_2 = (2 - 0,35 + 1) \cdot 1 = 1,7 \text{ кН/м}$ - визначено з урахуванням коефіцієнта тривалості 0,35 до навантаження від людей і устаткування згідно з [8];

$L = 8000 \text{ мм}$ - проліт балки;

$E_{st} = 206000 \text{ МПа}$ - модуль пружності сталі;

$J_{red} = 187670863 \text{ мм}^4$ - момент інерції сталезалізобетонного перерізу, визначено під час обчислення геометричних характеристик сталезалізобетонного перерізу.

$$f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,7 \cdot 8000^4}{206000 \cdot 187670863} = 1,79 \text{ мм.}$$

$$f = f_1 + f_2 = 29,7 + 1,79 = 31,49 \text{ мм} < [f] = 217 = 37 \text{ мм}.$$

Розрахунковий прогин перевищує гранично допустимий. Жорсткість забезпечена.

2.6 Розрахунок вузла сполучення головної балки з колоною

Необхідна площа опорного ребра визначається за формулою

$$A_{\text{оп}} = \frac{R_A}{R_p} = \frac{130,46}{478} = 272,9 \text{ мм}^2,$$

де R_A - опорна реакція балки, кН;

R_p - розрахунковий опір зминанню торцевої поверхні, Н/мм².

Прийmemo товщину ребра $t_{\text{оп}} = 10 \text{ мм}$ і визначимо необхідну ширину за формулою

$$b_{\text{оп}} = \frac{A_{\text{оп}}}{t_{\text{оп}}} = \frac{272,9}{10} = 28 \text{ мм}.$$

Приймаємо $b_{\text{оп}} = 120 \text{ мм} > 27 \text{ мм}$.

Частину ребра, що виступає нижче поясу, приймаємо $1,5 \cdot t_{\text{оп}} = 1,5 \cdot 10 = 15 \text{ мм}$.

Товщина опорного столика визначається за формулою

$t_{\text{зт}} = t_1 + t_{\text{оп}} + 10 = 10 + 10 + 10 = 30 \text{ мм}$, де t_1 - товщина прокладки, мм;
 $t_{\text{оп}}$ - товщина ребра, мм;

10 мм - відстань, що враховує нерівномірність установки під час монтажу.

Ширина опорного столика визначається за формулою

$$b = b_{\text{оп}} + 40 = 120 + 40 = 160 \text{ мм}.$$

Довжину опорного столика визначають з умови розміщення зварних швів, що прикріплюють його до полиці колони. Кожен із двох швів на бічних гранях столика розраховується на 2/3 опорної реакції балки, чим враховується можлива непаралельність торців балки і столика.

Довжина столика при $K_f = 6 \text{ мм}$ визначається за формулою

$$l_{\text{tw}} = \frac{2/3 \cdot R_A}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wf}} + 10 = \frac{2/3 \cdot 125,38 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 6 \cdot 215 \cdot 1 \cdot 1} + 10 = 91 \text{ мм},$$

де R_A - опорна реакція балки, кН;

β_f - коефіцієнт для розрахунку кутового шва за металом шва; R_{wf} - розрахунковий опір кутового шва зрізу по металу шва; γ_{wf} - коефіцієнт надійності.

Приймаємо розміри столика 160x100x30 мм зі сталі С345.

Кріплення опорного ребра до полиці колони виконуємо на 4-х болтах нормальної точності (клас точності В) діаметром 18 мм (М18). Діаметр отворів під болти 20 мм.

Вузол сполучення головної балки з колоною показано на рисунку 2.31.

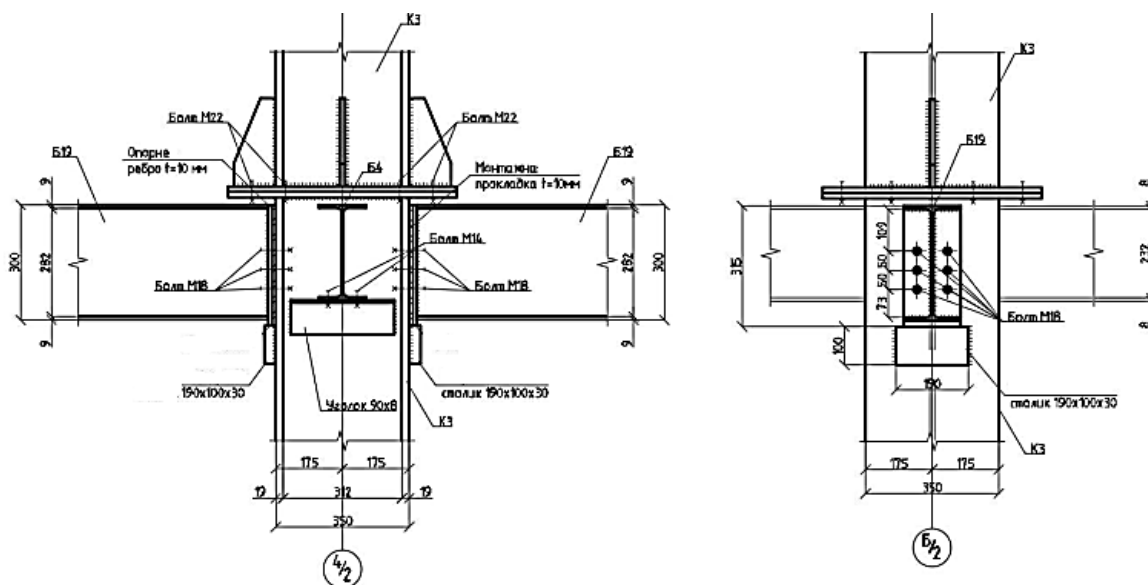


Рисунок 2.31 - Вузол сполучення головної балки з колоною

2.7 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва

2.7.1 Загальні відомості, оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва

За відносну позначку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній позначці 139,3 м. Ґрунтові води на позначці - 3,0 м. Інженерно-геологічний розріз наведено на рисунку 2.32.

Фізико-механічні властивості ґрунтів подано в таблиці 2.5.

Необхідно розробити два варіанти плитно-пального фундаменту: на забивних і буронабивних палях. Зробити техніко-економічне порівняння варіантів.

Таблиця 2.6 - Фізико-механічні властивості ґрунтів

№	Найменування ґрунту	h, м	W, до.	e, до.	Щільність, т/м ³			γ , кН/ м ³	γ_{sb} , кН/м ³
					ρ	ρ_s	ρ_d		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Насипний ґрунт	0,6	-	-	-	-	-	-	-
2	Пісок середньої крупності, середньої щільності залягання, середнього ступеня водонасичення	2,3	0,12	0,58	1,88	2,66	1,68	18,8	10,48
3	Пісок дрібний, середньої щільності залягання, середнього ступеня водонасичення	1	0,2	0,68	1,9	2,66	1,58	19,0	9,88
4	Пісок дрібний, середньої щільності залягання, водонасичений	6	0,26	0,68	1,99	2,66	1,58	19,88	9,86
5	Пісок крупний, середньої щільності залягання, водонасичений	7,5	0,24	0,63	2,02	2,66	1,63	20,18	10,18

2.7.2 Глибина закладення фундаменту

Глибина закладення підосви фундаменту залежить від конструктивного рішення підземної частини будівлі та глибини промерзання.

