

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 офіс-центру в Харкові з дослідженням деформативності
міжповерхового перекриття

Виконав: студент 6 курсу, групи МБм-61
спеціальності

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Данилевич Ю.Ю.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Мельник Л.М.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В. П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Кошалко С.А.

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2024

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 Данилевичу Юрію Юрійовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект офіс-центру в Харкові з дослідженням деформативності міжповерхового перекриття

Керівник роботи Мельник Лілія Миколаївна д.е.н., доц.

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 12 » 11 2024 року № 4/7-1091

2. Термін подання студентом завершеної роботи

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

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

Архітектурно будівельний розділ, розрахунково-конструктивний розділ, науково дослідний розділ, охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

Плани поверхів. Фасади, розрізи. Конструктивні рішення, вузли, деталі та специфікації до них.

6. Консультанти розділів роботи

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

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Данилевич Ю. Ю.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Мельник Л. М.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ	8
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	8
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-планувальних та архітектурно-планувальних рішень, зокрема в частині дотримання граничних параметрів дозволеного об'єкта капітального будівництва.....	9
1.3 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень у частині забезпечення відповідності будівель, споруд та споруд установленим вимогам енергетичної ефективності	10
1.4 Перелік заходів щодо забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності до архітектурних рішень, які впливають на енергетичну ефективність будівель, споруд і споруд.....	11
1.5 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва	12
1.6 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення.....	13
1.7 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей.....	13
1.8 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщення від шуму, вібрації та іншого впливу.....	13
1.9 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів (для об'єктів не виробничого призначення)	14
РОЗДІЛ 2 КОНСТРУКТИВНІ ТА ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ	15
2.1 Відомості про кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва.....	15
2.2 Загальні положення	15

2.3 Розрахункова схема будівлі. Збір навантажень	16
2.3.1 Вітрове навантаження	18
2.4 Результати розрахунку.....	20
2.5 Конструювання основних несучих елементів будівлі	22
2.5.1 Армування монолітних стін.....	25
2.5.2 Армування монолітних колон	26
2.5.3 Розрахунок стиків поздовжніх стрижнів колони.....	31
РОЗДІЛ 3 ОПИС КОНСТРУКТИВНИХ І ТЕХНІЧНИХ РІШЕНЬ ПІДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ ОБ'ЄКТА КАПІТАЛЬНОГО БУДІВНИЦТВА	34
3.1 Загальні відомості, оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва	34
3.2 Проектування пальового фундаменту з плитним ростверком (забивна паля-стійка)	37
3.2.1 Визначення несучої здатності забивної палі-стійки	37
3.2.2 Визначення числа паль	38
3.2.3 Підбір палебійного обладнання та розрахунок відмови	39
3.3 Проектування пальового фундаменту з плитним ростверком (буронабивна паля-стійка).....	40
3.3.1 Визначення несучої здатності буронабивної палі-стійки.....	40
3.3.2 Визначення числа паль	41
3.4 Техніко-економічне порівняння варіантів	42
3.5 Розрахунок армування монолітного ростверку	42
3.6 Результати з розрахунку армування	44
3.7 Розрахунок на продавлювання ростверка колоною	48
РОЗДІЛ 4 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	50
4.1 Короткий опис проекрованої будівлі	50
4.2 Варіант№ 1. Монолітне залізобетонне перекриття по монолітних балках.....	51
4.3 Варіант№ 2. Монолітна безбалочна плита	52
4.4 Порівняння варіантів	53

РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	54
5.1 Охорона праці.....	54
5.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику	54
5.1.2 Перелік заходів і проєктних рішень щодо визначення технічних засобів і методів роботи, які забезпечують виконання нормативних вимог охорони праці.....	55
5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	56
5.2.1 Законодавча база України.....	56
5.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті.....	57
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	61
БІБЛІОГРАФІЯ	62

ВСТУП

Архітектурне проектування офісних центрів є однією з ключових задач сучасного містобудування. Офісні центри відіграють важливу роль у формуванні економічного, соціального та естетичного обличчя міста, забезпечуючи комфортні умови для роботи, зустрічей та бізнес-спілкування. Проектування таких будівель вимагає врахування великої кількості чинників, зокрема функціональності, енергоефективності, естетики, а також забезпечення міцності та стійкості конструкцій.

У контексті міста Харкова, яке є великим адміністративним, науковим і промисловим центром України, проектування офісних центрів набуває особливого значення.

Особливу увагу в проектуванні офісних центрів слід приділяти міжповерховим перекриттям, які відіграють важливу роль у забезпеченні загальної стійкості та надійності будівлі. Деформативність перекриттів безпосередньо впливає на функціональність та довговічність конструкції. Тому дослідження деформативності міжповерхових перекриттів є важливим етапом у розробці проєкту.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи зумовлена потребою у створенні сучасних і функціональних офісних центрів, які відповідають вимогам енергоефективності, надійності та комфортності. Врахування деформативних властивостей конструкцій є критичним для забезпечення безпеки будівель, особливо у регіонах із підвищеною сейсмічною активністю, таких як Харків. Крім того, вдосконалення конструктивних рішень у проектуванні перекриттів сприятиме економії матеріальних ресурсів, зменшенню експлуатаційних витрат та підвищенню загальної екологічності будівництва.

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

Метою кваліфікаційної роботи є розробка проєкту офіс-центру в Харкові з дослідженням деформативності міжповерхового покриття.

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

- розробити основні архітектурно-будівельні та конструктивні рішення офіс-центру;
- розрахувати основні параметри несучих конструкцій офіс-центру відповідно до діючих навантажень;
- дослідити деформативність та трудомісткість конструкцій покриття громадської будівлі;
- розробити основні рекомендації з охорони праці та цивільного захисту населення.

Об'єктом дослідження міжповерхові конструкції покриття громадської висотної будівлі.

Предметом дослідження є зниження матеріалоємності залізобетонних конструкцій покриття висотної будівлі.

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

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому що проведено аналіз існуючих систем міжповерхових залізобетонних покриттів з метою виявлення найбільш ефективних за техніко-економічними показниками, а також адаптації цих рішень до умов забудови.

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

Апробація результатів кваліфікаційної роботи виконана на XIII Міжнародній науково-технічній 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: покриття, залізобетон, 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

Будівля бізнес-центру розташована в м. Харків на території міської зони. Будівля окремо розташована і являє собою 35-ти поверховий об'єм заввишки 108 м (від відмітки поверхні проїзду для пожежних машин до нижньої межі відкритого вікна в зовнішній стіні найвищого поверху) і розмірами в плані 50,1 x 46,6 м, в осях 1-23/А-Р. Будівля має підвальний і технічний поверхи. Усі основні приміщення розміщені в надземних поверхах.

Починаючи з 1-го поверху в бізнес-центрі розташовані офісні та службові приміщення, виставкові зали, конференц-зали.

Ступінь вогнестійкості будівлі - II згідно з [10].

Рівень відповідальності будівлі - підвищений згідно з [7, п.п. 10.1].

Зовнішнє оздоблення будівлі являє собою вітражне скління по всій висоті з двокамерним склопакетом. Двері - з алюмінієвих і ПВХ профілів, дерев'яні, сталеві.

Водостічні труби - з оцинкованої покрівельної сталі. Внутрішнє оздоблення приміщень:

а) стелі - ґрунтування, шпаклювання, фарбування; підвісна стеля "Армстронг", натяжна стеля;

б) стіни - ґрунтування, шпаклювання, фарбування; оздоблення керамічною плиткою (санвузли);

в) підлоги - керамічна та керамогранітна плитка, гомогенний лінолеум (офіси), килимове покриття, лінолеум (готель);

г) двері - з алюмінієвих і ПВХ профілів, дерев'яні, сталеві.

Будівля обладнана централізованим водопроводом, каналізацією, опаленням, електропостачанням, системами кондиціонування і вентиляції.

Територія навколо будівлі заасфальтована, по периметру виконано бетонне вимощення.

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

Прийняті архітектурно-планувальні рішення обумовлені:

- а) особливостями розташування на генеральному плані;
- б) функціональним призначенням;
- в) вимогами технічних регламентів, зокрема такими, що встановлюють вимоги щодо забезпечення безпечної експлуатації будівель і споруд;
- г) кліматичними особливостями району будівництва; Основними вимогами до будівлі є її функціональність, надійність, безпека, архітектурно-художня виразність. Граничні (мінімальні та (або) максимальні) розміри земельних ділянок і граничні параметри дозволеного будівництва включають у себе:
 - граничні (мінімальні та (або) максимальні) розміри земельних ділянок, у тому числі їхня площа;
 - мінімальні відступи від меж земельних ділянок з метою визначення місць допустимого розміщення будівлі, за межами яких заборонено будівництво будівлі;
 - граничну кількість поверхів або граничну висоту будівлі;
 - максимальний відсоток забудови в межах земельної ділянки, який визначається як відношення сумарної площі земельної ділянки, що може бути забудована, до всієї площі земельної ділянки.

Плановане розташування будівлі, її характеристики відповідають і не перевищують граничні розміри земельної ділянки та граничні параметри дозволеного будівництва.

Поруч із ділянкою розташовуються міська транспортна мережа (вулиця Миколаївський проспект) з асфальтобетонним покриттям, що забезпечує

безперешкодне постачання будівельних матеріалів і техніки на будмайданчик жилого будинку.

Проектовану будівлю планується будувати на муніципальній землі, на місці не експлуатованої промислової зони.

1.3 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень у частині забезпечення відповідності будівель, споруд та споруд установленим вимогам енергетичної ефективності

На енергетичну ефективність будівель, споруд і споруд впливають багато чинників. Це і загальнобудівельні рішення (об'ємно-планувальні, конструктивні), і рішення, які стосуються інженерних систем життєзабезпечення будівель (енергоощадне обладнання, принципові та технологічні схеми, режими експлуатації).

Конструктивні рішення: посилення теплозахисту оболонки будівлі, вибір матеріалу з меншою теплопровідністю, зниження повітропроникності (стикових з'єднань і швів, віконних і дверних блоків) тощо.

Об'ємно-планувальні рішення:

- а) раціональна орієнтація входів;
- б) влаштування тамбурів із повітряними завісами;
- в) зменшення питомої тепловіддавальної поверхні огороження.

До інженерних систем життєзабезпечення заведено відносити системи, що забезпечують необхідні для людини умови проживання в режимі відпочинку і роботи, тобто системи енерго-водо-повітропостачання, водовідведення (каналізації) і видалення відходів.

Централізоване тепlopостачання: впровадження приладового обліку теплової енергії, використання сучасних ізоляційних матеріалів на теплопровідних комунікаціях, зокрема пінополіуретанової ізоляції.

Системи вентиляції: застосування припливно-витяжної вентиляції з утилізацією витяжки.

Системи кондиціонування: пріоритетне використання систем нового покоління.

Системи водопостачання: забезпечення стабілізації та обмеження тиску води на вводах і перед водорозбірною арматурою, встановлення регуляторів тиску, водоощадної арматури та водолічильників.

1.4 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, включає:

- показники, що характеризують питому величину витрат енергетичних ресурсів у будівлі, будові та споруді;
- вимоги до архітектурних, функціонально-технологічних, конструктивних та інженерно-технічних рішень, що впливають на енергетичну ефективність будівель, споруд і споруд;
- вимоги до окремих елементів, конструкцій будівель, споруд і споруд та їхніх властивостей, до використовуваних у будівлях, будівлях і спорудах пристроїв і технологій, а також до технологій і матеріалів, які включають до проектної документації та застосовують під час будівництва будівель, споруд і споруд, які дають змогу унеможливити нераціональну витрату енергетичних ресурсів як у процесі будівництва будівель, споруд і споруд, так і в процесі їхньої експлуатації;
- інші встановлені вимоги енергетичної ефективності.

Проектом закладено енергоефективні рішення за видами огорожувальних конструкцій. Характеристики огорожувальних конструкцій і прийняті конструктивні рішення забезпечують відповідність розрахункових значень таких теплотехнічних характеристик необхідним значенням:

- опір теплопередачі огорожувальних будівельних конструкцій будівлі

або споруди;

- різниця температури на внутрішній поверхні огорожувальних будівельних конструкцій і температури повітря всередині будівлі або споруди під час опалювального періоду;
- теплостійкість огорожувальних будівельних конструкцій у теплий період року і приміщень будівлі або споруди в холодний період року;
- опір повітропроникненню огорожувальних будівельних конструкцій;
- опір паропроникненню огорожувальних будівельних конструкцій;
- теплозасвоєння поверхні підлог.

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

Будівля являє собою єдиний об'єм складної форми. Фасад будівлі вирішено за допомогою вітражного скління (стійко-ригельна система Alutech) по всій висоті з двокамерним склопакетом. Скло вітража в кольорі RAL - 5018 бірюзово-синій. Кольорова гама, елементи оздоблення та облицювання фасаду, деталі фасаду та вхідних груп відповідають загальному стилю будівлі. Композиційні прийоми при оформленні фасадів та інтер'єрів ґрунтуються на компоновальних рішеннях, що забезпечують раціональне використання будівлі відповідно до її функціонального призначення. Рішення фасадів лаконічно вписується в навколишню забудову і дає змогу створити виразну форму, яка однаково працює і в автомобільному, і в пішохідному ракурсах.

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

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

Оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначень описано у відомості оздоблення приміщень.

В інженерних і технічних приміщеннях підвалу виконати підлоги з цементно-піщаної стяжки зі знепилюванням. В офісній частині будівлі виконати покриття підлог із гомогенного лінолеуму, стелю виконати за типом "Армстронг".

У приміщеннях сходових кліток виконати ґрунтовку, шпаклювання і фарбування вогнестійкою фарбою стін і стель. У приміщеннях санвузлів, кімнатах прибирального інвентарю стіни і підлогу облицювати керамічною плиткою і зашити ГКЛВ ніші для стояків опалення, водопостачання та водовідведення. В апартаментах виконати влаштування натяжної стелі, ґрунтування, оштукатурювання та фарбування стін.

1.7 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей

Відповідно до вимог [3] орієнтація будівлі забезпечує нормативну безперервну інсоляцію всіх приміщень. Планування службових та офісних приміщень виконано з урахуванням норм природного освітлення. Без природного освітлення спроектовано приміщення з тимчасовим перебуванням людей, приміщення, що розміщені в підземному поверсі будівлі.

1.8 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщення від шуму, вібрації та іншого впливу

Для забезпечення необхідної звукоізоляції зовнішньої огорожі обрано вітражну систему з подвійним склопакетом, що забезпечує необхідні звукоізоляційні якості.

Основний склад приміщень та їхнє цільове призначення не потребують додаткової звукоізоляції. Посадка будівлі щодо проїжджої частини забезпечує оптимальні вібраційні навантаження від автомобільного транспорту. Проектом не передбачено будь-якого обладнання, що чинить підвищений шумовий і вібраційний вплив.

