

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

Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект реконструкції громадської будівлі з підсиленням фундаментів

Виконав: студент 4 курсу, групи МБ-42
спеціальності _____

192. Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Хохла О. Т.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Крамар Г. М.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В. П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2026

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« » 20__ р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр
(назва освітнього ступеня)
за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)
студенту Хохлі Олександр Тарасовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект реконструкції громадської будівлі з підсиленням фундаментів

Керівник роботи Крамар Галина Михайлівна, кандидат технічних наук, доцент кафедри БМ
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «22» січня 2026 року № 4/9-53.

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

Об'єкт проєктування - реконструкція громадської будівлі з підсиленням фундаментів; у пояснювальній записці опрацьовано існуючу будівлю реєстраційної палати з дефектами цегляної кладки та деформаціями фундаментів.

Вихідні умови - існуюча громадська будівля; цегляні стіни, стрічкові бетонні фундаменти, залізобетонні перекриття, тріщини фасадів, складні інженерно-геологічні умови та необхідність конструктивного підсилення.

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

Розробити вихідні дані, оцінку кліматичних умов, генеральний план ділянки та опис існуючих конструктивних рішень громадської будівлі.

Проаналізувати дефекти цегляної кладки, причини деформацій та аварійні чинники, пов'язані із замочуванням ґрунтів основи.

Запроєктувати підсилення надземних конструкцій будівлі залізобетонною обоймою та монолітними обв'язувальними поясами.

Дослідити інженерно-геологічні умови, описати існуючі фундаменти та розробити рішення з їх підсилення із передачею навантажень на скельний ґрунт.

Розробити технологічні, організаційні та безпекові рішення для виконання робіт із реконструкції, підсилення фундаментів і надземних конструкцій.

Виконати узагальнення прийнятих проєктних рішень, підготувати графічну частину та оформити пояснювальну записку відповідно до методичних вимог.

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

Креслення графічної частини - не менше 6 аркушів формату А1 (594 x 841 мм).

6. Консультанти розділів роботи

[illegible]

7. Дата видачі завдання 22.01.2026

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Керівник роботи

(підпис)

Хохла О.Т.

(прізвище та ініціали)

Крамар Г.М.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	9
1.1 Опис місцевих кліматичних умов.....	9
1.2 Генеральний план ділянки.....	9
1.3 Опис існуючих конструктивних рішень	10
1.4 Обґрунтування проєктних рішень та заходів, що забезпечують дотримання необхідних характеристик конструкцій.....	10
1.4.1 Забезпечення необхідних теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій	10
1.4.2 Забезпечення зниження шуму та вібрацій.....	11
1.4.3 Забезпечення гідроізоляції та пароізоляції приміщень.....	12
1.4.4 Забезпечення зниження загазованості приміщень.....	12
1.4.5 Забезпечення дотримання безпечного рівня електромагнітного та іншого випромінювання, дотримання санітарно-гігієнічних умов.....	12
1.4.6 Забезпечення пожежної безпеки.....	13
1.4.7 Теплотехнічний розрахунок стіни.....	14
1.4.2 Теплотехнічний розрахунок покрівлі.....	14
1.4.3 Теплотехнічний розрахунок покриття над допоміжними приміщеннями.....	15
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	17
2.1 Опис існуючих дефектів цегляної кладки	17
2.2 Зміцнення надземних конструкцій.....	18
РОЗДІЛ 3 ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	33
3.1 Вивленість інженерно-геологічних умов.....	33
3.2 Кліматичні характеристики району.....	33
3.3 Фізико-механічні властивості ґрунтів.....	34
3.4 Опис існуючих фундаментів.....	36
3.5 Рішення щодо посилення існуючого фундаменту.....	41
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ, БЕЗПЕКА ЖИТТЕДІЯЛЬНОСТІ	44

4.1 Техніка безпеки під час виконання робіт	44
4.2 Протипожежна безпека.....	46
4.3 Безпека роботи на риштуваннях та підмостях	48
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	50
БІБЛІОГРАФІЯ.....	53

ВСТУП

Експлуатація громадських будівель упродовж тривалого часу супроводжується поступовим зношенням конструкцій, зміною властивостей ґрунтової основи, появою дефектів у стінах, перекриттях, покриттях і фундаментах. Особливо небезпечними є нерівномірні осідання основи, оскільки вони спричиняють виникнення тріщин у цегляній кладці, порушення цілісності несучої системи та зниження експлуатаційної надійності будівлі. У таких умовах реконструкція має бути спрямована не лише на оновлення окремих конструктивних елементів, а передусім на усунення причин деформацій і відновлення просторової жорсткості споруди.