Нормативна глибина сезонного промерзання за [11, 12] для пісків середньої крупності в м. Рівне 1,25 м. Розрахункова глибина промерзання визначається за формулою

$$d_f = k_n \cdot d_{fn} \quad (2.1)$$

де d_{fn} - нормативна глибина промерзання пісків середньої крупності для м. Рівне;

k_n - коефіцієнт впливу теплового режиму споруди. Для підвалів або технічних підпіллів за розрахункової середньодобової температури повітря в приміщенні 20 і більше приймається рівним 0,4.

$$d_f = k_n \cdot d_{fn} = 0,4 \cdot 2,5 = 1 \text{ м.}$$

Відмітка чистої підлоги підвалу становить -3,400 м, висота фундаментної плити прийнята рівною 1,5 м. Відмітка підосви фундаменту під ядро жорсткості розташовується на позначці -4,900 м. За позначку голови палі приймаємо -4,600, що на 300 мм вище за підосвву ростверку.

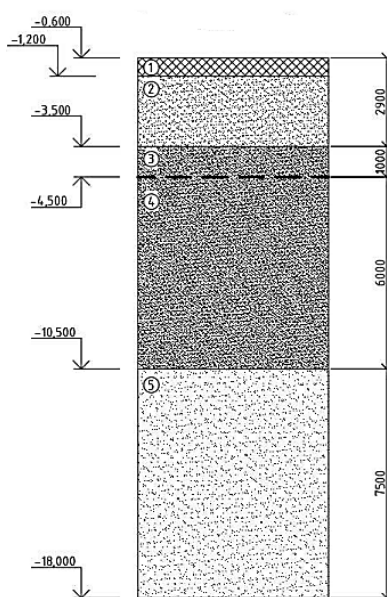


Рисунок 2.32 - Інженерно-геологічний розріз

2.7.3 Проектування фундаменту на забивних палях Визначення несучої здатності забивної палі

Як несучий шар приймаємо пісок крупний. Заглиблення паль у пісок великий має бути не менше ніж 1 метр, тому приймаємо довжину паль 7 метрів, з квадратним суцільним перетином 300х300 мм, тоді маркування палі буде С70.30-4. Відмітка нижнього кінця палі дорівнює -11,600

Несучу здатність забивної палі С70.30 по ґрунту основи d_c , кН, визначають за формулою

$$F_d = \gamma_c \cdot \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum_i^h \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right), \quad (2.2)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

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

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

i_h - товщина i -го шару ґрунту біля бічної поверхні палі, м;

A - площа поперечного перерізу нижнього кінця палі, м²;

u - периметр палі, м;

γ_{cR} , γ_{cf} - коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні, що враховують спосіб занурення, а також складових паль забиванням без лідерних свердловин і підмиву.

Розрахунок несучої здатності висячої палі ведеться за формулою (2.2).

Приймаємо: $\gamma_c = 1$; $R = 7855$ кПа; $\gamma_{cR} = 1$; $\gamma_{cf} = 1$; $A = 0,09$ м²;

$u = 1,2$ м; $\sum f_i \cdot h_i = 317,36$ кН/м. Підставимо у формулу (2.2), отримаємо:

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 7855 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot 317,36) = 1087,78 \text{ кН.}$$

Для визначення числа паль у фундаменті необхідно призначити допустиме навантаження на одну палю. Орієнтовні його значення дорівнюють d_f / γ_k , де γ_k - коефіцієнт надійності, що приймається рівним 1,4. Таким чином, допустиме

навантаження на одну палю становить 776,98 кН.

У низці випадків розрахунок завищує несучу здатність палі. Також можуть знизити несучу здатність дефекти, отримані під час занурення палі (недобування до проєктних відміток, руйнування матеріалу тощо). Тому за великих значень допустимих навантажень, отриманих розрахунком, їх обмежують, приймаючи значення не більш як 600 кН для палі, заглиблених нижнім кінцем у піщані ґрунти, згідно з [12].

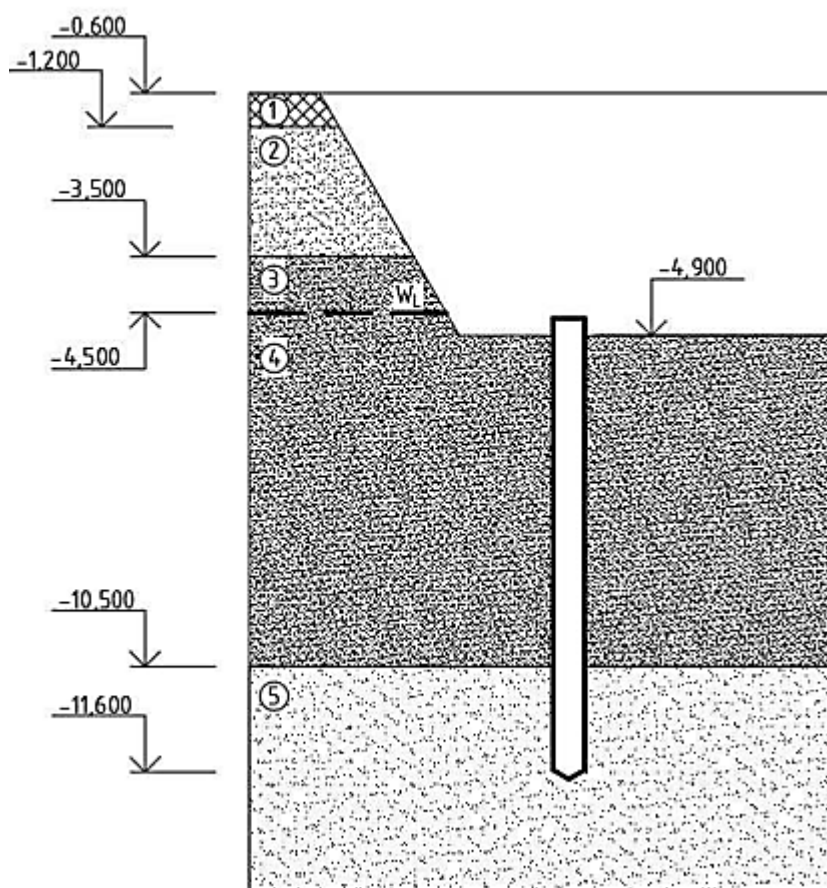


Рисунок 2.33 - Визначення несучої здатності палі

2.7.4 Визначення кількості палі у ростверку

Число палі в фундаменті встановлюється виходячи з умови максимального використання їхньої несучої здатності за формулою:

$$n = N_{max} / \left(\frac{F_d}{\gamma_k} - \bar{A} \cdot d_p \cdot \gamma_{mt} \right), \quad (2.3)$$

де $N_{\max}$ - максимальна сума розрахункових вертикальних навантажень, що діють на обрізі ростверку, кН;

$\bar{A}$ - площа ростверку, що припадає на одну палю, м^2 ;

c_{mt} - середня питома вага ростверку і ґрунту на його обрізах, кН/м^3 ;

d_p - глибина закладення ростверку, м.

Приймаємо: $F_d / \gamma_k = 600 \text{ кН}$, $N_{\max} = 1243748,68 \text{ кН}$, $\bar{A} = 0,09 \text{ м}^2$,

$\gamma_{\text{mt}} = 20 \text{ кН/м}^3$, $d_p = 4,90 \text{ м}$.

$$n = \frac{1243748,68}{600 - 0,9 \cdot 4,9 \cdot 20} = 2431 \text{ шт.}$$

Відстань між осями сусідніх паль має бути не менше $3d$, приймаємо 1100 мм, звиси фундаментної плити за зовнішні грані паль становлять 150 мм. Ростверк у плані має трикутну форму, площа $3157,33 \text{ м}^2$. Загальна кількість паль з урахуванням їх розташування 2576 шт.