1.9 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів (для об'єктів невиробничого призначення)

Стелі: система підвісної стелі типу АРМСТРОНГ "Prelude" з негорючими панелями Dune Supreme microlook RH 99%, 15 мм, біла, викладка під кутом 90°. Фарбування стель: фарба матова в/д Tikkurila PROF EURO 7 EURO RAL 9003; фарба напівматова Tikkurila PROF EURO 20 EURO 20 RAL 9003.

Натяжна стеля: матова біла.

Стіни та перегородки: фарба вогнестійка Protect Decor RAL 9003; фарба в/д Tikkurila PROF EURO 7 RAL 9003; керамічна плитка Kerama Marazzi Калейдоскоп 5009 200x200 мм, затирка: Ceresit 04 сріблясто-сірий; хрестик: 2 мм; фарба Tikkurila PROF EURO 7 NCS S 2500-N.

Підлоги: килимове покриття Avelino 3331; гомогенний лінолеум Tarkett IQ Monolit Cmoni-928; лінолеум Tarkett; керамограніт Kerama Marazzi Дайсен SG610300R 600x600x10 мм; керамограніт Kerama Marazzi SG1537N 200x200x10 мм; затирка Ceresit 13 антрацит; хрестик: 2 мм.

РОЗДІЛ 2

КОНСТРУКТИВНІ ТА ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ

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

Клімат у м. Харків - різко-континентальний, з холодною зимою і помірно-теплим літом.

Характеристика району будівництва наведена в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 - Характеристика району будівництва

Район будівництва	Кліматичні параметри холодного періоду року	Значення параметрів
Харків	Температура повітря найбільш холодної доби забезпеченістю 0,92, °C	-29
	Температура повітря найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92, °C	-27
	Тривалість, діб, періоду зі середньодобовою температурою повітря < 8, діб	135
	Середня температура періоду із середньою добовою температурою повітря нижчою або рівною 8 °C, °C	-6,5
	Максимальна із середніх швидкостей вітру за румбами за січень, м/с	4,1
	Переважний напрямок вітру за грудень - лютий	ПдЗх
	Сніговий район	ІІІ
	Нормативне значення ваги снігового покриву S_g , кПа	1,5
	Вітровий район за тиском вітру	ІІІ
	Нормативне значення вітрового тиску w_0 , кПа	0,38
	Середня швидкість вітру за зимовий період	3

2.2 Загальні положення

Характеристики основних конструкцій будівлі наведено нижче:

а) зовнішні стіни підземного поверху - монолітні залізобетонні стіни товщиною $t = 400$ мм;

б) стіни ядра жорсткості - монолітні залізобетонні стіни товщиною $t = 300$ мм;

в) огорожа - вітражна стійко-ригельна система Alutech із суцільним світлопрозорим заповненням (ALT W62);

г) внутрішні стіни та перегородки підвалу - кладка цегляна з цегли пустотілої $t = 120$ мм;

д) перегородки надземної частини - кладка цегляна з цегли пустотілої $t = 120$ мм;

е) колони - монолітні залізобетонні перерізом $\varnothing 1000$ мм (0-8 поверх), $\varnothing 900$ мм (8-15 поверх); $\varnothing 800$ мм (15-22 поверх); $\varnothing 700$ мм (22-29 поверх), $\varnothing 600$ мм (29-36 поверх); 1000×1300 мм (0-8 поверх), 900×1200 мм (8-15 поверх); 800×1100 мм (15-22 поверх); $\varnothing 700 \times 1000$ мм (22-29 поверх), $\varnothing 600 \times 900$ мм (29-36 поверх);

х) перекриття - монолітні залізобетонні $t = 300$ мм;

з) покриття - монолітне залізобетонне $t = 300$ мм;

і) покрівля плоска з організованим внутрішнім водостоком, неексплуатована.

2.3 Розрахункова схема будівлі. Збір навантажень

Розрахункову схему будівлі в ПК SCAD представлено на рисунках 2.1 - 2.2.

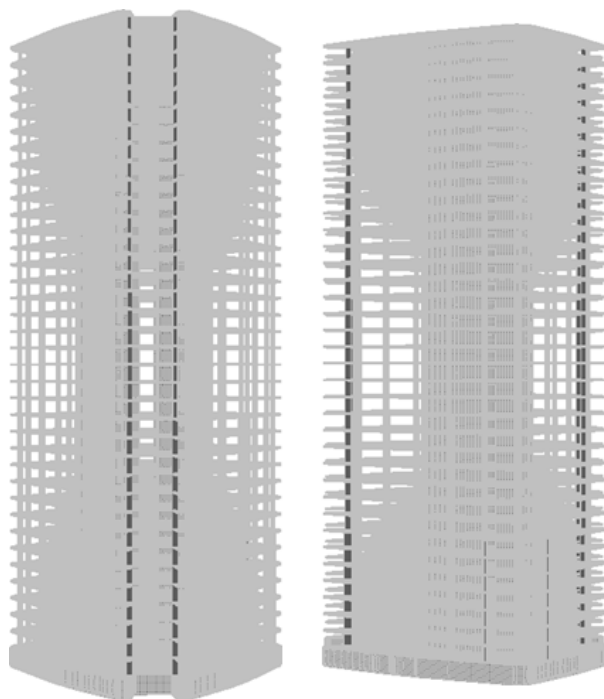


Рисунок 2.1 - Розрахункова схема будівлі в ПК SCAD

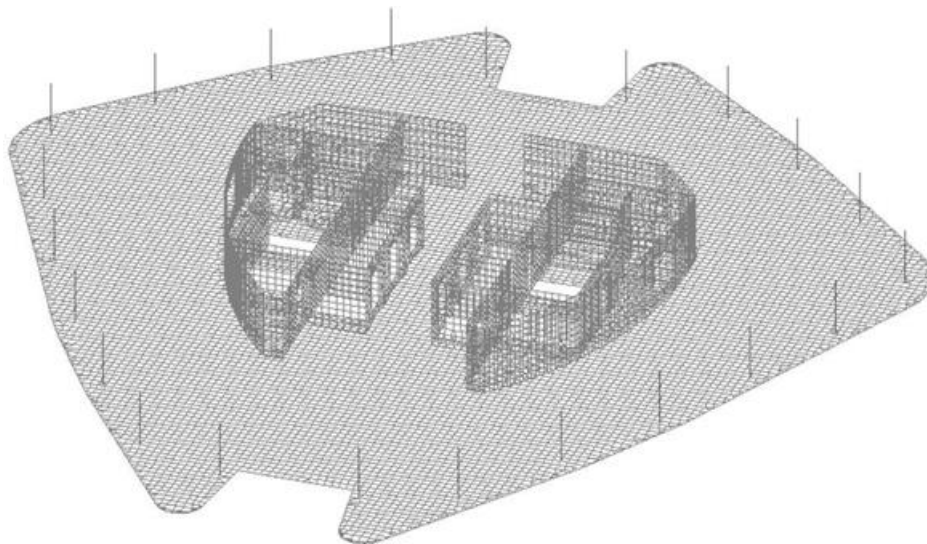


Рисунок 2.2 - Розрахункова схема типового поверху в програмному комплексі SCAD (вирізаний поверх)

Несучими елементами є колони, плити перекриття, ядро. У програмному забезпеченні несучі конструкції задаються поелементно.

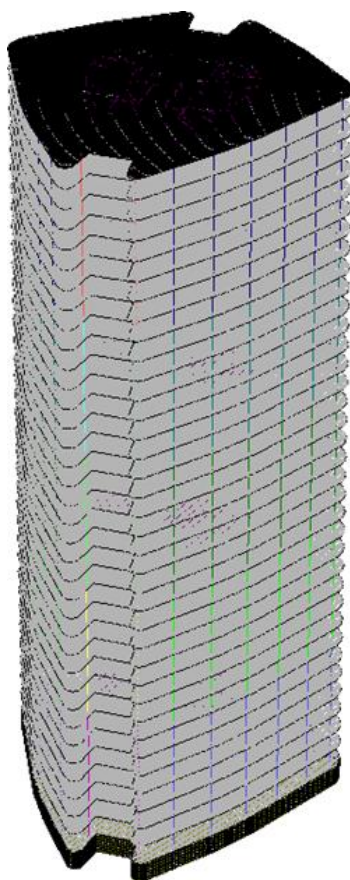


Рисунок 2.3 - Розрахункова схема будівлі в ПК SCAD

Таблиця 2.2 - Збір навантажень

№	Вид навантаження	Нормативне значення, т/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове значення, т/м ²
1	Власна вага	за SCAD	1,1	за SCAD
2	Конструкція підлоги (макс)	0,1958	1,25	0,2539
	Офіс:			
	1) Звукоізоляція підлоги $t = 5$ мм, $m = 0,0007$ т/м ²	0,0007	1,2	0,00084
	2) Стяжка цементно-піщана вирівнювальна М200 $t = 100$ мм, $\rho = 1,8$ т/м ³	0,18	1,3	0,234
	3) Клейовий розчин для укладання лінолеуму $t = 8$ мм, $\rho = 1,5$ т/м ³	0,012	1,3	0,0156
	4) Гомогенний лінолеум $t = 2$ мм, $m = 0,00295$ т/м ²	0,00295	1,2	0,00354
3	Конструкція покрівлі	1,335	1,233	1,719
	1) Техноеласт ЕКП $m = 0,00525$ т/м ²	0,00525	1,2	0,063
	2) ЕПВ = 0,0043 т/м ²	0,0043	1,2	0,00516
	3) Стяжка цементно-піщана М200 $t = 50$ мм, $\rho = 1,8$ т/м ³	0,09	1,3	0,117
	4) Ухилоутворювальний шар із керамзиту М250 $t = 50$ мм, $\rho = 0,25$ т/м ³	0,0125	1,3	0,01625
	5) Екструзійний пінополістирол, $t = 150$ мм, $\rho = 0,03$ т/м ³	0,0045	1,2	0,0054
	6) Бікроеласт ТПП, $t = 5$ мм, $m = 0,0025$ т/м ²	0,0025	1,2	0,003
4	Вага світлопрозорих огорожувальних конструкцій фасаду (зовнішня)	0,240	1,2	0,288
6	Вага перегородок на 1 м ² - 0,1 т	0,1	1,2	0,12
7	Тиск ґрунту на стіни підвалу (на найбільш навантаженій ділянці), т/м ²	2,67	1,15	3,08
8	Снігове навантаження (III сніговий район), т/м ²	0,15	1,4	0,21
9	Корисне навантаження: службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного персоналу організацій та установ; офіси; побутові приміщення.	0,2	1,2	0,24

2.3.1 Вітрове навантаження

Нормативне значення середньої складової основного вітрового навантаження залежно від еквівалентної висоти над поверхнею землі слід

визначати за формулою:

$$w_m = w_0 \cdot k_{z_e} \cdot c_{e1} \quad (2.1)$$

де w_0 – нормативне значення вітрового тиску;

$k(z_e)$ – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти; c_{e1} – аеродинамічний коефіцієнт.

Нормативне значення вітрового тиску приймається залежно від вітрового району [8]. Для міста Харків - це III вітровий район ($w_0=0,38$ кПа). Приймаємо тип місцевості - В. Пульсаційна складова вітрового навантаження враховується ПК SCAD.

Таблиця 2.3 - Розрахунок коефіцієнтів висоти

поверх	Висота z_e , м	$k(z_e)$	W_m кН/м ² кН/м ²			q_w кН/м		
			$c=0,8$	$c=-0,5$	$c=-0,8$	$c=0,8$	$c=-0,5$	$c=-0,8$
1	3	0,402	0,122	-0,076	-0,122	0,37	-0,23	-0,37
2	6	0,53	0,161	-0,101	-0,161	0,48	-0,3	-0,48
3	9	0,623	0,189	-0,118	-0,189	0,57	-0,35	-0,57
4	12	0,699	0,212	-0,133	-0,212	0,64	-0,4	-0,64
5	15	0,764	0,232	-0,145	-0,232	0,7	-0,44	-0,7
6	18	0,822	0,25	-0,156	-0,25	0,75	-0,47	-0,75
7	21	0,875	0,266	-0,166	-0,266	0,8	-0,5	-0,8
8	24	0,923	0,281	-0,175	-0,281	0,84	-0,53	-0,84
9	27	0,967	0,294	-0,184	-0,294	0,88	-0,55	-0,88
10	30	1,009	0,307	-0,192	-0,307	0,92	-0,58	-0,92
11	33	1,048	0,319	-0,199	-0,319	0,96	-0,6	-0,96
12	36	1,085	0,33	-0,206	-0,33	0,99	-0,62	-0,99
13	39	1,12	0,34	-0,213	-0,34	1,02	-0,64	-1,02
14	42	1,154	0,351	-0,219	-0,351	1,05	-0,66	-1,05
15	45	1,186	0,361	-0,225	-0,361	1,08	-0,68	-1,08
16	48	1,217	0,37	-0,231	-0,37	1,11	-0,69	-1,11
17	51	1,247	0,379	-0,237	-0,379	1,14	-0,71	-1,14
18	54	1,276	0,388	-0,242	-0,388	1,16	-0,73	-1,16
19	57	1,304	0,396	-0,248	-0,396	1,19	-0,74	-1,19
20	60	1,331	0,405	-0,253	-0,405	1,22	-0,76	-1,22
21	63	1,357	0,413	-0,258	-0,413	1,24	-0,77	-1,24
22	66	1,383	0,42	-0,263	-0,42	1,26	-0,79	-1,26
23	69	1,408	0,428	-0,268	-0,428	1,28	-0,8	-1,28
24	72	1,432	0,435	-0,272	-0,435	1,31	-0,82	-1,31
25	75	1,455	0,442	-0,276	-0,442	1,33	-0,83	-1,33

Закінчення таблиці 2.3

26	78	1,478	0,449	-0,281	-0,449	1,35	-0,84	-1,35
27	81	1,501	0,456	-0,285	-0,456	1,37	-0,86	-1,37
28	84	1,523	0,463	-0,289	-0,463	1,39	-0,87	-1,39
29	87	1,544	0,469	-0,293	-0,469	1,41	-0,88	-1,41
30	90	1,565	0,476	-0,297	-0,476	1,43	-0,89	-1,43
31	93	1,586	0,482	-0,301	-0,482	1,45	-0,9	-1,45
32	96	1,606	0,488	-0,305	-0,488	1,46	-0,92	-1,46
33	99	1,626	0,494	-0,309	-0,494	1,48	-0,93	-1,48
34	102	1,646	0,5	-0,313	-0,5	1,5	-0,94	-1,5
35	105	1,665	0,506	-0,316	-0,506	1,52	-0,95	-1,52
36	108	1,684	0,512	-0,32	-0,512	1,54	-0,96	-1,54
37	111	1,702	0,517	-0,323	-0,517	1,55	-0,97	-1,55

2.4 Результати розрахунку

Розрахунок здійснюють у ПК "SCAD 21.1" методом PARFES, результати розрахунку каркаса будівлі подано на рисунках 2.4 - 2.9.