Актуальність бакалаврської кваліфікаційної роботи полягає у необхідності розроблення проєктних рішень для реконструкції громадської будівлі з підсиленням фундаментів. Потреба в таких заходах зумовлена наявністю тріщин у цегляних стінах, деформаціями окремих ділянок будівлі та нерівномірними осіданнями ґрунтової основи. Під час реконструкції важливо забезпечити стабілізацію роботи фундаментів, підвищити міцність і просторову жорсткість надземних конструкцій, усунути передумови для подальшого розвитку тріщин та створити безпечні умови експлуатації будівлі.

Об'єктом проєктування є існуюча громадська будівля, що потребує реконструкції та конструктивного підсилення. Будівля розташована у житловій зоні сформованої міської забудови. Територія навколо неї має елементи благоустрою, озеленення, пішохідні та транспортні зв'язки, що забезпечують можливість її подальшої експлуатації після виконання відновлювальних робіт.

Існуюча конструктивна система будівлі включає стрічкові бетонні фундаменти, цегляні зовнішні та внутрішні стіни, залізобетонні перекриття, дерев'яне покриття із шиферною покрівлею, дощаті підлоги та бетонні сходи. Під час обстеження виявлено тріщини в цегляній кладці, вивітрювання швів, локальні дефекти перекриттів, пошкодження оздоблювальних шарів і нерівномірні деформації фундаментів. Найбільш складний технічний стан характерний для ділянок, де відбулося замочування пилюватих пісків унаслідок аварійного витоку води з інженерних мереж.

Інженерно-геологічні умови майданчика впливають на вибір способу підсилення. У межах ділянки наявні насипні ґрунти, пилюваті піски, похований ґрунтово-рослинний шар і скельний ґрунт, представлений пісковиком. Нерівномірне зволоження піщаних ґрунтів під подошвами існуючих фундаментів спричинило додаткові осідання та появу вертикальних тріщин у зовнішніх стінах. Тому під час реконструкції необхідно передбачити заходи, що забезпечують передавання навантажень на більш надійні ґрунтові шари та обмежують подальший розвиток деформацій.

Прийняте рішення щодо зміцнення надземної частини будівлі передбачає улаштування залізобетонної обойми по периметру споруди. Конструктивно це здійснюється шляхом влаштування обв'язувальних монолітних поясів на рівнях поверхів із закріпленням до існуючої цегляної кладки анкерами та арматурними елементами. Таке підсилення дозволяє об'єднати окремі ділянки будівлі в просторово жорстку систему, зменшити вплив локальних деформацій на стіни та підвищити несучу здатність кладки.

Одночасно передбачено підсилення фундаментів. Основний принцип полягає у передачі частини навантажень від існуючих фундаментів на скельний ґрунт через додаткові залізобетонні елементи. Таке рішення дає можливість зменшити вплив слабших і схильних до замочування піщаних шарів, обмежити нерівномірні осідання та забезпечити стабільну роботу основи після реконструкції.

Метою бакалаврської кваліфікаційної роботи є розроблення архітектурно-будівельних, розрахунково-конструктивних і фундаментних рішень для реконструкції громадської будівлі з підсиленням фундаментів, спрямованих на відновлення її експлуатаційної придатності, підвищення просторової жорсткості, забезпечення міцності несучих конструкцій та зменшення впливу нерівномірних осідань ґрунтової основи.