Сполучення ростверку з палями - жорстке, закладення голови палі в монолітний ростверк на глибину 300 мм, арматура замонолічується в ростверк на 250 мм (20 А400). Клас бетону ростверку за міцністю на стиск С25/30. Армування фундаментної плити здійснювати сітками зі стрижнів арматури А400

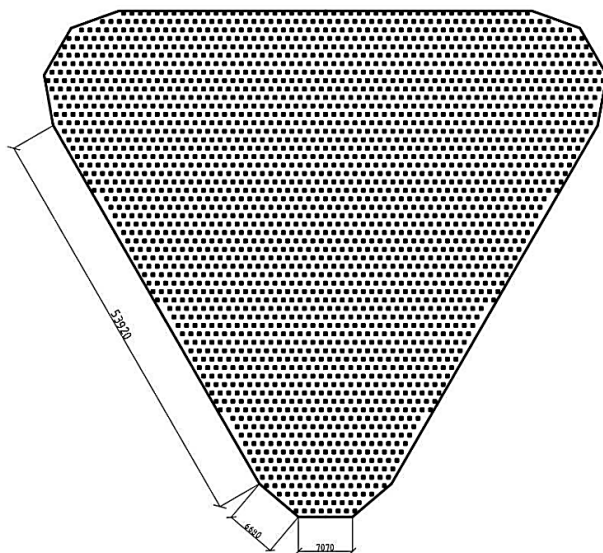


Рисунок 2.34 - Схема розташування забивних паль

2.7.5 Розрахунок пальового фундаменту за несучою здатністю ґрунту основи

Розрахунок пальового фундаменту виконують за 1-ою групою граничних станів. При цьому має задовольнятися умова

$$N_{\pi} \leq F_d / \gamma_k \quad (2.4)$$

де N_{π} - найбільше розрахункове навантаження, що передається на палю, кН;

F_d / γ_k - те саме, що й у формулі (2.3), кН.

$$N_{\pi} = N / n, \quad (2.5)$$

де N , - розрахункове зусилля в несприятливих поєднаннях і комбінаціях, за якого розрахункове зусилля в палі найбільше, кН;

n - число паль у фундаменті.

$$N_{\pi} = 1243748,68 / 2576 = 482,82 \text{ кН.}$$

482,82 кН < 600 кН, отже, умова виконується.

2.7.6 Вибір палейного обладнання. Призначення розрахункової відмови

Визначена несуча здатність палі має бути підтверджена під час забивання досягненням палею розрахункової відмови S_a , яку встановлюють за формулою:

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d \cdot (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (2.6)$$

де E_d - розрахункова енергія удару штангового дизель-молота С-330А, кДж;

A - площа поперечного перерізу палі, м²;

η - коефіцієнт, кН/м²;

F_d - несуча здатність палі, визначена за формулою (2.2), кН.

m_1 - повна маса молота, т;

m_2 - маса палі, т;

m_3 - маса наголовника, т;

Приймаємо: $E_d = 22$ кДж, $A = 0,09$ м², $\eta = 1500$ кН/м²,

$F_d = 600 \cdot 1,4 = 840$ кН, $m_1 = 4500$ кг, $m_2 = 2700$ кг, $m_3 = 200$ кг.

Підставимо у формулу (2.6), отримаємо:

$$S_a = \frac{22 \cdot 1500 \cdot 0,09}{840 \cdot (840 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{4500 + 0,2 \cdot (2700 + 200)}{4500 + 2700 + 200} = 0,0034 \text{ м.}$$

Розрахункова відмова перебуває в оптимальних межах, палейбійне обладнання - штанговий дизель-молот С-330А.

2.7.7 Розрахунок плити ростверку на продавлювання колоною

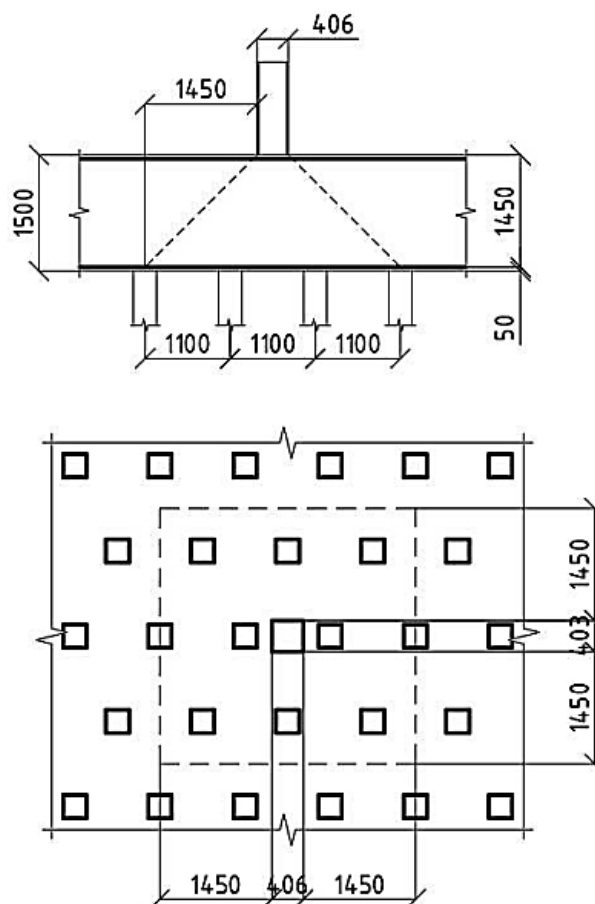


Рисунок 2.35 - Схема утворення піраміди продавлювання

Під час цього розрахунку враховують, що піраміда продавлювання починається від дна склянки з гранями, що становлять кут 45° з вертикаллю або торкаються внутрішніх граней паль.

Розрахунок ведуть за формулою

$$F \leq 2R_{bt}h_{op} \cdot \left(\frac{h_{op}}{C_1}(b_c + C_2) + \frac{h_{op}}{C_2}(l_c + C_1) \right), \quad (2.7)$$

де F - продавлювальна сила, що дорівнює подвоєній сумі зусиль у палях, розміщених з одного найбільш навантаженого боку від осі колони, що перебувають за межами нижньої основи піраміди продавлювання; зусилля в палях визначають від навантаження, прикладеного до обрізу ростверку;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону ростверку розтягуванню;

h_{op} - робоча висота плити;

C_1 і C_2 - відстані від грані колони відповідно з розмірами b_c і C_c до внутрішньої грані найближчого ряду паль, розташованих за межами піраміди продавлювання (не більш як h_{op} і не менш як $0,4h_{op}$).

Приймаємо: $R_{bt} = 1,31$ МПа, $h_{op} = 1,45$ м, $C_1 = 1,45$ м, $C_2 = 1,45$ м,

$b_c = 0,403$ м, $l_c = 0,406$ м, $F = 3190,44$ кН. Підставляємо у формулу (2.7), отримаємо:

$$F = 3190,44 \text{ кН} < 2 \cdot 1310 \cdot 1,45 \cdot \left(\frac{1,45}{1,45}(0,403 + 1,45) + \frac{1,45}{1,45}(0,406 + 1,45) \right) = 14090,49 \text{ кН.}$$

Умова виконується.

2.7.8 Визначення несучої здатності буронабивної палі

Відмітка підосви фундаменту розташовується на позначці -4,900 м. За позначку голови палі приймаємо -4,850 м, паля заходить у ростверк на 50 мм.