Z			
	MM	MM	
✓	-57,706	-54,098	58
✓	-54,098	-50,49	103
✓	-50,49	-46,883	2162
✓	-46,883	-43,275	5719
✓	-43,275	-39,667	13910
✓	-39,667	-36,059	22894
✓	-36,059	-32,451	30944
✓	-32,451	-28,843	33590
✓	-28,843	-25,235	35741
✓	-25,235	-21,628	37674
✓	-21,628	-18,02	41473
✓	-18,02	-14,412	125060
✓	-14,412	-10,804	98871
✓	-10,804	-7,196	73612
✓	-7,196	-3,588	57930
✓	-3,588	0,02	53453

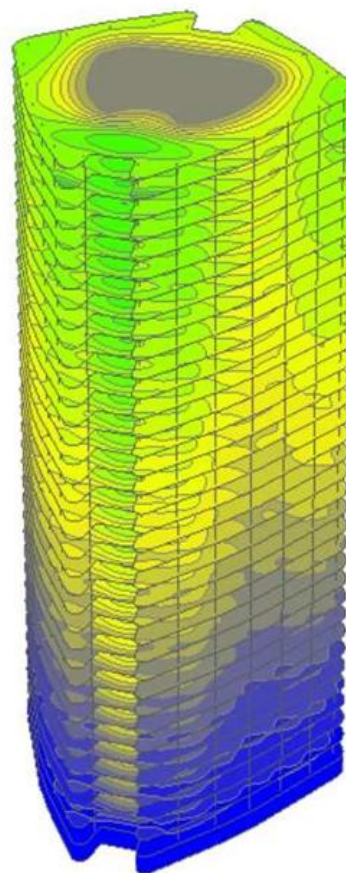


Рисунок 2.4 - Результат розрахунку каркаса, переміщення по осі z, мм

	X		
	mm	mm	
✓	-13.378	-12.527	30077
✓	-12.527	-11.677	25410
✓	-11.677	-10.826	35119
✓	-10.826	-9.975	34634
✓	-9.975	-9.124	32382
✓	-9.124	-8.273	31317
✓	-8.273	-7.422	30893
✓	-7.422	-6.571	30486
✓	-6.571	-5.72	30178
✓	-5.72	-4.869	30213
✓	-4.869	-4.018	30904
✓	-4.018	-3.167	34467
✓	-3.167	-2.317	35260
✓	-2.317	-1.466	34167
✓	-1.466	-0.615	46441
✓	-0.615	0.236	75453

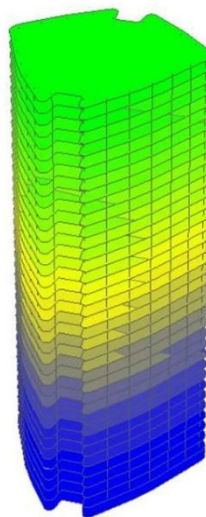


Рисунок 2.5 - Результат розрахунку каркаса, переміщення по осі x, мм

	Y		
	mm	mm	
✓	-4.715	-4.406	11666
✓	-4.406	-4.096	28946
✓	-4.096	-3.786	30469
✓	-3.786	-3.476	30758
✓	-3.476	-3.167	31053
✓	-3.167	-2.857	31387
✓	-2.857	-2.547	31694
✓	-2.547	-2.238	32014
✓	-2.238	-1.928	32686
✓	-1.928	-1.618	33338
✓	-1.618	-1.308	37477
✓	-1.308	-0.999	37298
✓	-0.999	-0.689	42832
✓	-0.689	-0.379	50775
✓	-0.379	-0.07	64764
✓	-0.07	0.24	57865

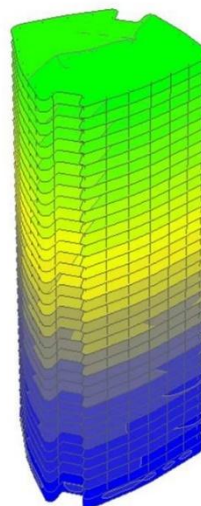


Рисунок 2.6 - Результат розрахунку каркаса, переміщення по осі y, мм

	N		
	T	T	
✓	-2656.705	-2490.391	6
✓	-2490.391	-2324.076	6
✓	-2324.076	-2157.762	7
✓	-2157.762	-1991.448	11
✓	-1991.448	-1825.134	10
✓	-1825.134	-1658.819	11
✓	-1658.819	-1492.505	45
✓	-1492.505	-1326.191	77
✓	-1326.191	-1159.876	76
✓	-1159.876	-993.562	81
✓	-993.562	-827.248	79
✓	-827.248	-660.933	83
✓	-660.933	-494.619	85
✓	-494.619	-328.305	88
✓	-328.305	-161.991	92
✓	-161.991	4.324	20934

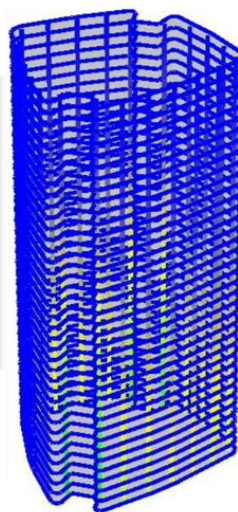


Рисунок 2.7 - Результат розрахунку каркаса, зусилля N, т

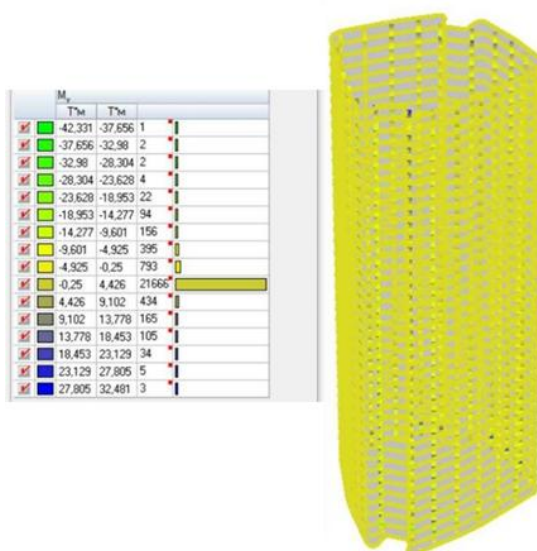


Рисунок 2.8 - Результат розрахунку каркаса, зусилля M_y , m^*m

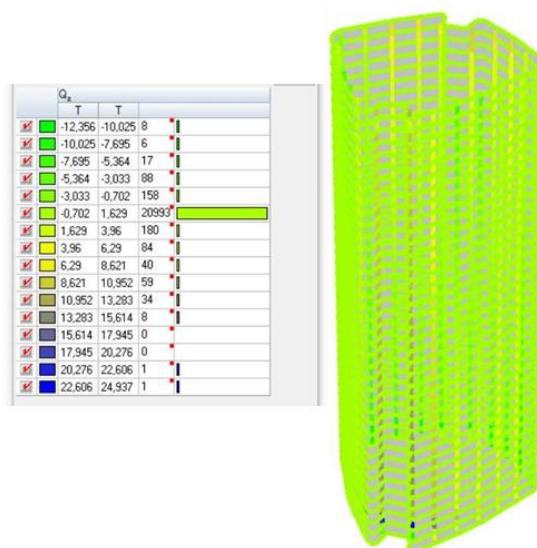


Рисунок 2.9 - Результат розрахунку каркаса, зусилля Q_z , т

2.5 Конструювання основних несучих елементів будівлі

У рамках роботи необхідно підібрати армування залізобетонних конструкцій (плит перекриття, стіни ядра жорсткості, колони).

Плита перекриття запроектована з важкого бетону B45 F75 W4 за [7], як поздовжня розрахункова арматура застосовується сталева арматура класу A500C, для поперечного і непрямого армування - A240C [8].

Кількість верхньої і нижньої арматури в плиті перекриття встановлено виходячи з діючих зусиль. У плиті прийнято нижню арматуру Ø28A500C і верхню

арматуру Ø25A500C по всій її площі з кроком 200x200 мм в обох напрямках, а біля колон і стін - додаткову арматуру, яка в сумі з основною (фоновою) сприймає опорні зусилля в плиті.

Відповідно до [11] по периметру плити, а також навколо отворів ліфтових шахт і сходових кліток встановлюють поперечну арматуру у вигляді П-подібних хомутив, які забезпечують сприйняття моментів, що крутять, біля краю плити і необхідне анкерування кінцевих ділянок поздовжньої арматури. Деталі встановлюються з кроком фонового армування