Як несучий шар приймаємо пісок крупний. Приймаємо буронабивні палі суцільного перерізу без розширення, бетоновані в свердловинах методом обсадної

труби. Довжина палі 13 метрів, перетин діаметром 400 мм. Відмітка нижнього кінця палі дорівнює -17,850 м.

Несучу здатність буронабивної палі по ґрунту основи F_d , кН, визначають за формулою

$$F_d = \gamma_c \cdot \left(\gamma_{R,R} \cdot R \cdot A + u \sum_i^n \gamma_{R,f} \cdot f_i \cdot h_i \right), \quad (2.8)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

$\gamma_{R,R}$ - коефіцієнт надійності за опором ґрунту під нижнім кінцем палі;

$\gamma_{R,f}$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, що залежить від способу утворення свердловини та умов бетонування;

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

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

h_i - товщина i -го шару ґрунту біля бічної поверхні палі, м;

A - площа поперечного перерізу нижнього кінця палі, м²;

u - периметр палі, м.

Розрахунок несучої здатності висячої палі ведеться за формулою (2.8).

Приймаємо: $\gamma_c = 1$; $R = 4363,32$ кПа; $\gamma_{R,R} = 1$; $\gamma_{cf} = 1$;

$A = \pi R^2 = 0,126$ м²; $u = 1,26$ м; $\sum f_i \cdot h_i = 764,95$ кН/м. Підставимо у формулу (2.8), отримаємо:

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 4363,32 \cdot 0,126 + 1,26 \cdot 1 \cdot 764,95) = 1310,64 \text{ кН.}$$

Для визначення числа палі у фундаменті необхідно призначити допустиме навантаження на одну палю. Орієнтовні його значення дорівнюють f_d / γ_k , де γ_k - коефіцієнт надійності, що приймається рівним 1,4. Таким чином, допустиме навантаження на одну палю становить 936,17 кН.

2.7.9 Визначення кількості паль у ростверку

Число паль у фундаменті встановлюється виходячи з умови максимального використання їхньої несучої здатності за формулою (2.3)

Приймаємо: $F / \gamma_{dk} = 936,27 \text{ кН}$, $N_{\max} = 1243748,68 \text{ кН}$, $\bar{A} = 1,0 \text{ м}^2$,

$\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$, $d_p = 4,90 \text{ м}$. $1243748,68$

$$n = 936,27 - 1 \cdot 4,9 \cdot 20 = 1484 \text{ шт.}$$

Відстань у світлі між сусідніми палями має бути не менше 1 м, приймаємо 1 м, звиси фундаментної плити за зовнішні грані паль становлять 150 мм. Ростверк у плані має трикутну форму, площа 3157,33 м². Загальна кількість паль з урахуванням їх розташування 1589 шт.

Сполучення ростверку з палями - жорстке, закладення голови палі в монолітний ростверк на глибину 50 мм, арматура замонолічується в ростверк на 350 мм (20 А400).

Клас бетону ростверку за міцністю на стиск С25/30. Армування фундаментної плити здійснювати сітками зі стрижнів арматури А400.

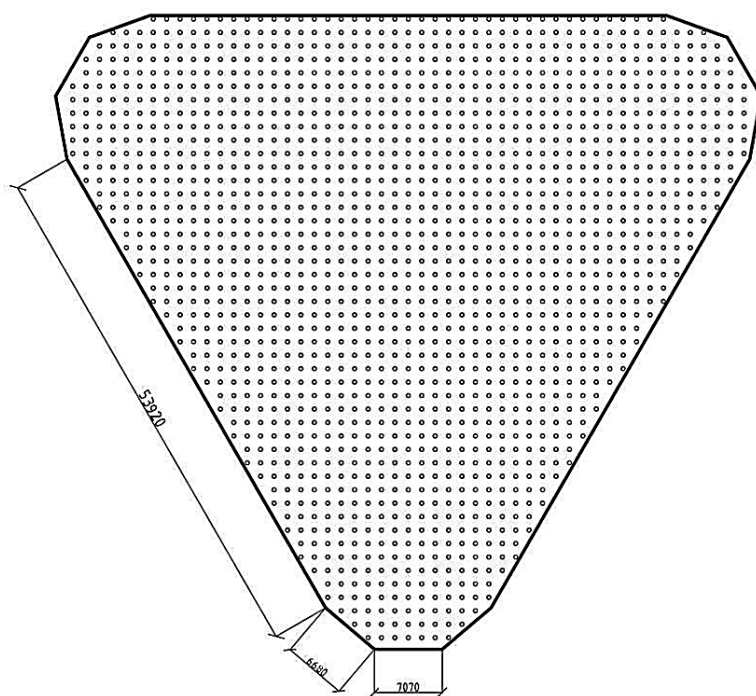


Рисунок 2.36 - Схема розташування буронабивних паль

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

На цьому етапі кваліфікаційної роботи необхідно порівняти варіанти виконання сталезалізобетонних перекриттів і вибрати оптимальний з економічних та конструктивних міркувань для нашого об'єкта.

Сталезалізобетонні перекриття застосовуються у висотних будівлях. Вони поєднують несучі та огорожувальні функції, мають невелику будівельну висоту, що дає змогу зменшити загальну висоту будівлі.

Сталезалізобетонна плита являє собою конструкцію, в якій монолітний залізобетон і профільований настил працюють спільно. На стадії виготовлення плити - профільовані листи виконують функцію незнімної опалубки, а на стадії експлуатації працюють, як зовнішня робоча арматура з робочим армуванням плити.

Першим варіантом розглянемо сталезалізобетонне перекриття, в якому сталеві елементи працюють спільно із залізобетоном. Спільна робота профілів з бетоном під час роботи плити на вигин має забезпечуватися завдяки наявності виштамповок (рифів) на стінках гофрів, а спільна робота з балками забезпечується анкерами у вигляді стрижневих упорів (стад-болтів), які приварюються до балок і заходять у бетон перекриття.

Другим варіантом розглянемо сталезалізобетонне перекриття, в якому профільовані листи прикрічуються до балок самонарізними гвинтами і виконують роль незнімної опалубки для бетону перекриття. У цьому разі плита і балки не працюють спільно.