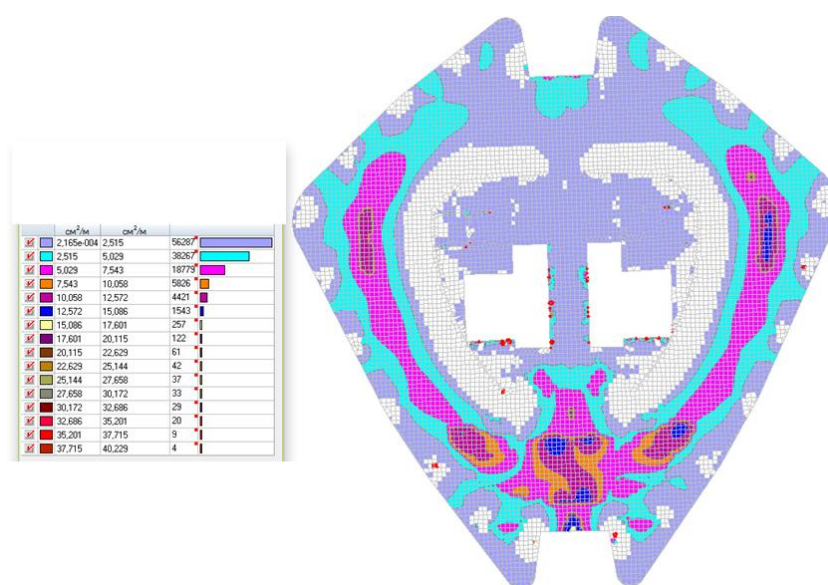


Рисунок 2.10 - Ізополя нижнього армування плити перекриття за напрямком X

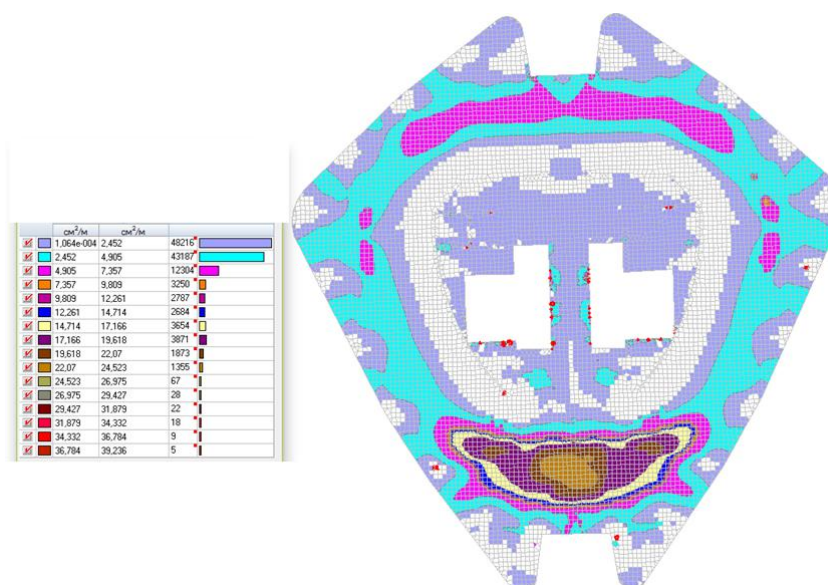


Рисунок 2.11 - Ізополя нижнього армування плити перекриття за напрямком Y

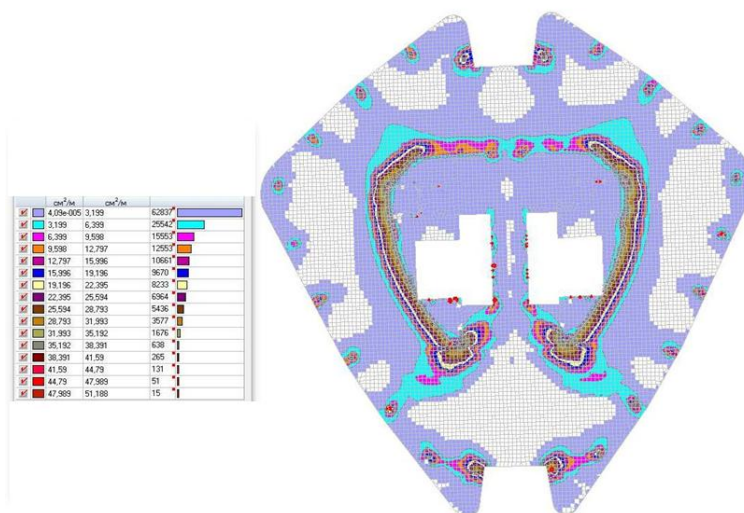


Рисунок 2.12 - Ізополя верхнього армування плити перекриття за напрямком X

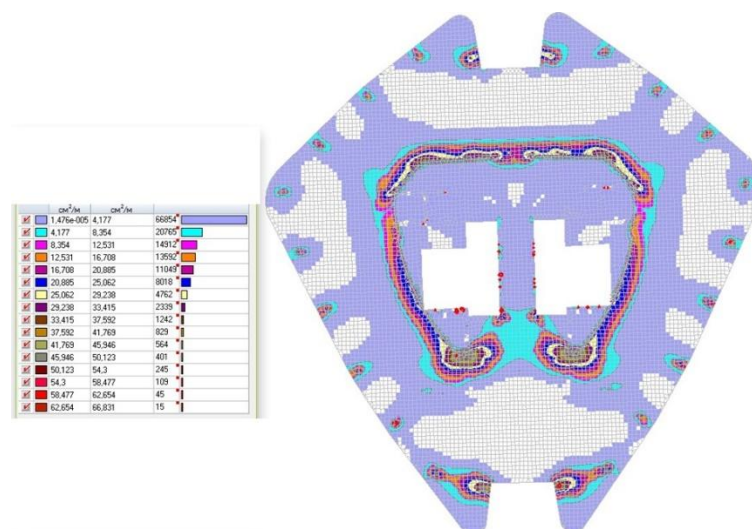


Рисунок 2.13 - Ізополя верхнього армування плити перекриття за напрямком Y

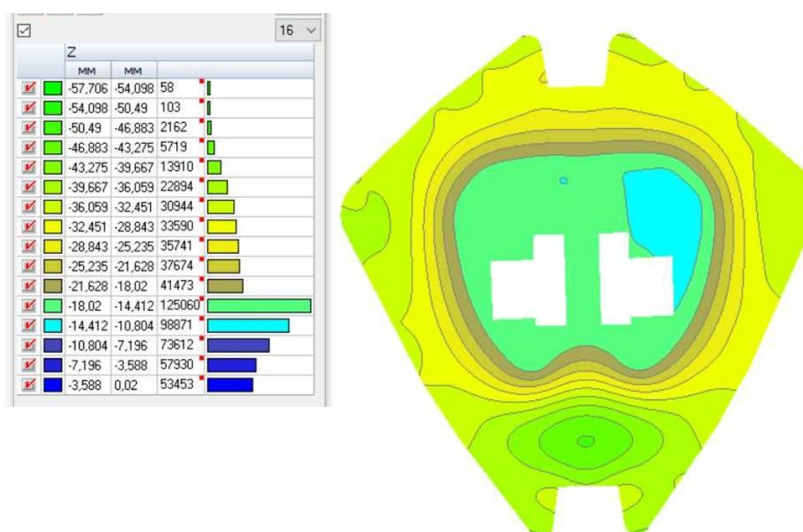


Рисунок 2.14 - Ізополя переміщень плити перекриття за напрямком Z

2.5.1 Армування монолітних стін

У роботі прийнято монолітні залізобетонні стіни ядра жорсткості $t = 300$ мм. Стіни запроектовано з важкого бетону B45 F75 W4 як поздовжню і поперечну розрахункову арматуру застосовують сталеву арматуру класу A500C, для поперечного армування - A240. Армування стін виконано окремими стрижнями, вертикальна арматура $\varnothing 12A500C$ із кроком 200 мм, горизонтальна арматура $\varnothing 10A500C$ із кроком 200 мм. Арматура розташована симетрично біля бічних сторін стіни і з'єднана поперечними зв'язками (шпильки $\varnothing 10A240$). Крок арматури зумовлений запобіганням випинання вертикальних стрижнів і також забезпеченням рівномірного сприйняття зусиль, що діють у стіні. На торцях стіни по всій її висоті встановлюють поперечну арматуру у вигляді П-подібних деталей, що створюють потрібне анкерування кінців горизонтальних стрижнів. Вузли перетину стін також армують по всій висоті П-подібними деталями, що забезпечують сприйняття концентрованих горизонтальних зусиль у вузлових сполученнях стін. Дверні пройоми обрамляються додатково 4-ма стрижнями $\varnothing 16A500C$ із кроком 100 мм з боків і над пройомом. У кутах пройома встановлюються також 4 похилі стрижні $\varnothing 16A500C$, щоб уникнути утворення похилих тріщин у процесі монтажу стіни. Крім того, з боків пройома встановлюються П-подібні деталі $\varnothing 16A500C$.

Ізополя армування монолітних стін подано на рисунках 2.15 – 2.16.

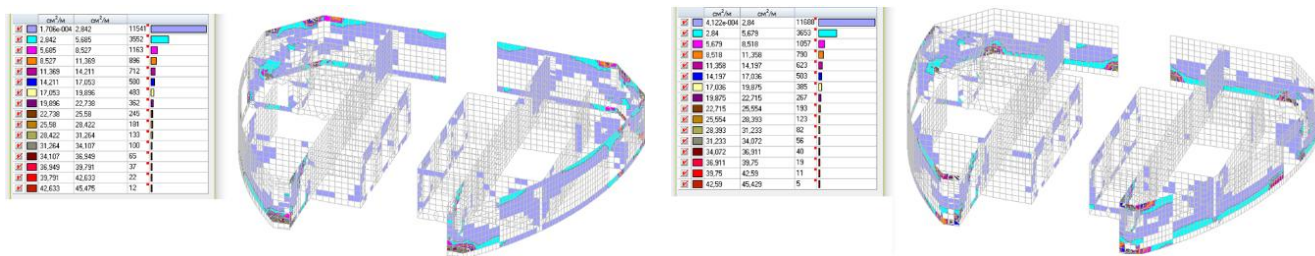


Рисунок 2.15 - Ізополя армування стін за напрямком X

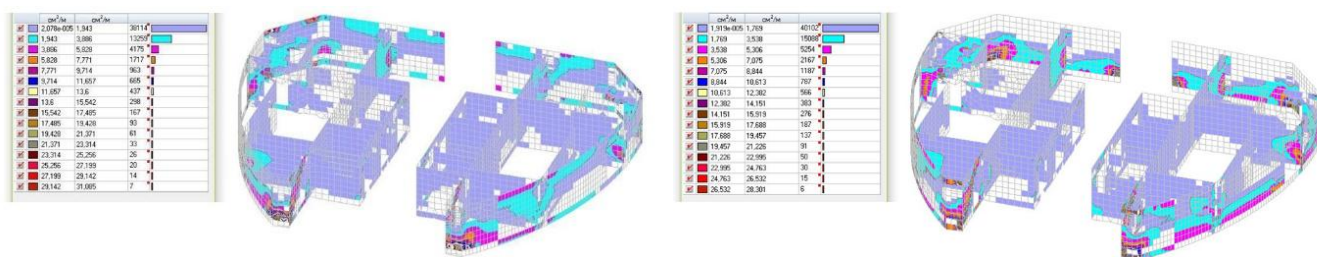


Рисунок 2.16 - Ізополя армування стін за напрямком Y

2.5.2 Армування монолітних колон

У роботі передбачено 5 типів колон круглого перерізу: Ø600 мм, Ø700 мм, Ø800 мм, Ø900 мм, Ø1000 мм, і 5 типів колон прямокутного перерізу 1000 x1300 мм, 900 x1200 мм, 800 x1100 мм, 700 x1000 мм, 600 x900 мм, виконано підбір арматури. Колони проектується з важкого бетону B45 F75 W4 як поздовжню розрахункову арматуру застосовують сталеву арматуру класу A500C, для поперечного армування - A240C. Армування підбирається за результатами з ПК SCAD і являє собою окремі стрижні поздовжньої арматури та замкнуті хомути по всій висоті колони як поперечна арматура. Нижче наведено результати підбору арматури за ПК SCAD.

Таблиця 2.4 - Армування Км-5 (Ø600 мм) на відм. +84,000

Бетон		Арматура		Відстань до ц.в. арматури				
				a ₁		a ₂		
		Позд.	Попер.	мм		мм		
B45		A500	A500	50		50		
Січ.		Поздовжня арматура			Поперечна арматура		Ширина розкриття тріщин	
		Симетрична						
		S1	S3	%	IW1	IW2	нетривале	тривале
		см ²	см ²		см ² /м	см ² /м	мм	мм
1	+	27,256		0,964	0,059		0,338	0,3
2	+	2,894		0,102	0,059			
3	+	19,656		0,695	0,059		0,395	0,294

Приймаємо 6Ø25A500C із загальною площею поперечного перерізу A=29,43 см². Розміщення стрижнів рівномірно за перерізом колони. Крок хомутів 200 мм.

Таблиця 2.5 - Км-4 (Ø700 мм) на відм. +63,000

Бетон		Арматура		Відстань до ц.в. арматури				
				a ₁		a ₂		
		Позд.	Попер.	мм		мм		
B45		A500	A500	50		50		
Січ.		Поздовжня арматура			Поперечна арматура		Ширина розкриття тріщин	
		Симетрична						
		S1	S3	%	IW1	IW2	нетривале	тривале
		см ²	см ²		см ² /м	см ² /м	мм	мм
1	+	18,891		0,668	0,031		0,32	
2	+	3,742		0,132	0,031			
3	+	21,525		0,746	0,028		0,346	0,3

Приймаємо 6Ø22A500C із загальною площею поперечного перерізу $A=22,79 \text{ см}^2$.

Розміщення стержнів рівномірно за перерізом колони.

Крок хомутів 200 мм.

Таблиця 2.6 - Армування Км-3 (Ø800 мм) на відм. +42,000

Бетон		Арматура			Відстань до ц.в. арматури				
					a ₁			a ₂	
		Позд.	Попер.	мм			мм		
B45		A500	A500	50			50		
Січ.		Поздовжня арматура			Поперечна арматура		Ширина розкриття тріщин		
		Симетрична							
		S1	S3	%	IW1	IW2	недовге	тривале	
		см ²	см ²		см ² /м	см ² /м	мм	мм	
1	+	10,799		0,215	1,06		0,15	0,1	
2	+	5,072		0,101	1,11				
3	+	10,478		0,029	1,06		0,12	0,1	

Приймаємо 6Ø16A500C із загальною площею поперечного перерізу $A=12,05 \text{ см}^2$.

Розміщення стрижнів рівномірно за перерізом колони.

Крок хомутів 200 мм.

Таблиця 2.7 - Армування Км-2 (Ø900 мм) на відм. +21,000

Бетон		Арматура		Відстань до ц.в. арматури				
				a ₁		a ₂		
		Позд.	Попер.	мм		мм		
B45		A500	A500	50		50		
Січ.		Поздовжня арматура			Поперечна арматура		Ширина розкриття тріщин	
		Симетрична						
		S1	S3	%	IW1	IW2	нетривале	тривале
		см ²	см ²		см ² /м	см ² /м	мм	мм
1	+	13,754		0,175	0,125			
2	+	13		0,125	0,125			
3	+	12,12		0,125	0,125			

Приймаємо 7Ø16A500C із загальною площею поперечного перерізу A=14,06 см².

Розміщення стрижнів рівномірно за перерізом колони.

Крок хомутів 200 мм.

Таблиця 2.8 - Армування Км-1 (Ø1000 мм) на відм. -3,000

Бетон		Арматура			Відстань до ц.в. арматури			
					a ₁		a ₂	
		Позд.	Попер.	мм		мм		
B45		A500	A500	50		50		
Січ.		Поздовжня арматура			Поперечна арматура		Ширина розкриття тріщин	
		Симетрична						
		S1	S3	%	IW1	IW2	нетривале	тривале
		см ²	см ²		см ² /м	см ² /м	мм	мм
1	+	19,717		0,251	0,026			
2	+	18,963		0,241	0,026			
3	+	18,083		0,23	0,026			

Приймаємо 7Ø20A500C із загальною площею поперечного перерізу A=21,98 см².

Розміщення стрижнів рівномірно за перерізом колони.

Крок хомутів 200 мм.

Таблиця 2.9 Армування Км-10 (600х900 мм) на відм. +84,000

Бетон		Арматура				Відстань до ц.в. арматури							
						а ₁				а ₂			
		Позд.		Попер.		мм				мм			
В45		А500		А500		50				50			
Перетин		Поздовжня арматура								Поперечна арматура		Ширина розкриття тріщин	
		Несиметрична					Симетрична						
		S1	S2	S3	S4	%	S1	S3	%				
		см ²	см ²	см ²	см ²		см ²	см ²		см ² /м	см ² /м	мм	мм
1	+	5,454	5,454	0,029	0,029	0,213	5,454	0,058	0,214	0,204	0,204		
2	+	5,454	5,454	0,029	0,029	0,213	5,454	0,058	0,214	0,204	0,204		
3	+	9,419	5,454	0,029	0,029	0,29	9,439	0,058	0,368	0,204	0,204		

Приймаємо 6Ø20A500C із загальною площею поперечного перерізу $A=12,05 \text{ см}^2$.

Розміщення стрижнів рівномірно за перерізом колони.

Крок хомутів 200 мм.

Таблиця 2.10 - Армування Км-9 (700х1000 мм) на відм. +63,000

Бетон		Арматура					Відстань до ц.в. арматури						
							a ₁			a ₂			
		Позд.		Попер.			мм			мм			
В45		A500		A500			50			50			
Перетин		Поздовжня арматура								Поперечна арматура		Ширина розкриття тріщин	
		Несиметрична					Симетрична						
		S1	S2	S3	S4	%	S1	S3	%	IW1	IW2	Нетривала	Тривала
		см ²	см ²	см ²	см ²		см ²	см ²		см ² /м	см ² /м	мм	мм
1	+	7,09	7,09	4,21	4,21	0,336	7,09	8,421	0,462	0,158	0,158		
2	+	7,09	7,09	4,198	4,198	0,336	7,09	8,395	0,461	0,158	0,158		
3	+	7,09	7,09	4,185	4,185	0,336	7,09	8,369	0,46	0,158	0,158		

Приймаємо 6Ø25A500C із загальною площею поперечного перерізу $A=29,43 \text{ см}^2$.

Розміщення стрижнів рівномірно за перерізом колони.

Крок хомутів 200 мм.

Таблиця 2.11 - Км-8 (800x1100 мм) на відм. +42,000

Бетон		Арматура					Відстань до ц.в. арматури							
							a ₁			a ₂				
		Позд.		Попер.			мм			мм				
В45		А500		А500			50			50				
Перетин		Поздовжня арматура									Поперечна арматура		Ширина розкриття тріщин	
		Несиметрична					Симетрична							
		S1	S2	S3	S4	%	S1	S3	%	IW1	IW2	Нетривале	Тривале	
		см ²	см ²	см ²	см ²		см ²	см ²		см ² /м	см ² /м	мм	мм	
1	+	8,935	8,935	0,022	0,022	0,211	8,935	0,044	0,212	0,126	0,126			
2	+	8,935	8,935	0,022	0,022	0,211	8,935	0,044	0,212	0,126	0,126			
3	+	8,935	8,935	0,022	0,022	0,211	8,935	0,044	0,212	0,126	0,126			

Приймаємо 4Ø25A500C із загальною площею поперечного перерізу A=19,625 см².

Розміщення стрижнів рівномірно за перерізом колони.

Крок хомутів 200 мм.

Таблиця 2.12 - Армування Км-7 (900x1200 мм) на відм. +21,000

Бетон		Арматура					Відстань до ц.в. арматури						
							а ₁			а ₂			
		Позд.		Попер.			мм			мм			
В45		А500		А500			50			50			
Перетин		Поздовжня арматура								Поперечна арматура		Ширина розкриття тріщин	
		Несиметрична					Симетрична						
		S1	S2	S3	S4	%	S1	S3	%				
		см ²	см ²	см ²	см ²		см ²	см ²		см ² /м	см ² /м	мм	мм
1	+	10,897	10,897	7,428	7,428	0,354	10,897	14,856	0,498	0,186	0,186		
2	+	10,897	10,897	7,408	7,408	0,354	10,897	14,816	0,497	0,186	0,186		
3	+	10,897	10,897	7,388	7,388	0,353	10,897	14,777	0,496	0,186	0,186		

Приймаємо 8Ø28A500C із загальною площею поперечного перерізу A=49,23 см².

Розміщення стрижнів рівномірно за перерізом колони.

Крок хомутів 200 мм.