Загальну схему розташування балок представлено на рисунку 3.1

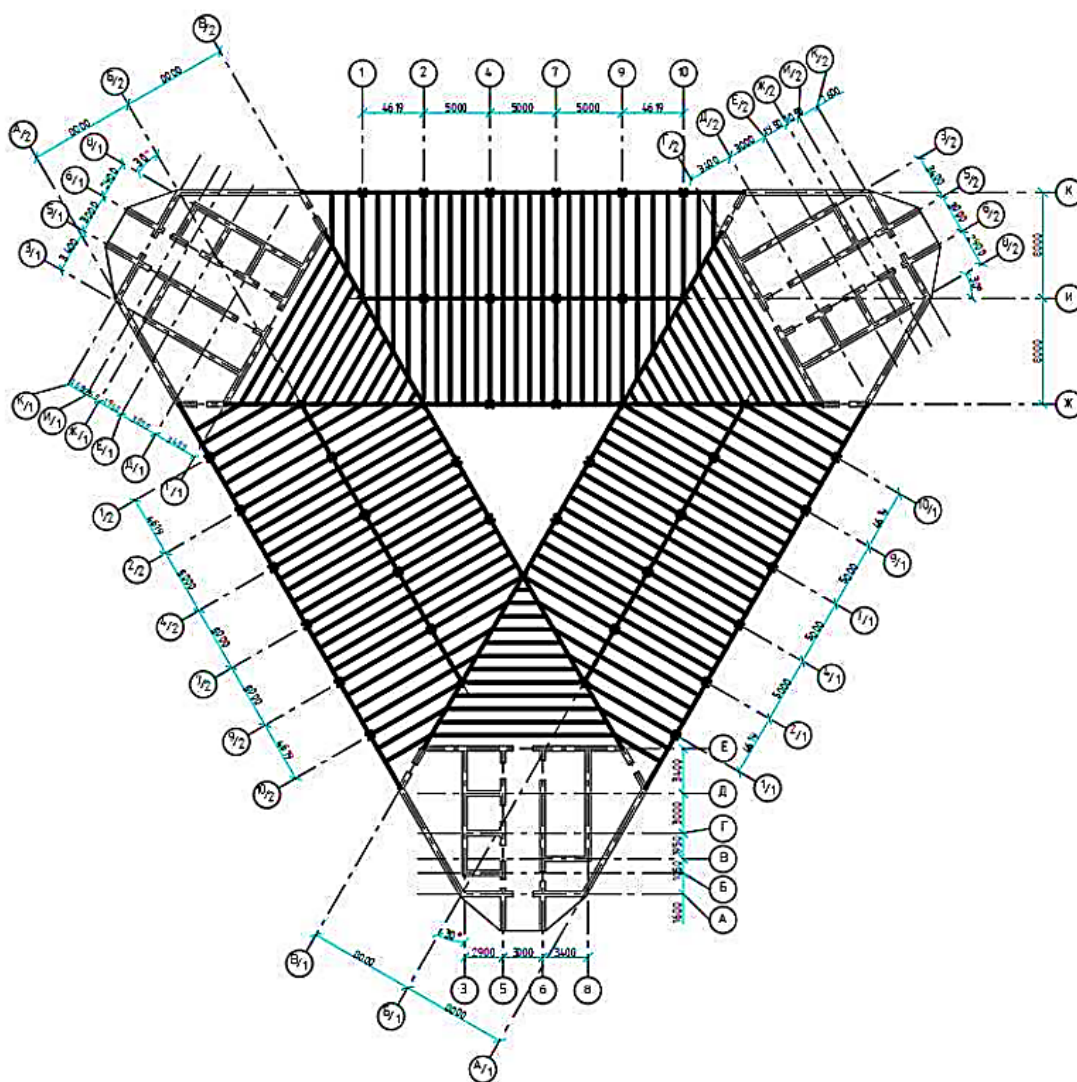


Рисунок 3.1 - Загальна схема розташування балок

3.1 Варіант 1

Для спільної роботи сталезалізобетонного перекриття використовується профільований настил Н75-750-0.8 за [29] з додатковими ребрами жорсткості і виштамповками на гребені гофри, що забезпечує краще зчеплення бетону перекриття з профільованим листом. Стрижневі упори (стад-болти) використовуються діаметром 13 мм, довжиною 130 мм і діаметром головки 25 мм. Стрижневі упори влаштовуються з поперечним кроком 188 мм у кожну гофру. Конструкцію перекриття представлено на рисунку 3.2.

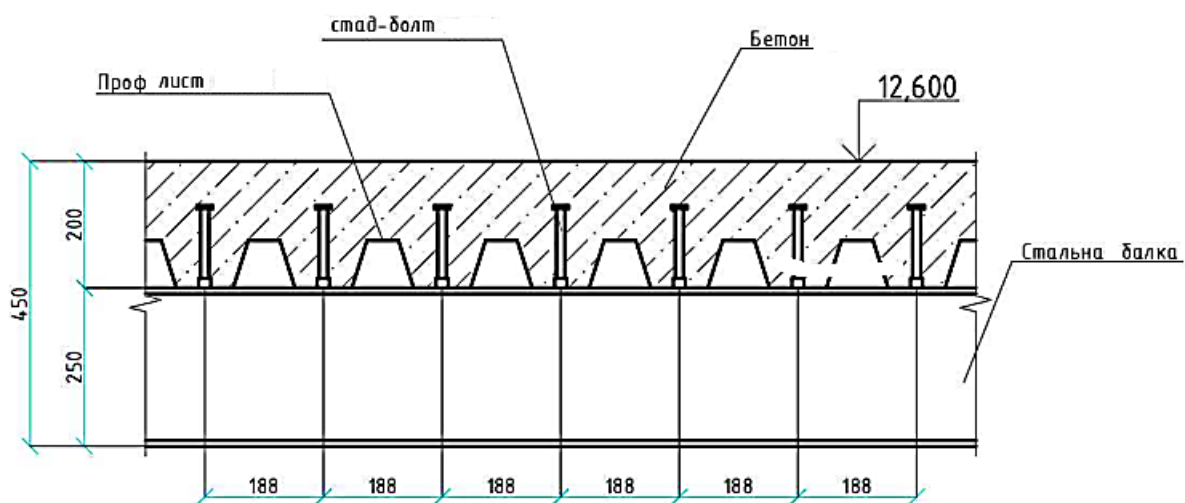


Рисунок 3.2 - Конструкція сталезалізобетонного перекриття
(варіант 1)

3.2 Варіант 2

Як незнімна опалубка використовується профільований настил Н75-750-0.8 мм. Для кріплення його до балок використовуються самонарізні гвинти 5,5x25 мм. У кожен гофр закручується по 4 гвинти. Конструкцію перекриття представлено на рисунку 3.3.

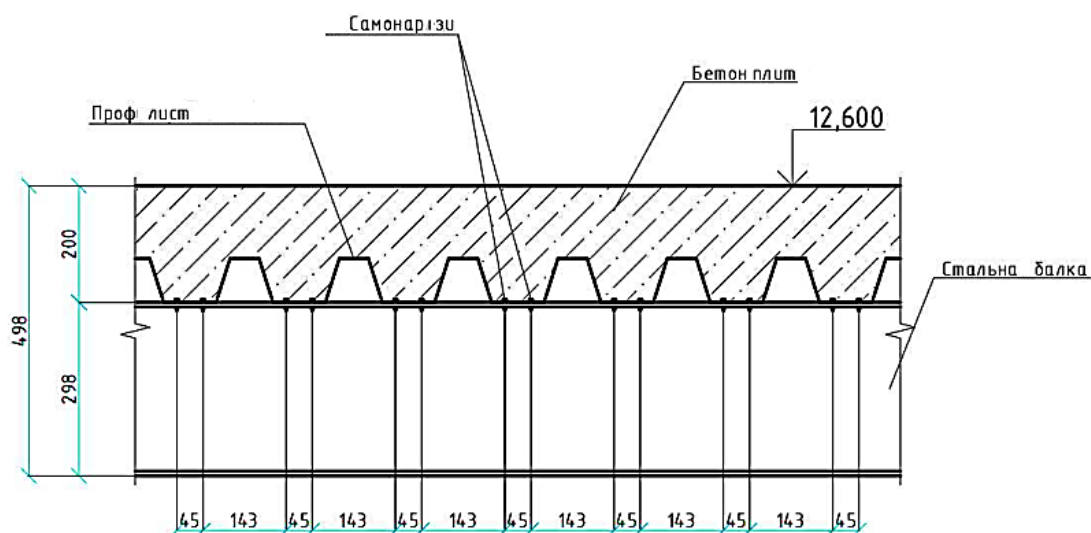


Рисунок 3.3 - Конструкція сталезалізобетонного перекриття
(варіант 2)

3.3 Порівняльний аналіз варіантів

По-перше, порівняємо прогини конструкцій перекриття в першому і в другому варіанті.