Таблиця 2.13 - КМ-6 (1000х1300 мм) на відм. -3,000

Бетон		Арматура					Відстань до ц.в. арматури						
							a ₁			a ₂			
		Позд.		Попер.			мм			мм			
В45		А500		А500			50			50			
Перетин		Поздовжня арматура								Поперечна арматура		Ширина розкриття	
		Несиметрична					Симетрична					тріщин	
		S1	S2	S3	S4	%	S1	S3	%			IW1	IW2
		см ²	см ²	см ²	см ²		см ²	см ²		см ² /м	см ² /м	мм	мм
1	+	13,152	13,152	9,478	9,478	0,362	13,152	18,955	0,514	0,088	0,088		
2	+	13,152	13,152	9,454	9,454	0,362	13,152	18,908	0,513	0,088	0,088		
3	+	13,152	13,152	9,431	9,431	0,361	13,152	18,861	0,512	0,088	0,088		

Приймаємо 8Ø32A500C із загальною площею поперечного перерізу $A=64,30 \text{ см}^2$.

Розміщення стрижнів рівномірно за перерізом колони.

Крок хомутів 200 мм.

2.5.3 Розрахунок стиків поздовжніх стрижнів колони

Стик колон здійснюємо за рахунок випусків поздовжньої арматури. Довжина арматурних випусків визначається за формулою:

$$l_l = \alpha \cdot l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \quad (2.2)$$

де $A_{s,cal}; A_{s,ef}$ - площі поперечного перерізу арматури, необхідна за розрахунком і фактично встановлена відповідно;

α - коефіцієнт, що враховує вплив на довжину анкерування напруженого

стану бетону й арматури та конструктивного рішення елемента в зоні анкерування.

Для арматури, що не напружується, під час анкерування стрижнів періодичного профілю з прямими кінцями (пряме анкерування) або гладкої арматури з гаками або петлями без додаткових анкерувальних пристроїв для розтягнутих стрижнів приймають 1,0 ;

$l_{0,an}$ - базова довжина анкерування

де $A_s u_s$ - відповідно площа поперечного перерізу стержня арматури, що анкерується, і периметр його перерізу, які визначають за номінальним діаметром стержня;

R_{bond} - розрахунковий опір зчеплення арматури з бетоном, який приймають рівномірно розподіленим по довжині анкерування і визначають за формулою:

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} \quad (2.3)$$

де η_1 - коефіцієнт, що враховує вплив виду поверхні арматури, який приймають рівним 2,5 для ненапругаємої гарячекатаної арматури;

η_2 - коефіцієнт, що враховує вплив розміру діаметра арматури, який приймають рівним для ненапругаємої арматури:

1,0 - при діаметрі арматури $d < 32$ мм;

0,9 - при діаметрі арматури 36 і 40 мм;

Розрахуємо розрахунковий опір зчеплення арматури з бетоном:

$$R_{bond} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 2,625 \text{ МПа}$$

Розрахуємо базову довжину анкерування:

$$l_{0,an} = \frac{435 \cdot \pi \cdot (32/2)^2}{2,625 \cdot \pi \cdot 32} = \frac{435 \cdot (32/2)^2}{2,625 \cdot 32} = 928 \text{ мм}$$

Розрахуємо довжину арматурних випусків:

$$l_1 = 1,2 \cdot 928 \cdot 1 = 1113,6 \text{ мм}$$

Згідно з вимогами п.10.3.30, фактична довжина перепуску має бути не менше $0,4\alpha l_{0,an} = 0,4 \cdot 1,2 \cdot 1160,11 = 557$ мм, і не менше $20d_s = 640$ мм.

Довжину анкерування приймаємо рівною 1200 мм.

Обчислимо довжину арматурних випусків для всіх типів колон.

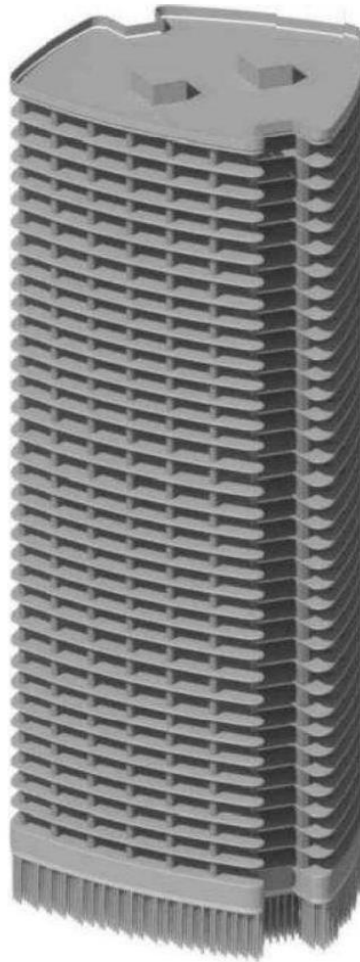


Рисунок 2.17- Загальний вигляд несучих конструкцій

РОЗДІЛ 3

ОПИС КОНСТРУКТИВНИХ І ТЕХНІЧНИХ РІШЕНЬ ПІДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ ОБ'ЄКТА КАПІТАЛЬНОГО БУДІВНИЦТВА

3.1 Загальні відомості, оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва

Об'єкт капітального будівництва - будівля бізнес-центру в м.Харків. За відносну позначку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху. Ґрунтові води відсутні. Інженерно-геологічний розріз наведено на рисунку 3.1.

У межах роботи потрібно розглянути 2 типи паль у пал'овому фундаменті з плитним ростверком, зробити техніко-економічне порівняння варіантів, розробити фундамент із найоптимальнішим варіантом палі.

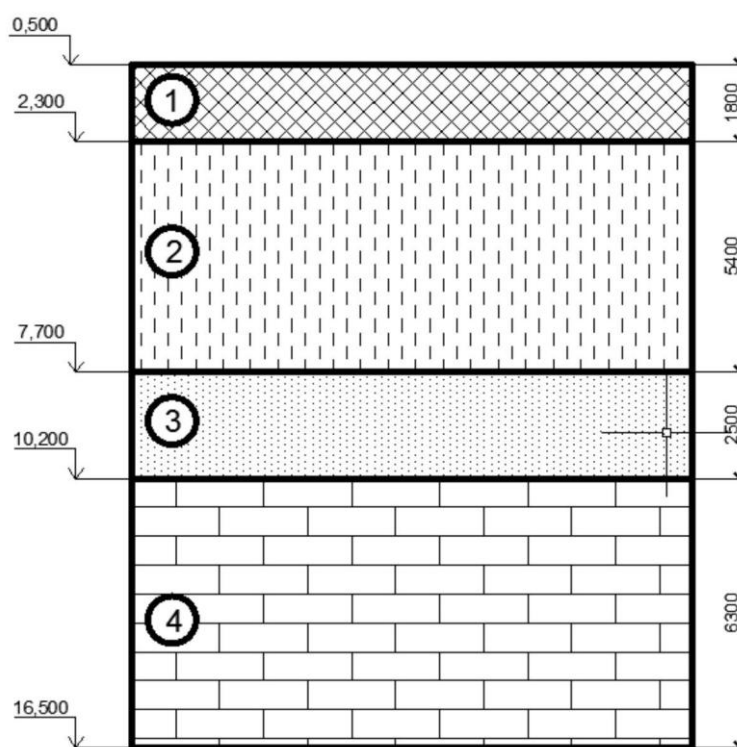


Рисунок 3.1 - Інженерно-геологічний розріз

У разі обпирання фундаментів із паль, об'єднаних ростверком, на скельні та напівскельні ґрунти їх слід розраховувати як суто пал'ові фундаменти, без урахування передавання навантаження на основу фундаментної плити [10,

п.7.4.11]. Відповідно до [12, п 6.2] вапняк належить до малостисливих ґрунтів. Він буде ґрунтом обпирання нижнього кінця палі, при цьому заглиблення палі в цей ґрунт має бути не менше 0,5 м. Тоді паля буде палею-стійкою, оскільки до паль-стійок слід відносити палі всіх видів, що спираються на скельні ґрунти, а забивні палі, крім того, - на ґрунти, які мало стискаються. Сили опору ґрунтів, за винятком негативних (негативних) сил тертя, на бічній поверхні паль-стійок у розрахунках їхньої несучої здатності по ґрунту основи на стискаюче навантаження не слід урахувувати [12, п 6.2].

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

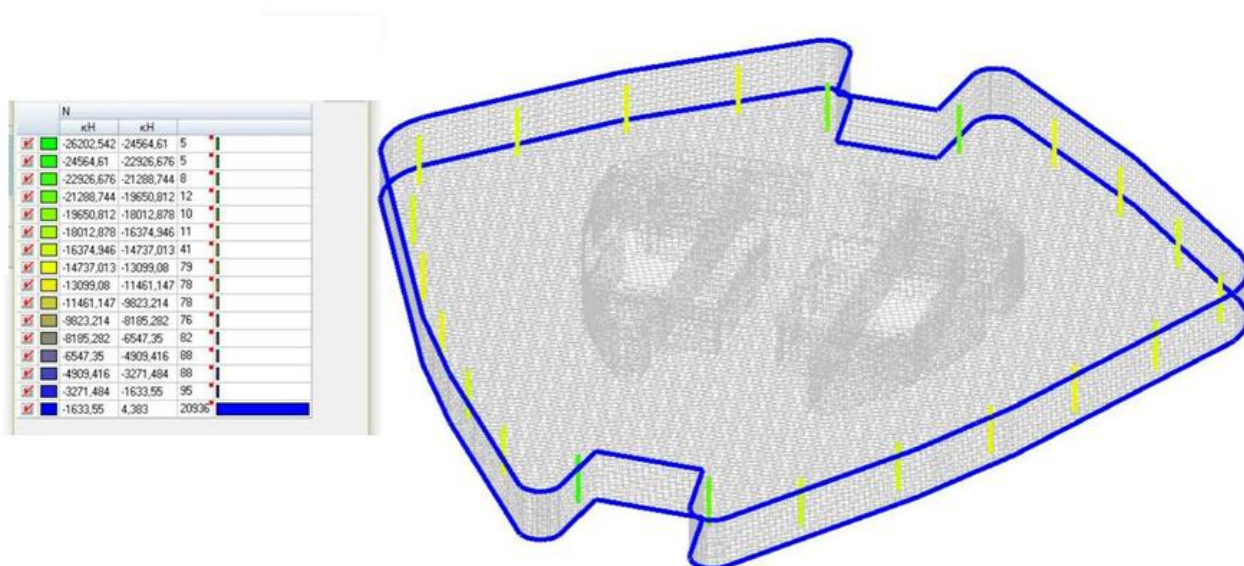


Рисунок 3.2 - Максимальні значення N (Т)

Рівномірно розподілене навантаження на м.п. від внутрішніх стін становитиме -1861 кН/м і від зовнішніх -1633,55 кН/м.

Розрахуємо навантаження на стіни цокольного поверху від ґрунту. Нормативні значення фізичних і механічних характеристик ґрунтів природного закладення визначають за таблицею 3.1.

c - питомий опір [КПа] ϕ - кут внутрішнього тертя

γ - питома вага ґрунту [кН/м³].

Θ -кут нахилу площини ковзання

λ -коефіцієнт горизонтального тиску Розрахункові значення фізико-механічних характеристик ґрунту непорушеного складу визначають за формулами:

$$\gamma_p = 1,05 \times \gamma_n \phi_p = 1,15 \times \phi_H C_p = C_H \div 1,5 \Theta = 45 - \frac{\phi}{2}$$

$$\lambda = \operatorname{tg}^2 \Theta K = 2\sqrt{\lambda} \quad (3.1)$$

Розраховуємо характеристики для кожного ґрунту (таблиця 3.1)

Таблиця 3.1 - Характеристики ґрунту

Ґрунт/Значення	γ	ϕ	C	Θ	λ	K
Насипний ґрунт	18	20	30	35	0,49	1,4
Супісок коричневий твердий твердий просадочний	17,4	30	15	30	0,32	1,14

Знайдемо перекидні сили на стіну підвалу.

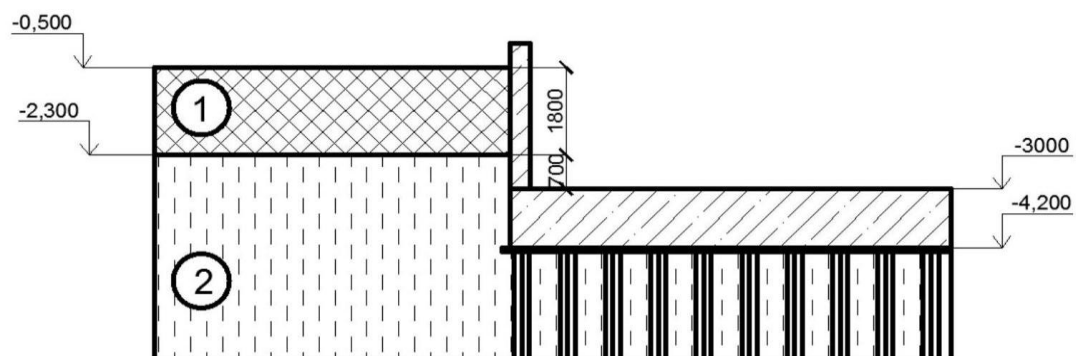


Рисунок 3.3 - Схема розташування стіни підвалу

Тиск розраховуємо за формулою для кожного ґрунту $P_y = [\gamma_i \cdot \lambda \cdot h^2 - C_i(K_i + K_{i+1})]y/h + P$

де $\gamma_f = 1,2$ для насипного ґрунту і $1,15$ для решти ґрунтів $P_0 = 18 \cdot 1,2 \cdot 1,8 = 38,88$ кПа $P_1 = [17,4 \cdot 1,15 \cdot 0,7 \cdot 0,32 - 15 \cdot 1,14]167/0,7 + 38,88 = 26,25$ к

Па

3.2 Проектування пальового фундаменту з плитним ростверком (забивна палі-стійка)

3.2.1 Визначення несучої здатності забивної палі-стійки

Несучу здатність, $F_d^{\Gamma p}$ кН, забивної палі перетином 300×300 мм по ґрунту, що спирається на малостисливий ґрунт, слід визначати за формулою:

$$F_d^{\Gamma p} = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (3.2)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, який приймають рівним 1;

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

A - площа поперечного перерізу нижнього кінця палі, м^2

Розрахунковий опір скельного ґрунту R для всіх видів забивних паль, що спираються на скельні та малостисливі ґрунти, слід приймати $R = 20000$ кПа

Приймаємо: $\gamma_c = 1, R = 20000$ кПа, $A = 0,09 \text{ м}^2$

Підставимо у формулу (3.2), отримаємо $F_d^{\Gamma p} = 1 \cdot 2000 \cdot 0,09 = 1800$ кН

Необхідно призначити допустиме навантаження на одну палю. Орієнтовні його значення дорівнюють $F_d^{\Gamma p} / \gamma_k$, де γ_k - коефіцієнт надійності, приймаємо рівним 1,4.