Використовуючи ПК SCAD, створимо обидва варіанти виконання перекриття, прикладаємо всі навантаження і запускаємо розрахунок. Ізополя переміщень для першого варіанта наведено на рисунку 3.4, для другого варіанту - на рисунку 3.5.

	мм	мм	
☒	0	6,89	34779
☒	6,89	13,79	64292
☒	13,79	20,68	9257
☒	20,68	27,58	9256
☒	27,58	34,47	9321
☒	34,47	41,37	9560
☒	41,37	48,26	9450
☒	48,26	55,15	9147
☒	55,15	62,05	8866
☒	62,05	68,94	8051
☒	68,94	75,84	7314
☒	75,84	82,73	5460
☒	82,73	89,62	3864
☒	89,62	96,52	2805
☒	96,52	103,41	1297
☒	103,41	110,31	279

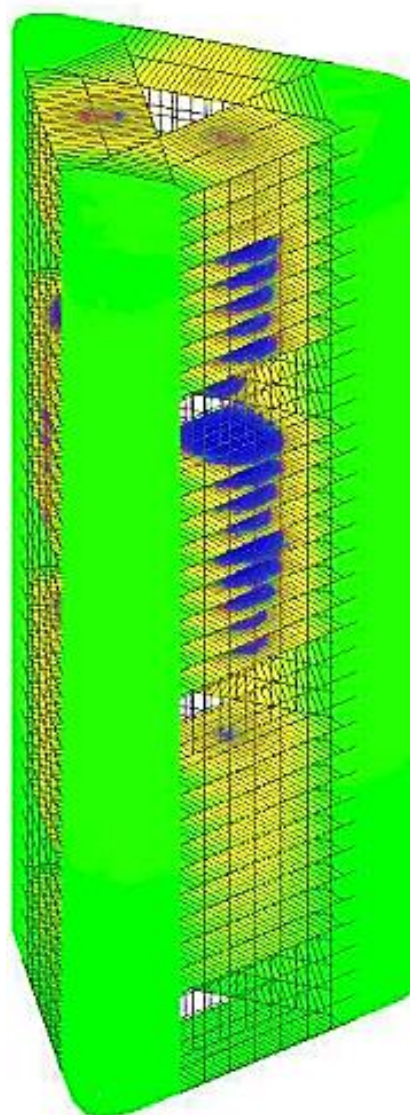


Рисунок 3.4 - Ізополя переміщень (варіант 1)

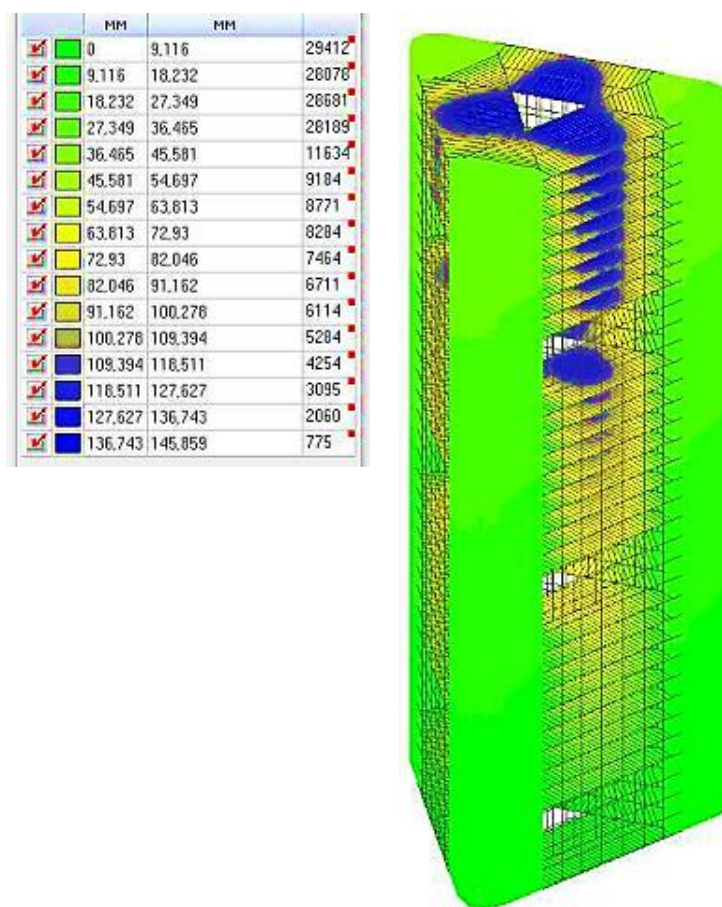


Рисунок 3.5 - Ізополя переміщень (варіант 2)

З отриманих результатів видно, що максимальні прогини конструкцій у першому варіанті менші, ніж у другому майже на 25%.

По-друге, порівняємо вартість матеріалів у першому і в другому варіанті.

Дані для порівняння наведено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Порівняння вартості матеріалів

№	Найменування елемента	Кількість	Вартість за од., грн.	Загальна вартість, грн.
Варіант 1				
1	Профільований настил Н75-750-0,8 оцинкований, з виштапункою	2020,2 п.м.	1264	2553532,8
2	Стрижневий упор (стад-болт) 13х130	7246 шт.	104	753584
3	Сталеві балки	43,9 т	100000	4390000
Разом:				7697116,8

Продовження таблиці 3.1

Варіант 2				
1	Профільований настил Н75-750-0,8 оцинкований	2020,2 п.м.	991	2002018
2	Гвинти самонарізні 5,9x19	28984 шт.	2	57968
3	Сталеві балки	72,56 т	100000	7259000
Разом:				9318986

Порівняння кількості матеріалів показує, що для влаштування перекриття за першим варіантом потрібно на 18,3% менше матеріалів порівняно з другим варіантом.

З огляду на все вищесказане можна зробити висновок про те, що використання сталезалізобетонного перекриття, яке спільно працює зі сталевими балками, буде економічно виправданим, доцільним та ефективним у межах виконання цієї кваліфікаційної роботи.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику

Забезпечення безпечних умов праці на будівельному майданчику є одним із ключових завдань під час реалізації проєкту. Для цього необхідно дотримуватися низки заходів, що відповідають нормам законодавства України.

Основні законодавчі та нормативні акти:

- Кодекс законів про працю України (КЗпП) – регламентує основні положення щодо організації праці та охорони праці.
- Закон України "Про охорону праці" – встановлює правові основи реалізації права працівників на безпечні та здорові умови праці.
- ДСТУ EN ISO 45001:2019 – Системи управління охороною здоров'я та безпекою праці.
- ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві" – основний документ, що регламентує вимоги до охорони праці на будівельних майданчиках.
- Правила безпеки праці у будівництві (НПАОП 45.2-7.02-12).

Відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 під час зведення будівельних об'єктів повинні бути вжиті заходи для запобігання впливу на працівників та населення, яке перебуває на прилеглої до будівельного об'єкта території, небезпечних і шкідливих виробничих факторів.

Організація виконання будівельно-монтажних робіт повинні відповідати вимогам:

- законодавства України про охорону праці;
- природоохоронного законодавства;
- нормативно-правових актів, що містять вимоги з охорони праці;
- державних стандартів системи стандартів безпеки праці (ССБП);
- державних будівельних норм (ДБН);

- правил безпечного зведення та безпечної експлуатації будинків і споруд;
- галузевих правил і типових інструкцій з охорони праці, що затверджені у визначеному порядку;
- гігієнічних нормативів, санітарних правил і норм, затверджених Міністерством охорони здоров'я України.

Будівельні майданчики, робочі ділянки, робочі місця повинні бути забезпечені необхідними засобами колективного та індивідуального захисту, первинними засобами пожежогашіння, а також засобами зв'язку та сигналізації.

Згідно зі ст. 8 Закону «Про охорону праці» на роботах із шкідливими і небезпечними умовами праці, а також роботах, пов'язаних із забрудненням, несприятливими метеорологічними умовами, працівникам видаються безплатно (за кошти роботодавця) спеціальний одяг, спеціальне взуття та інші засоби індивідуального захисту відповідно до НПАОП 0.00-4.01, НПАОП 45.2-3.01.

Відповідальність за дотримання вимог безпеки під час експлуатації машин, електро- та пневмоінструменту, а також технологічного оснащення покладається:

- за технічний стан машин, інструменту, технологічного оснащення включно із засобами захисту – на організацію (особу), на балансі (у власності) якої вони знаходяться, а у разі їх передачі у тимчасове користування (оренду) – на організацію (особу), визначену договором;
- за безпечне виконання робіт – на організації, які виконують роботи.

Перед початком виконання робіт у місцях, де діють або можуть виникати небезпечні виробничі фактори, не пов'язані з характером виконуваної роботи, відповідальний виконавець робіт повинен видати наряд-допуск на виконання робіт підвищеної небезпеки.

Наряд-допуск видається на строк, необхідний для виконання запланованого обсягу робіт. У разі виникнення в процесі виконання робіт небезпечних або шкідливих виробничих факторів, не передбачених нарядом-допуском, роботи необхідно припинити, наряд-допуск анулювати і поновити роботи тільки після видачі нового наряду-допуску.

У разі залучення до трудового процесу жінок необхідно дотримуватись граничних норм підймання і переміщення важких речей жінками (наказ МОЗ України від 10.12.1993 № 241) і Переліку важких робіт із шкідливими і небезпечними умовами праці, на яких забороняється застосування праці жінок (наказ МОЗ України від 29.12.1993 № 256).

У разі залучення до трудового процесу підлітків необхідно дотримуватись граничних норм підймання і переміщення важких речей неповнолітніми (наказ МОЗ України від 22.03.1996 № 59) і вимог Переліку важких робіт із шкідливими і небезпечними умовами праці, на яких забороняється застосування праці неповнолітніх (наказ МОЗ України від 31.03.1994 №46). Допуск на будівельний майданчик сторонніх осіб або працівників, що не зайняті на роботах на даній території, а також осіб, що перебувають у стані алкогольного, токсичного або наркотичного сп'яніння – забороняється. Особи, що перебувають на території будівельного майданчика, у виробничих приміщеннях, на робочих місцях і ділянках робіт, зобов'язані виконувати правила внутрішнього трудового розпорядку даної організації. Відповідальними за виконання цих вимог є керівники робіт (майстри, виконроби).

4.1.2 Розроблені заходи з охорони праці

Склад і зміст рішень з безпеки праці визначено відповідно до [22-32]. Основними небезпечними виробничими факторами під час виконання робіт є:

- робота будівельних машин і механізмів;
 - робота з електроінструментом;
 - роботи з транспортування та складування будівельних вантажів;
- небезпека виникнення пожежі;
- шкідливі санітарно-гігієнічні чинники (недостатня освітленість, хімічно активні або отруйні речовини).

В організації має бути організовано проведення перевірок, контролю та оцінки стану охорони та умов безпеки праці, що включають такі рівні та форми

проведення контролю:

- постійний контроль працівниками справності обладнання, пристроїв, інструменту, перевірка наявності та цілісності огорожень,
- захисного заземлення та інших засобів захисту до початку робіт і в процесі роботи на робочих місцях згідно з інструкціями з охорони праці;
- періодичний оперативний контроль, який проводять керівники робіт і підрозділів згідно з їхніми посадовими обов'язками;
- вибіркового контролю стану умов та охорони праці в підрозділах, що проводиться службою охорони праці згідно із затвердженими планами.

Роботодавці зобов'язані перед допуском працівників до роботи, а надалі періодично в установлені строки і в установленому порядку проводити навчання і перевірку знань правил охорони і безпеки праці з урахуванням їх посадових інструкцій або інструкцій з охорони праці. При виявленні порушень норм і правил охорони праці працівники повинні вживати заходів до їх усунення власними силами, а в разі неможливості цього припинити роботи та інформувати посадову особу. У разі виникнення загрози безпеці та здоров'ю працівників відповідальні особи зобов'язані припинити роботи та вжити заходи щодо усунення небезпеки, а за необхідності забезпечувати евакуацію людей у безпечне місце.

Під час проєктування об'єктного будівельного генерального плану враховуються такі основні заходи та вимоги:

- позначені небезпечні зони;
- встановлено безпечні шляхи для пішоходів і автомобільного транспорту; тимчасові та адміністративно-господарські будівлі розміщені поза зоною дії монтажного крана;
- передбачено освітлення будівельного майданчика, проходів і робочих місць;
- позначено місця розміщення пожежних постів, обладнаних інвентарем для пожежогасіння.

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 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті

Оцінка обстановки – порядок визначення ступеню ураженості об'єкта чи території, можливих об'ємів завданих збитків та вплив вторинних факторів на проведення рятувальних та інших невідкладних робіт (РіНР) в осередку ураження від надзвичайних ситуацій (НС).

Вони залежать від конкретних умов виникнення або загрози виникнення надзвичайних ситуацій мирного чи воєнного часу [27].

По часу оцінка обстановки може бути - завчасна, планова, термінова.

В мирний час відповідно до Закону України «Про страховий фонд документації» на всій території України проведений моніторинг наявності потенційно небезпечних об'єктів чи явищ, що можуть призвести до виникнення надзвичайних ситуацій. Оцінку обстановки можна попередньо проводити по карті місцевості району, де існує загроза або виникла надзвичайна ситуація.

На підставі цих досліджень розроблені плани дій під час загрози або виникнення НС. В яких ґрунтовно описані можливі наслідки тої чи іншої надзвичайної ситуації та шляхи її подолання - зменшення жертв, пошкоджень, руйнувань та інше.

Оцінка обстановки визначає:

- характер і об'єм руйнувань і пошкоджень, нанесені збитки і втрати;
- види аварійно-рятувальних робіт та можливий їх об'єм;
- радіаційну, хімічну, інженерну, пожежну та інші обстановки та їх вплив на виконання завдань;
- найбільш доцільні напрямки висування в введення сил ЦО в вогнище чи на територію ураження;
- місце розташування, стан і забезпеченість сил ЦО та їх можливості по виконанню завдань;
- вплив вторинних факторів ураження, погоди, пори року і доби, характер місцевості.

За результатами аналізу оцінки обстановки приймається рішення про ведення РіНР в осередках ураження чи на територія, яка потерпіла від НС.

Рішення на виконання завдань по локалізації та ліквідації наслідків НС включає:

- на що направлення основні зусилля сил та засобів;
- порядок ведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередку ураження чи події;
- організація зв'язку та управління підчас ведення РіНР;
- порядок взаємодії сил і засобів залучених на проведення робіт;
- час проведення РіНР.