Таким чином, допустиме навантаження на одну палю становить 1285,6 кН. При призначенні навантаження, що допускається на палю, враховуються обмеження. Для забивних паль перерізом 300×300 мм, що спираються на крупноуламкові ґрунти, воно становить не більше 800 кН.

Несучу здатність, $F_d^{\text{мат}}$ кН, забивної палі перетином 300×300 мм за матеріалом, що спирається на малостисливий ґрунт, слід визначати за формулою $F_d^{\text{мат}} = R_b A$

де R_b - розрахунковий опір бетону палі осьовому стисненню, МПа (слід

множити на коефіцієнти $\gamma_{b2} = 1,1$ і $\gamma_{b3} = 0,85$);

A - площа поперечного перерізу нижнього кінця палі, м^2 .

$F_d^{\text{mat}} = 14,5 \cdot 0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,09 \cdot 1000 = 1220,175$ Необхідно призначити допустиме навантаження на одну палю. Орієнтовні його значення дорівнюють $F_d^{\text{mat}} / \gamma_k$, де γ_k - коефіцієнт надійності, що приймаються рівним 1,4. Таким чином, допустиме навантаження на одну палю становить 871 кН.

При призначенні навантаження, що допускається на палю, враховуються обмеження. Для забивних паль перетином 300х300 мм, що спираються на крупноуламкові ґрунти, воно становить не більше 800 кН.

3.2.2 Визначення числа паль

Число паль у фундаменті встановлюється виходячи з умови максимального використання їхньої несучої здатності за формулою:

$$n = N_{\max} (F_d / \gamma_k - \bar{A} \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}), \quad (3.3)$$

де $N_{\max} = \Sigma N = 26202 \cdot 22 + 1633 \cdot 172,5 + 1861 \cdot 118 = 1077734$ кН - розрахункове навантаження (сума навантажень від колон, стін, сходів і корисного навантаження), кН;

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

γ_{mt} - середня питома вага ростверку і ґрунту на його обрізах, $\text{кН}/\text{м}^3$.

d_p - глибина закладення ростверку, м.

У розрахунку приймаємо мінімальне з розрахованих допустимих навантажень на палю, а саме 800 кН.

Приймаємо:

$$F_d / \gamma_k = 800 \text{ кН}, N_{\max} = 1077734 \text{ кН}, \bar{A} = 0,09 \text{ м}^2, \gamma_{mt} = 20 \text{ кН}/\text{м}^3,$$

$$d_p = 2,95 \text{ м}.$$

Підставимо у формулу (3.3), отримаємо:

$$n=1077734/(800-0,09 \cdot 5 \cdot 20)=1362$$

При цьому відстань між осями паль приблизно дорівнює:

$$a = \sqrt{\frac{A_{\text{рост}}}{n}} = \sqrt{\frac{1500}{1362}} = 1,049 \text{ м.}$$

Відповідно до [11] відстань між осями забивних паль-стійок має бути не менш як $1,5 d = 0,45 \text{ м}$, тобто допускається розміщення такої кількості паль за площею ростверку $A_{\text{рост}} = 1500 \text{ м}^2$

3.2.3 Підбір палейного обладнання та розрахунок відмови

Критеріями контролю несучої здатності паль під час занурення є глибина занурення і відмова.

Для забивання паль вибираємо трубчастий дизель молот. Відношення маси ударної частини молота (m_4) до маси палі (m_2) повинно бути не менше 1,25 у разі забивання паль у ґрунти щільні. Оскільки маса палі $m_2 = 2,5 \text{ т}$, приймаємо масу молота $m_4 = 4 \text{ т}$.

Відмову визначаємо за формулою:

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d(F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} \quad (3.4)$$

де $E_d = 10 \cdot m_4 \cdot H_{\text{під}} = 10 \cdot 4 \cdot 1 = 40 \text{ кДж}$ - енергія удару для підвісних дизелів молотів;

$m_4 = 4 \text{ т}$ - маса молота;

$H_{\text{під}} = 1 \text{ м}$ - висота підйому молота;

η - коефіцієнт, який приймають для залізобетонних паль 1500 кН/м^2 ;

$A = 0,09 \text{ м}^2$ - площа поперечного перерізу палі;

$F_d = 800 \cdot 1,4 = 1120 \text{ кН}$ - несуча здатність палі;

$m_1 = m_4 = 4 \text{ т}$ - повна маса молота для дизельного молота;

$m_2 = 2,5 \text{ т}$ - маса палі;

$m_3 = 0,2$ т - маса оголовника.

$$S_a = \frac{40 \cdot 1500 \cdot 0,09}{1120(1120 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{4 + 0,2(2,5 + 0,2)}{4 + 2,5 + 0,2} = 0,0025 \text{ м.}$$

Розрахункова відмова палі знаходиться в бажаній межі 0,005 – 0,01 м.

3.3 Проектування пальового фундаменту з плитним ростверком (буронабивна паля-стійка)

3.3.1 Визначення несучої здатності буронабивної палі-стійки

Несучу здатність $F_d, \text{кН}$, буронабивної палі-стійки Ø500 мм з бетону класу за міцністю на стиск В45, що спирається на ґрунт з низьким стиском, слід визначати за формулою 3.2.

При цьому розрахунковий опір скельного ґрунту R для буронабивних паль, що заповнюються бетоном і забиваються в невивітрілий скельний ґрунт (без слабких прошарків) не менш як на 0,5 м, визначається за формулою п.7.2.1 [8]

$$R = R_m \cdot \left(1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f} \right), \quad (3.5)$$

del_d - розрахункова глибина закладення буронабивної палі в скельний ґрунт, М; d_f - зовнішній діаметр закладеної в скельний ґрунт частини буронабивної палі, м; R_m - розрахунковий опір масиву скельного ґрунту під нижнім кінцем палі-стійки, який визначають за $R_{c,m,n}$ нормативним значенням межі міцності на одноосьове стиснення масиву скельного ґрунту у водонасиченому стані, кПа, який визначають, як правило, у польових умовах. При цьому значення фактора $1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f}$ заглиблення приймається не більше $3 \cdot R_m$ визначається за формулою:

$$R_m = R_c \cdot K_s, \quad (3.6)$$

де R_c - розрахункове значення межі міцності на одновісне стиснення скельного ґрунту у водонасиченому стані, МПа, визначають за результатами випробувань зразків окремішності (монолітів) у лабораторних умовах; K_s - коефіцієнт, що враховує зниження міцності з огляду на тріщинуватість скельних порід, який приймають за таблицею 7.1 [7]. Приймаємо:

$$K_s = 0,6, R_c = 116 \text{ МПа}, d_f = 0,5 \text{ м}, l_d = 5,2 \text{ м}, \gamma_c = 1, A = 0,2 \text{ м}^2 \quad .$$

Підставимо у формулу (3.6), отримаємо:

$$R_m = 116 \cdot 0,6 \cdot 69,6 \text{ МПа} = 69600 \text{ кПа};$$

$$R = 69600 \cdot 3 = 208800 \text{ кПа}.$$

$$R = 69600 \cdot \left(1 + 0,4 \frac{5,2}{0,5}\right) = 5,16.$$

Несуча здатність F_d^{rp} буронабивної палі-стійки по ґрунту:

$$F_d^{\text{rp}} = 1 \cdot 208800 \cdot 0,2 = 40998 \text{ кН}.$$

Допустиме навантаження на одну палю:

$$\frac{F_d^{\text{rp}}}{\gamma_k} = \frac{40988}{1,4} = 29277 \text{ кН} \quad (3.7)$$

Несуча здатність F_d^{mat} буронабивної палі-стійки за матеріалом палі:

$$F_d^{\text{mat}} = 25 \cdot 0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,2 \cdot 1000 = 4590 \text{ кН}$$

Допустиме навантаження на одну палю:

$$\frac{F_d^{\text{mat}}}{\gamma_k} = \frac{4590}{1,4} = 3280 \text{ кН} \quad (3.8)$$

3.3.2 Визначення числа паль

Число паль у фундаменті встановлюється виходячи з умови максимального використання їхньої несучої здатності за формулою 38. У розрахунку приймаємо мінімальне з розрахованих допустимих навантажень на палю, а саме 3280 кН (за матеріалом палі).

Приймаємо: $F_d/\gamma_k = 32800 \text{ кН}, N_{\max} = 1077734 \text{ кН}, \bar{A} = 0,2 \text{ м}^2, \gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3, d_p = 2,95 \text{ м}.$

Підставимо у формулу (3.3), отримаємо:

$$n = 1077734 / (3280 - 0,2 \cdot 5 \cdot 20) = 330 \text{ шт}$$

При цьому відстань між осями паль приблизно дорівнює:

$$a = \sqrt{\frac{A_{\text{пост}}}{n}} = \sqrt{\frac{1286}{330}} = 3,8 \text{ м}. \quad (3.9)$$

Тоді відстань у світлі дорівнюватиме приблизно 3,3 м. Відповідно [12] відстань у світлі між стовбурами буронабивних паль має бути не менше ніж 1 м, отже, допускається розміщення такої кількості паль по площі ростверку.

3.4 Техніко-економічне порівняння варіантів

Варіант використання буронабивних паль - менш економічний. Залишаємо забивні палі.

3.5 Розрахунок армування монолітного ростверку

Статичний розрахунок монолітного ростверку, для визначення верхнього і нижнього армування, було зроблено в програмному комплексі SCAD Office 21.1. Розглянемо плоску модель цієї конструкції.

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

Задамо контур, зазначивши крайні точки плити, і виберемо критерій триангуляції.

У цьому ж вікні вкажемо характеристики плити фундаменту.

Так само через генерацію сітки задаємо стіни. Задамо характеристики палям

через "жорсткість стрижневих елементів".

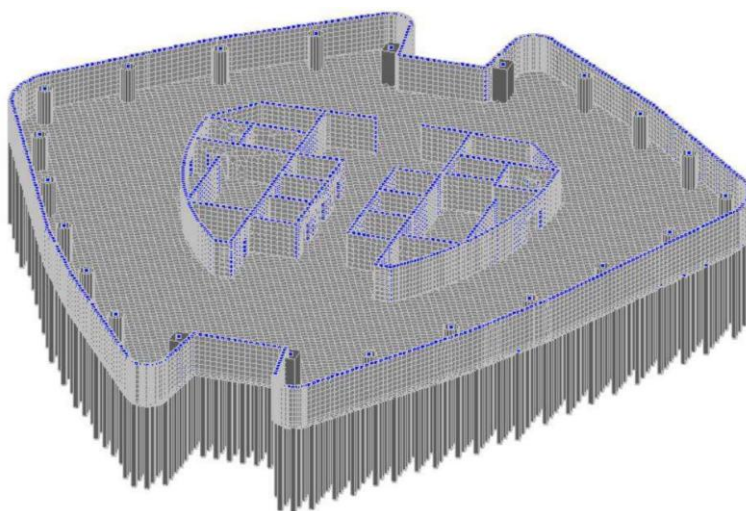


Рисунок 3.4 - Тривимірна схема монолітного ростверку після тріангуляції

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

Навантаження, що прикладаються: власна вага, навантаження від стін зовнішніх і внутрішніх, рівномірне розподілене навантаження на підлогу.

Навантаження від ґрунту.

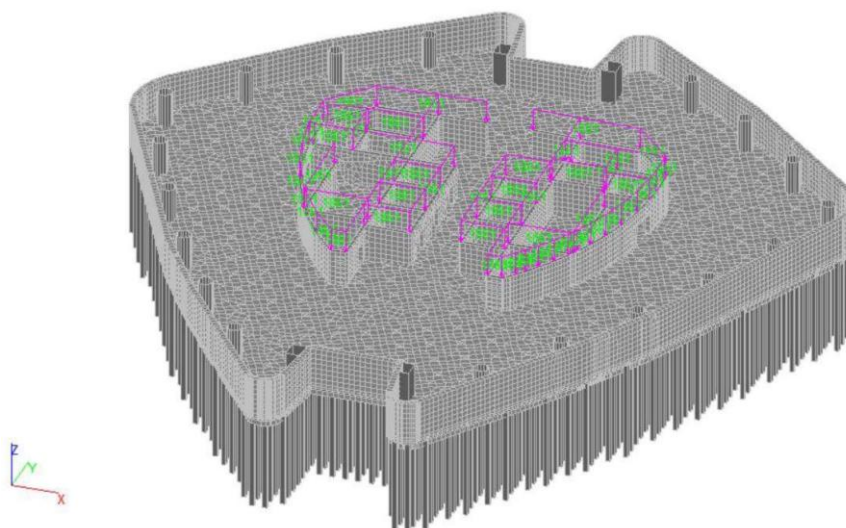


Рисунок 3.5 - Схема прикладання навантаження на внутрішні стіни

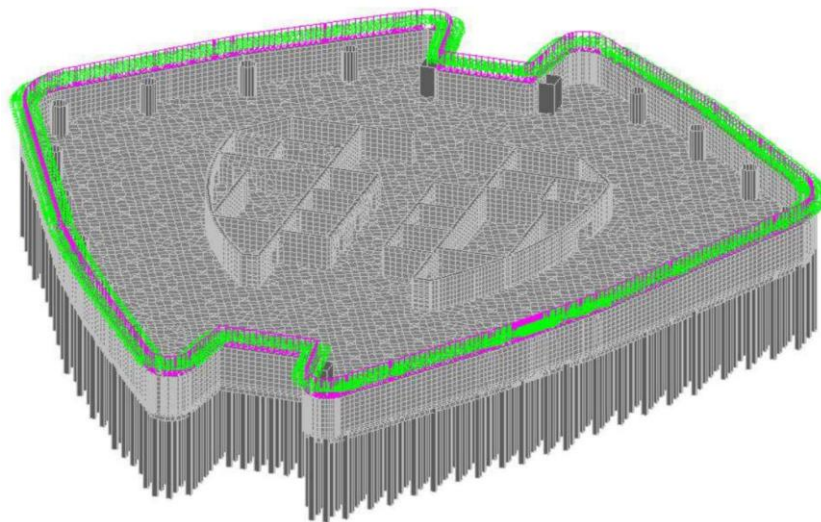


Рисунок 3.6 - Схема прикладання навантаження на зовнішні стіни

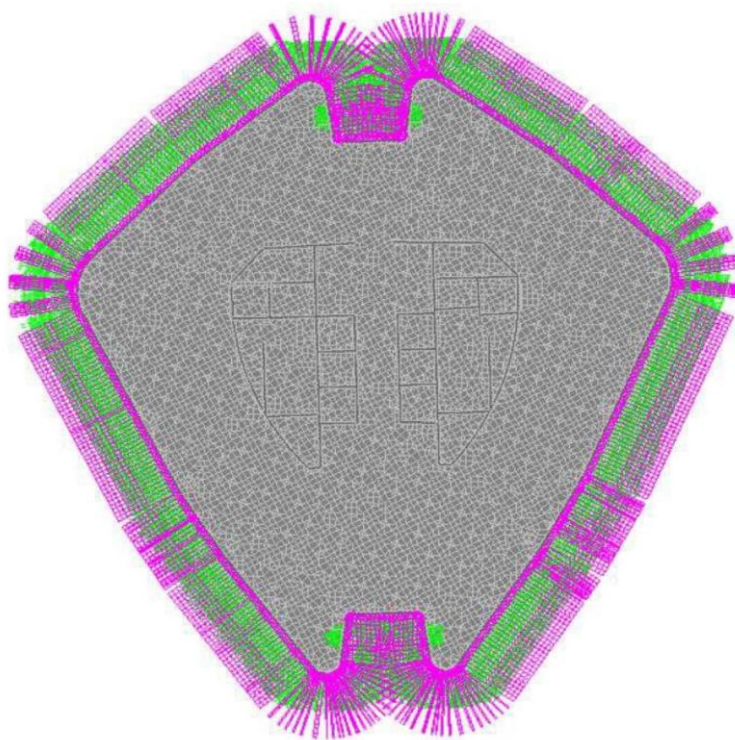


Рисунок 3.7 - Схема прикладання навантаження від ґрунту на зовнішні стіни

3.6 Результати з розрахунку армування

Зробимо розрахунок плити на дію навантажень.