Форми і методи оцінки обстановки при загрозі або виникненні надзвичайних ситуацій залежать в першу чергу від виду надзвичайної ситуації.

На місце загрози або виникнення НС терміново виїжджає мобільно-оперативна група у складі: спеціалістів з різних галузей.

Метою роботи цієї групи на місці НС є:

- обстеження місця виникнення НС, характеру, об'ємів та пошкоджень НС;
- надання при необхідності першої медичної допомоги потерпілим;
- визначення попередніх обсягів втрат (площі території, яка постраждала);
- готує пропозиції щодо першочергових заходів та обсягів робіт по локалізації та ліквідації (мінімізації) наслідків НС.
- координує дії служб на місці НС.

Під обстановкою розуміють сукупність наслідків НС, що впливають на нормальну життєдіяльність, виробництво продукції та дії сил при локалізації та ліквідації наслідків НС.

Аналіз пожежної небезпеки і захисту технологічних процесів виробництв здійснюється поетапно. Він містить у собі вивчення технологій виробництв, оцінку пожежонебезпечних властивостей речовин, виявлення можливих причин виникнення і запобіганню пожеж.

Під пожежною обстановкою розуміють сукупність наслідків впливу вражаючих факторів НС, у результаті яких виникають пожежі, які впливають на життєдіяльність людей.

Для оцінки пожежної обстановки необхідно провести такі заходи:

- визначити вид, масштаб і характер пожежі;
- провести аналіз впливу пожежі на стійкість окремих елементів і об'єкту в цілому, а також на життєдіяльність населення;
- вибрати найбільш доцільні дії пожежних підрозділів та формувань ЦО з локалізації і гасіння пожежі, евакуації при необхідності людей і матеріальних цінностей із зони пожежі.

Основна причина виникнення пожеж – необережне поводження з вогнем, порушення правил пожежної безпеки. Крім того, вони можуть виникнути в наслідок природних явищ (грозові розряди, землетруси, виверження вулканів, самозаймання торфу, підпал, вибух). Межа вогнестійкості, вимірювана в годинах, визначається здатністю несучих конструкцій протистояти вогню без обвалювань,

прогинів, тріщин, і отворів, через які проникають продукти горіння.

Вона становить для будинків:

- I ступеня вогнестійкості – понад 2 годин;
- II ступеня до 2 годин;
- III ступеня - 1,5 години;
- IV ступеня - 1 година.

За категоріями вибухонебезпечності будинки поділяють на п'ять категорій:

Категорії А і Б – вибухопожежонебезпечні, В, Г, Д – пожежонебезпечні.

Пожежа характеризується видом, масштабом або щільністю, розвитком і швидкістю поширення, тепловою радіацією, тривалістю горіння, температурою горіння, зоною задимлення. Види пожеж: окремі, масові, суцільні, вогневий шторм, лісові, степові, торф'яні, тління, горіння в завалах. Розвиток і швидкість поширення пожеж визначається ступенем вогнестійкості будинку, відстанню між ними, щільністю забудови, метеоумовами і порою року. Розвиток пожеж незалежно від їх розмірів і місця виникнення відбувається за однією загальною закономірністю і поділяється на три фази:

- I фаза – поширення полум'я від початкового горіння до охоплення великої частини горючих матеріалів. Ця фаза характеризується спочатку порівняно невеликою температурою і швидкістю поширення вогню, тому пожежа може бути ліквідована у перші 15-20 хвилин за короткий час обмеженими засобами. Тривалість фази до 2 годин в залежності від вогнестійкості будинків.;

- II фаза – стале горіння до моменту обвалення конструкцій, тривалість від 1 до 4 годин;

- III фаза – вигорання матеріалів завалених конструкцій при невеликих швидкостях горіння і теплової радіації, тривалість від 2 до 5 годин.

Залежно від масштабів пожеж застосовують то чи іншу тактику ведення боротьби з ним, та залучають відповідні сили і засоби. Це може бути окрема тема для вивчення. Отже, оцінка обстановки при виникненні надзвичайних ситуацій потребує значних об'ємів знань умінь і навичок, досвіду проведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередках ураження.

ВИСНОВКИ

У розділі 1. «Архітектурні рішення» обґрунтовані зовнішній і внутрішній вигляд об'єкта, просторово-планувальні рішення та відповідність вимогам енергетичної ефективності. Застосування світлопрозорих конструкцій і сучасних оздоблювальних матеріалів дозволило створити естетичний та функціональний простір. Рішення відповідають сучасним нормативам, забезпечуючи зручність, безпеку й енергоефективність.

У розділі 2 проведено детальний розрахунок навантажень і дослідження сталезалізобетонного перекриття. Використання методу скінчених елементів у програмному забезпеченні SCAD дозволило оцінити міцність і деформативність конструкцій, забезпечуючи їх надійність і довговічність. Конструктивні рішення фундаментів враховують інженерно-геологічні умови ділянки.

У розділі 3 дослідження поведінки сталезалізобетонного перекриття показало, що використання цього матеріалу є ефективним для зменшення прогинів і підвищення несучої здатності конструкцій. Порівняння варіантів дозволило обрати оптимальне рішення для проекту.

У розділі 4 «Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях» розроблені заходи з охорони праці, що забезпечують безпечні умови для працівників на будівельному майданчику. Враховано законодавчу базу щодо безпеки в надзвичайних ситуаціях, що підвищує стійкість об'єкта до потенційних ризиків.

Проект багатофункціональної офісної будівлі відповідає сучасним вимогам архітектурного та конструктивного проектування. Використання сталезалізобетонних перекриттів сприяє підвищенню надійності та зниженню матеріаломісткості будівлі. Розроблені рішення дозволяють досягти високої енергоефективності, функціональності та естетичності об'єкта.

Отримані результати можуть бути використані для проектування інших громадських будівель, що сприятиме сталому розвитку будівельної галузі.

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. 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.
3. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення [Чинний від 01.10.2012]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 133 с.
4. 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.
5. 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.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 23 с.
7. 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.
8. 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.
9. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 Конструкції будинків і споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови [Чинний від 01.08.2009]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 16 с.
10. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва.
11. ДБН В.2.2-9-2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення
12. 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.

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

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

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

16. Гудь М. І. Оцінювання довговічності тонкостінних циліндричних оболонок при транспортуванні літаком : дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 01.02.04 / Михайло Іванович Гудь. — Тернопіль : ТНТУ, 2021. — 127 с.

17. 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. Яснія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій“* (2022): 246-247.

18. 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.

19. Hud, Mykhailo, Roman Grytseliak, and Olga Meshcheryakova. "Stress-strain state of reinforced concrete stiffening diaphragm in the presence of cross-reinforcement." *Procedia Structural Integrity* 59 (2024): 697-701.

20. Hud, Mykhailo, Viktoriia Ihnatieva, and Denys Baran. "Influence of mass distribution on natural vibrations of a reinforced concrete building frame." *Procedia Structural Integrity* 59 (2024): 692-696.

21. Ткаченко, М. І.; Васюрина, Д. Д.; Крамар, Галина Михайлівна. Моделювання роботи просторових будівельних конструкцій. *Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 2023, 71-71.

22. Конончук, Олександр Петрович, І. Б. Хома, and А. С. Чайковський.

"Дослідження деформацій і зусиль в елементах каркасу будівлі від різного роду зовнішніх навантажень." *Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“* (2022): 9-10.

23. 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.

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

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

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

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

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

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

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

31. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с

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

33. 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.

34. Каспрук В.Б. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.