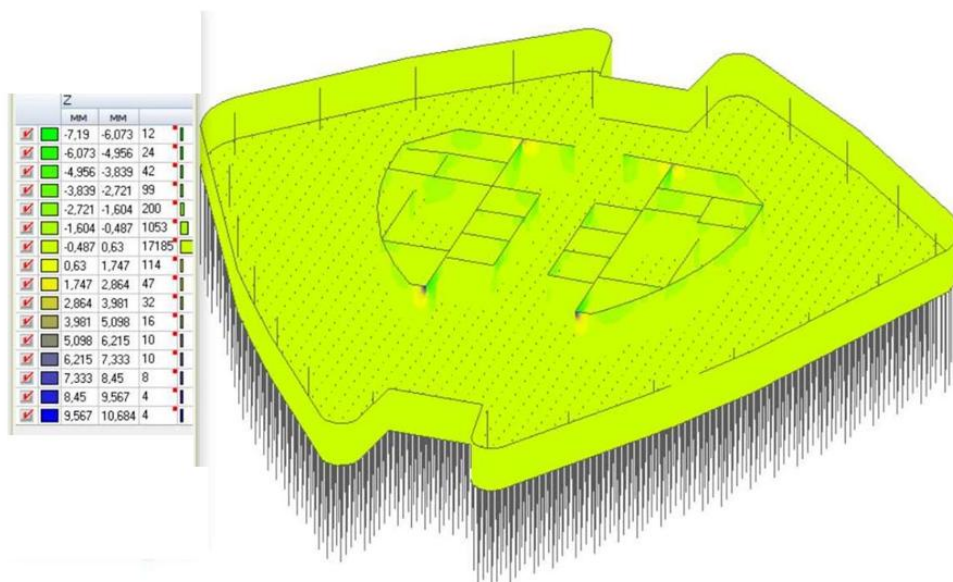


Рисунок 3.8 - Ізополя переміщень по осі Z

Ми бачимо, що максимальне переміщення становить 7,19 мм, що менше значення з табл. Г. 1 [11], яке дорівнює 15 см.

		cm ² /m	
✓	d10/75	9,582	2438
✓	d14/75	19,164	1572
✓	d18/75	28,745	850
✓	d20/75	38,326	659
✓	d22/75	47,907	539
✓	d25/75	57,488	463
✓	d28/75	67,069	387
✓	d28/75	76,651	309
✓	d32/75	86,232	216
✓	d32/75	95,813	125
✓	d32/75	105,394	83
✓	d36/75	114,975	43
✓	d36/75	124,557	16
✓	d36/75	134,138	4
✓	d40/75	143,719	2
✓	d40/75	153,3	2

Рисунок 3.9 - Нижнє армування по X (крок 200 мм)

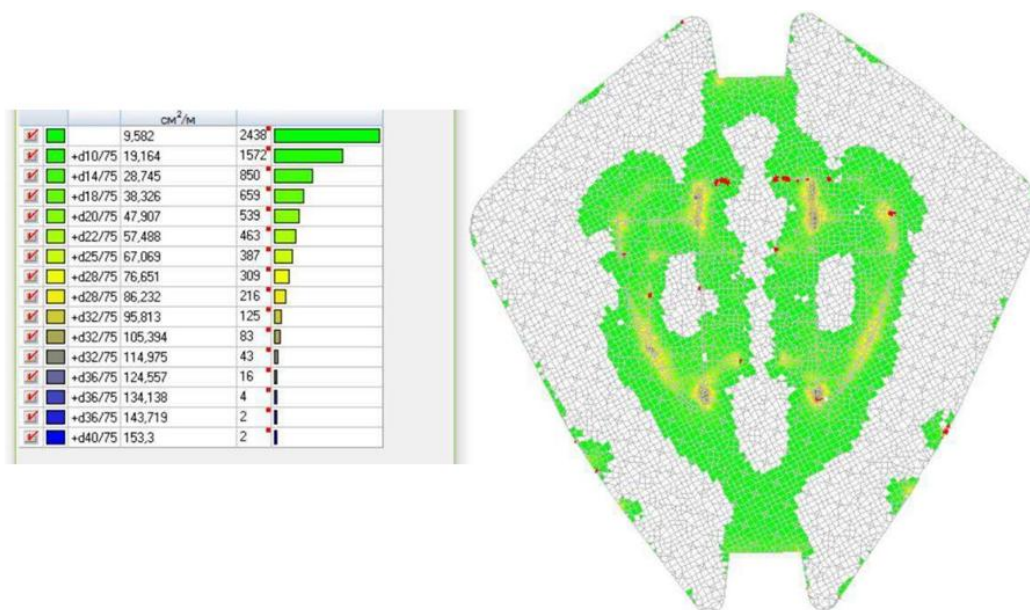


Рисунок 3.10 - Додаткове нижнє армування по Х (крок 150 мм)

		cm ² /m	
✓	d10/75	7,859	2645
✓	d14/75	15,713	2754
✓	d16/75	23,568	1492
✓	d18/75	31,422	960
✓	d20/75	39,276	1005
✓	d22/75	47,131	978
✓	d25/75	54,985	1070
✓	d25/75	62,839	1047
✓	d28/75	70,694	722
✓	d28/75	78,548	334
✓	d32/75	86,403	190
✓	d32/75	94,257	156
✓	d32/75	102,111	63
✓	d36/75	109,966	8
✓	d36/75	117,82	4
✓	d36/75	125,674	4

Рисунок 3.11 - Верхнє армування по Х (крок 200 мм)

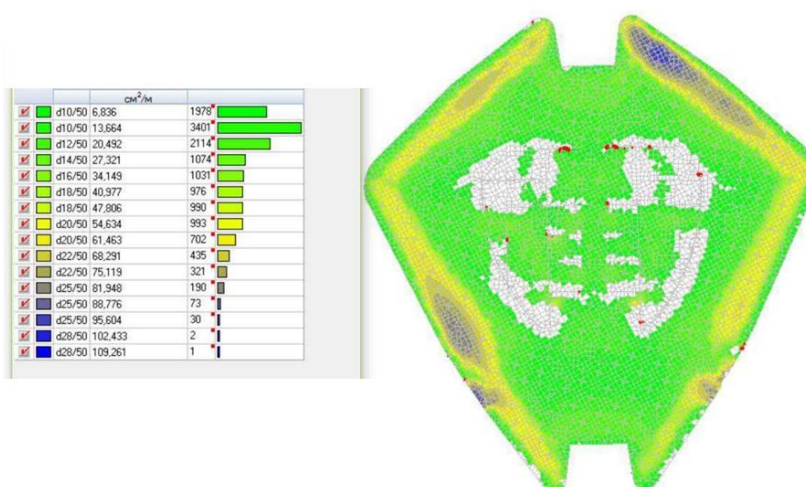


Рисунок 3.12 - Нижнє армування по Y (крок 200 мм)

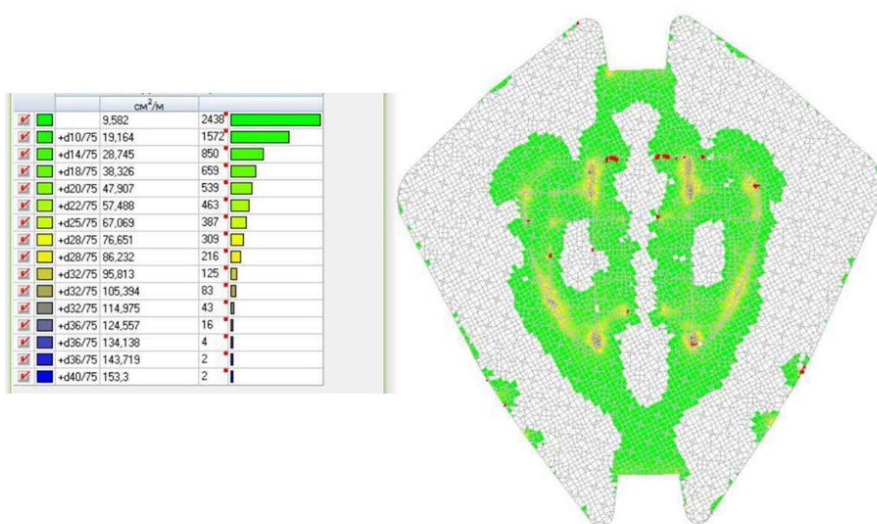


Рисунок 3.13 - Додаткове нижнє армування по Y (крок 200 мм)

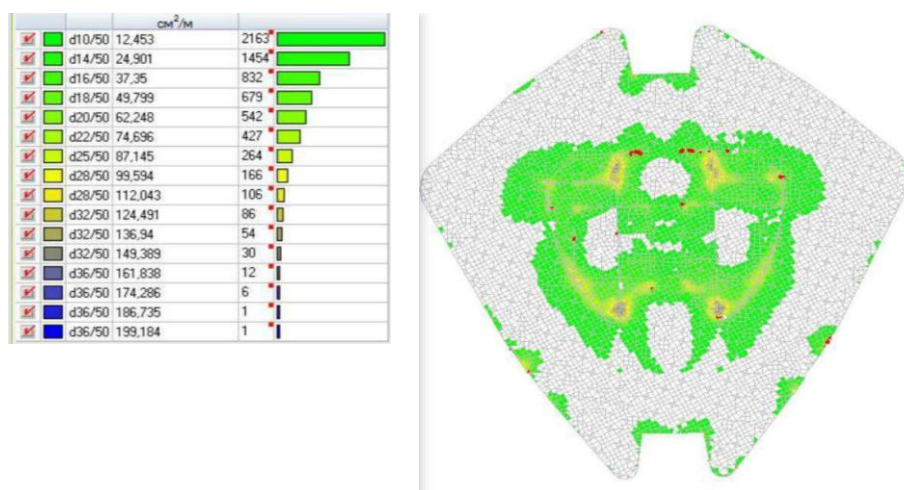


Рисунок 3.14 - Верхнє армування по Y (крок 200 мм)

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

— для нижньої сітки приймаємо арматурні стрижні в поздовжньому напрямку діаметром $\varnothing 28$ з кроком 200 мм і в поперечному напрямку діаметром $\varnothing 28$ з кроком 200 мм;

— для верхньої сітки в поздовжньому і поперечному напрямку $\varnothing 32$ з кроком 200 мм;

Так само розрахунок виявив найбільш навантажені ділянки (під колонами), де укладаємо додаткові арматурні стрижні. Внизу другим і третім рядом в осях у

поздовжньому напрямі укладаємо стрижні $\varnothing 32$ з кроком 150 мм і в поперечному напрямі $\varnothing 32$ з кроком 150 мм.

3.7 Розрахунок на продавлювання ростверка колоною

Розрахунком на продавлювання фундаментної плити колоною перевіряється достатність прийнятої висоти ростверку. Схему роботи ростверку наведено на рисунку 3.23. Піраміда продавлювання утворюється площинами, проведеними від грані колони до грані першої палі, тобто за кута, що більший за 45° , оскільки в межах піраміди продавлювання не повинно бути паль.

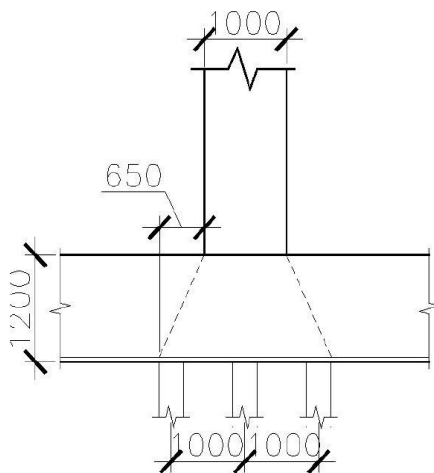


Рисунок 3.15 - Схема утворення піраміди продавлювання

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

Розрахунок ведемо за формулою:

$$F \leq \frac{2 \cdot R_{bt}}{\alpha} \cdot \left[\frac{h_{op}}{c_1} \cdot (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} \cdot (l_c + c_1) \right] \quad (3.10)$$

де F - розрахункова продавлювальна сила;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтягуванню, кПа. Для бетону В25 $R_{bt} =$

2500 кПа;

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

α - коефіцієнт, що враховує часткову передачу сили N;

b_c, l_c - розміри перерізу колони, м;

c_1, c_2 - відстані від граней колони до граней основи піраміди продавлювання, м, $F=26202$ кН.

$$26202 \text{ кН} \leq \frac{2 \cdot 2500}{1} \cdot \left[\frac{1,15}{0,5} \cdot (1 + 0,5) + \frac{1,15}{0,5} \cdot (1 + 0,5) \right] = 4347 \text{ кН}$$

Умова задовольняється. Залишаємо висоту плитної частини фундаменту 1200 мм.

РОЗДІЛ 4

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

На цьому етапі необхідно виконати порівняння кількох варіантів однієї з основних несучих конструкцій будівлі, зробити спрощений розрахунок, і за результатами розрахунку зробити вибір найбільш раціонального варіанта.

У даній роботі було ухвалено рішення провести такі варіанти проектування перекриття:

- варіант № 1. Монолітне залізобетонне перекриття по монолітних балках;
- варіант № 2. Монолітне безбалкове перекриття.

Варіанти перекриттів розраховували на дію навантаження, представленого в таблиці 4.1. Розрахункову схему плити перекриття представлено на рисунку 4.1.

Для виконання цього розділу зробимо спрощений розрахунок плити двох типів, для визначення армування, а також сформулюємо і проаналізуємо плюси і мінуси кожного варіанта.

Спрощений розрахунок виконуватимемо так - задамо розрахункову схему обох варіантів і завантажимо її основним однаковим перевірочним навантаженням і, отримавши результати, проаналізуємо, як змінитися потрібний обсяг бетону й арматури.

4.1 Короткий опис проектованої будівлі

Конструктивна система - каркасна.

Основні несучі елементи в будівлі прийняті для проектування у вигляді монолітних залізобетонних конструкцій.

Як фундаменти проектується монолітна плита на пальовій основі. Як вертикальні несучі елементи прийнято ядро жорсткості і колони змінного перерізу по висоті. Як горизонтальні несучі елементи прийнято монолітні плити перекриття і покриття.

Таблиця 4.1 - Збір навантажень

№	Вид навантаження	Нормативне значення, т/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове значення, т/м ²
1	Власна вага сталезалізобетонної плити	за SCAD	1,1	за SCAD
2	Конструкція підлоги (макс.)	0,1958	1,297	0,254
	1) Звукоізоляція підлоги $t = 5$ мм, $m = 0,0007$ т/м ²	0,0007	1,2	0,00084
	2) Стяжка цементно-піщана вирівнювальна М200 $t = 100$ мм, $m = 1,8$ т/м ³	0,18	1,3	0,234
	3) Клейовий розчин для укладання лінолеуму $t = 8$ мм, $\rho = 1,5$ т/м ³	0,012	1,3	0,0156
	4) Гомогенний лінолеум $t = 2$ мм, $m = 0,00295$ т/м ²	0,00295	1,2	0,00354
3	Корисне навантаження: службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного персоналу організацій і установ; офіси	0,2	1,2	0,24
Разом:		0,75	0,85	0,85

4.2 Варіант № 1. Монолітне залізобетонне перекриття по монолітних балках

Монолітне залізобетонне перекриття $t = 200$ мм по монолітних балках перетином $300 \times 600(h)$ мм, бетон важкий В45 F75 W4.

Результати переміщень вузлів монолітних балок представлено на рисунку 1.2. Максимальний прогин склав 73,2 мм для балки за віссю 1 прольотом 11 м і 18,54 мм для балки, що примикає, прольотом 5 м, що не перевищує допустимі прогини.

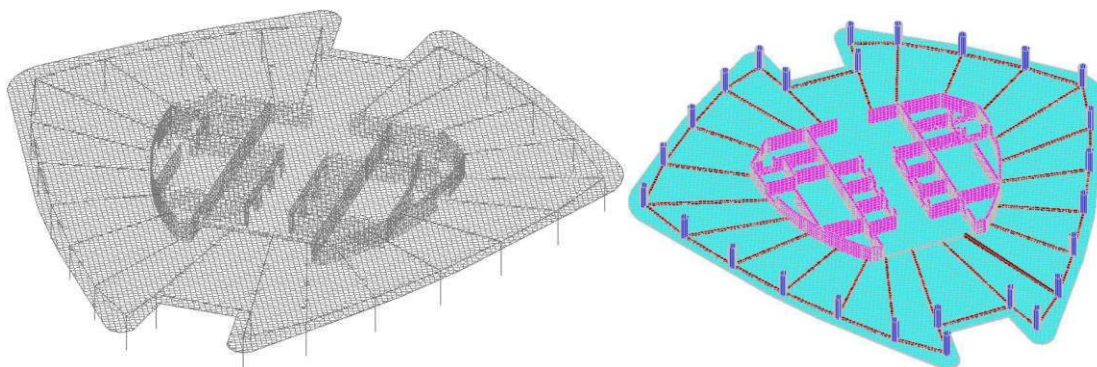


Рисунок 4.1 - Розрахункова схема плити перекриття по балках

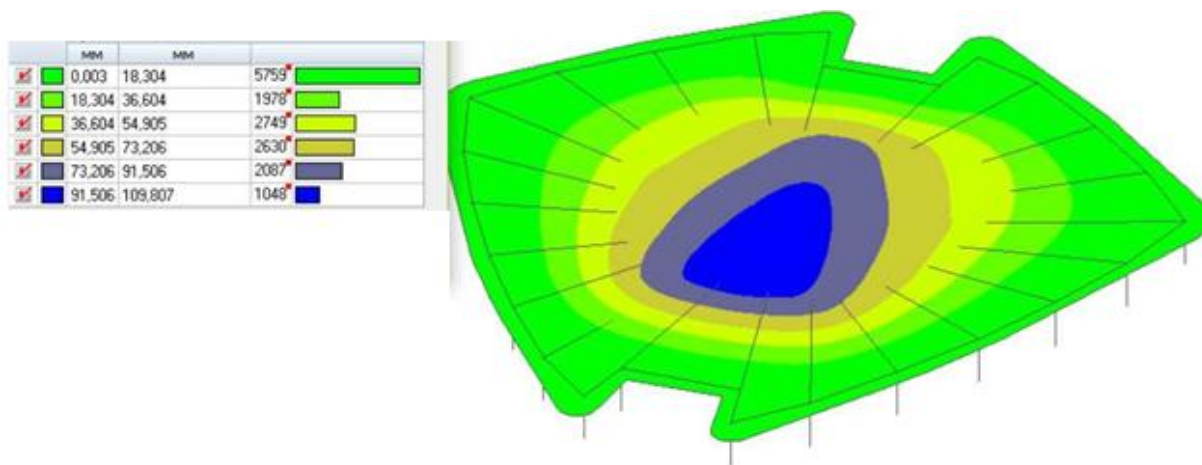


Рисунок 4.2 - Переміщення вузлів монолітних балок

4.3 Варіант № 2. Монолітна безбалочна плита

Монолітне безбалкове перекриття $t=300$ мм, бетон важкий B45 F75 W4.

Результати переміщень вузлів металевих балок представлено на рисунку 4.3. Максимальний прогин склав 49,43 мм, що не перевищує допустимі прогини.

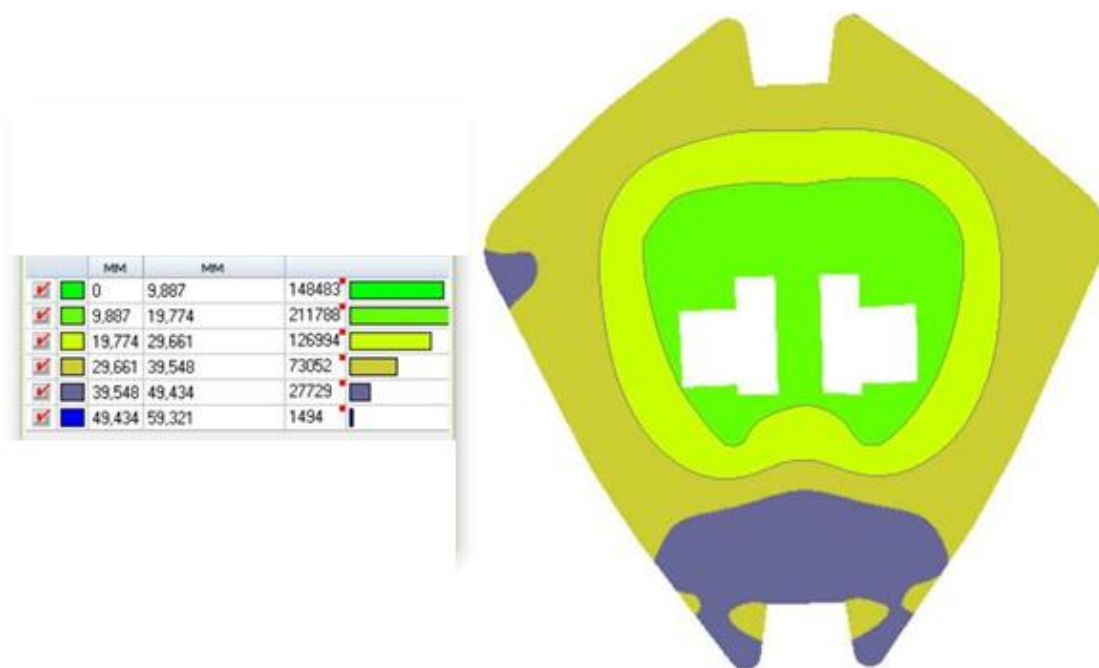


Рисунок 4.3 - Переміщення безбалкового перекриття

4.4 Порівняння варіантів

У результаті аналізу було проведено порівняння максимальних прогинів балок перекриттів, вартості влаштування одиниці площі перекриттів, трудовитрат на влаштування перекриттів, витрат матеріалів на влаштування одиниці площі перекриття (таблиця 4.2).

Таблиця 4.2 - Результати порівняльного аналізу

№	Найменування показника	Варіант	
		№1	№2
1	Максимальне значення прогину, мм	-49,43	-63,2
2	Витрата бетону на одиницю площі перекриття, м ³	0,27	0,28
3	Витрата сталі на одиницю площі перекриття, кг	60,4	53,8
4	Трудомісткість монтажу перекриття, люд-год	200,7	180

Проводячи порівняльний аналіз знайдених показників, ми бачимо, що за витратою основних матеріалів варіант №1 і №2 практично рівнозначні.

Але якщо розглядати витрати з урахуванням вартості будівельно-монтажних робіт і з урахуванням зменшення корисної висоти поверху в першому варіанті (що несе додаткові витрати на зведення поверху, під час влаштування монолітних колон, а також підвищуються витрати на оздоблення і вітражну систему), то економічно вигіднішим та доцільнішим буде варіант №2.

Для подальшого проектування приймається варіант №2 - монолітне безбалкове перекриття.

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Охорона праці

5.1.1 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 [22] під час зведення будівельних об'єктів повинні бути вжиті заходи для запобігання впливу на працівників та населення, яке перебуває на прилеглий до будівельного об'єкта території, небезпечних і шкідливих виробничих факторів.

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.

У разі залучення до трудового процесу жінок необхідно дотримуватись граничних норм підіймання 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).

5.1.2 Перелік заходів і проєктних рішень щодо визначення технічних засобів і методів роботи, які забезпечують виконання нормативних вимог охорони праці

Основними небезпечними виробничими факторами під час виконання робіт є: робота будівельних машин і механізмів, їхня спільна робота; робота на висоті; робота з електроінструментом і поблизу електричних мереж; роботи з транспортування та складування будівельних вантажів; небезпека виникнення пожежі; шкідливі санітарно-гігієнічні чинники (недостатня освітленість, хімічно активні або отруйні речовини).

Наказами по організації мають бути призначені особи, відповідальні за забезпечення охорони праці в межах доручених їм діляниць робіт, а також особа, відповідальна за безпечне виконання робіт краном.

В організації та на будівельному майданчику має бути організовано проведення перевірок, контролю та оцінки стану охорони та умов безпеки праці на різних рівнях. Територія будівельного майданчика огорожується постійною огорожею, а ділянки виконання робіт - тимчасовими огорожами.

Під час виконання робіт на будівельному майданчику виключається присутність сторонніх осіб. Будівельний майданчик обладнується необхідними знаками безпеки та наочною агітацією. На огорожах у темний час доби мають бути виставлені світлові сигнали. До початку робіт виконроб повинен ознайомити

всіх робітників з найнебезпечнішими моментами робіт і зобов'язаний вжити всіх запобіжних заходів для запобігання нещасним випадкам.

Під час робіт на висоті забороняється виконання робіт за вітру силою 6 балів (швидкість 12 м/сек) і більше, а також під час дощу і грози.

Під час роботи крана необхідно дотримуватися вимог, що стосуються вимог до експлуатації кранів і безпеки виконання вантажно-розвантажувальних робіт. Щоб уникнути доступу сторонніх осіб, небезпечні зони роботи крана повинні бути огорожені сигнальною огорожею.

Будівельний майданчик має бути обладнаний комплексом первинних засобів пожежогасіння - пісок, лопати, багри, вогнегасники. Під час робіт наявна система трубопроводів пожежогасіння повинна бути в справному стані.

5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

5.2.1 Законодавча база України

Основу нормативно-правової бази в сфері цивільної оборони, захисту населення і території від наслідків надзвичайних ситуацій складають:

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

5.2.2 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 – стає 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.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Архітектурні рішення: У цьому розділі виконано аналіз просторово-планувальних і архітектурних рішень офісного центру, враховуючи енергоефективність та естетику. Прийняті рішення відповідають сучасним вимогам з енергозбереження та комфорту.

Конструктивні та об'ємно-планувальні рішення: Проаналізовано кліматичні умови місцевості та виконано розрахунки конструктивних елементів. Розроблено оптимальні конструкції, що забезпечують надійність і безпеку будівлі.

Конструктивні та технічні рішення підземної частини: Обґрунтовано проектування пальового фундаменту з урахуванням інженерно-геологічних умов, виконано техніко-економічне порівняння варіантів.

Науково-дослідний розділ: Проведено порівняння двох варіантів міжповерхових перекриттів, визначено оптимальне рішення з точки зору техніко-економічних показників.

Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях: Розроблено рекомендації з організації безпечних умов праці на будівельному майданчику та заходи з мінімізації ризиків у надзвичайних ситуаціях.

У роботі виконано комплексний аналіз і розробку проекту офісного центру в Харкові. Особливу увагу приділено міжповерховим перекриттям, що дозволило обґрунтувати їхню деформативність і забезпечити оптимальні техніко-економічні показники. Запропоновані рішення сприяють підвищенню енергоефективності, безпеки та довговічності будівлі, враховуючи специфіку місцевих умов. Отримані результати можуть бути застосовані у подальшому проектуванні висотних громадських будівель.

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.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування"
16. Гудь, Михайло Іванович. "Підбір раціональної схеми розміщення в'язей у днищі плаваючого басейну." 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): 93-94.
17. 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.
18. Kovalchuk, Yaroslav, Natalya Shynhera, and Yaroslav Shved. "Formation of input information arrays for computer simulation of welded trusses behavior under thermal force effects." Вісник Тернопільського національного технічного університету 110.2 (2023): 118-124.
19. Shved, Yaroslav. "Strength and deformation analysis of a welded truss under load in fire and emergency temperature conditions." Вісник Тернопільського національного технічного університету 112.4 (2023): 73-81.
20. Швед, Ярослав Леонідович, and Оксана Іванівна Міщук. "Комп'ютерне моделювання поведінки зварних ферм при дії циклічних навантажень." Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “ 1 (2020): 34-34.
21. Мариновський, В. М., Гудь, М. І., & Крамар, Г. М. (2020). Застосування монолітних багатопустотних перекриттів у громадських будівлях. *Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “*, 1, 94-94.

22. 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.
23. Про охорону праці: Закон України від 14.10.92 р. № 2695-XII. Вид. офіц. Голос України 1992. 24 лист. № 49, ст.669.
24. ДСТУ-П OHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).
25. ДСТУ 2293–99 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять.
26. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків
27. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови
28. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці
29. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.
30. Кедик, Т., and Михайло Іванович Гудь. "Моделювання роботи каркасу будівлі складної геометричної форми при сукупній дії експлуатаційних навантажень." *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): 161-163.
31. Каспрук В.Б. 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.