Для досягнення поставленої мети у роботі вирішено такі завдання:

1. Проаналізовано природно-кліматичні та інженерно-геологічні умови ділянки, що впливають на технічний стан існуючої будівлі.
2. Охарактеризовано містобудівне положення об'єкта, стан прилеглої території, благоустрій і умови доступу до будівлі.
3. Виконано оцінку існуючих конструктивних рішень, технічного стану фундаментів, цегляних стін, перекриттів, покриття, підлог і оздоблення.
4. Визначено основні причини виникнення тріщин у цегляній кладці та нерівномірних деформацій фундаментів.
5. Розглянуто архітектурно-будівельні заходи щодо покращення теплозахисних властивостей огорожувальних конструкцій, гідроізоляції, пароізоляції, звукоізоляції та пожежної безпеки будівлі.
6. Виконано теплотехнічні розрахунки зовнішніх стін, покриття та окремих ділянок огорожувальних конструкцій.
7. Розроблено рішення щодо підсилення надземних конструкцій шляхом улаштування залізобетонної обойми та монолітних обв'язувальних поясів.
8. Виконано перевірочний розрахунок залізобетонної плити перекриття за граничними станами першої та другої груп.
9. Проаналізовано інженерно-геологічні умови, фізико-механічні характеристики ґрунтів і причини нерівномірного осідання фундаментів.
10. Запроєктовано заходи з підсилення існуючих фундаментів шляхом передавання навантажень на більш надійний скельний ґрунт.
11. Розглянуто вимоги охорони праці, техніки безпеки, пожежної безпеки та безпечного виконання робіт на риштуваннях і підмостях.

Вихідними даними для проєктування є наявність існуючої громадської будівлі з цегляними несучими стінами, бетонними стрічковими фундаментами, залізобетонними перекриттями та локальними дефектами конструкцій. Враховано тріщини в цегляній кладці, нерівномірні осідання фундаментів, складні ґрунтові умови, наявність пилюватих пісків і скельного ґрунту, а також необхідність підсилення надземної та підземної частин споруди.

Методи виконання роботи включають аналіз технічного стану будівлі, оцінку дефектів і причин їх виникнення, розрахунок залізобетонних елементів за граничними станами, теплотехнічне обґрунтування огорожувальних конструкцій, аналіз інженерно-геологічних умов та розроблення конструктивних заходів із підсилення фундаментів і цегляних стін.

Практичне значення роботи полягає у розробленні комплексу технічно обґрунтованих рішень для реконструкції громадської будівлі. Передбачені заходи дають змогу підвищити жорсткість і стійкість надземних конструкцій, обмежити розвиток тріщин у цегляній кладці, зменшити вплив нерівномірних осідань та забезпечити подальшу безпечну експлуатацію об'єкта.

Ключові слова: РЕКОНСТРУКЦІЯ ГРОМАДСЬКОЇ БУДІВЛІ, ПІДСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ, ЗАЛІЗОБЕТОННА ОБОЙМА, ЦЕГЛЯНА КЛАДКА, НЕРІВНОМІРНІ ОСІДАННЯ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Опис місцевих кліматичних умов

Існуюча будівля належить до кліматичного району II згідно з [3].

Цей район характеризується такими параметрами:

- середньомісячна температура зовнішнього повітря в січні від мінус 14⁰С до мінус 28 ⁰С; [3].
- середньомісячна температура зовнішнього повітря в липні — від плюс 12⁰С до плюс 21⁰С; [3].
- середня швидкість вітру за три зимові місяці 5 м/с [3].

Температура зовнішнього повітря найхолоднішої п'ятиденки з забезпеченістю 0,92 $t_{ext}=-27^{\circ}\text{C}$ [3].

Тривалість опалювального періоду $Z_{ht}=223$ дні [3].

Середня температура зовнішнього повітря під час опалювального періоду t_{ht} мінус 9,7⁰С [3].

Температура внутрішнього повітря плюс 15 ⁰С;

Нормальний режим приміщень —55% [3].

Зона вологості району будівництва — 3, суха [3].

Розрахунковий показник снігового навантаження $S_g=1,4$ кПа [2];

Сейсмічність 7 балів [5].

1.2 Генеральний план ділянки

Існуюча будівля реєстраційної палати розташована в житловій групі, що входить до складу мікрорайону. Ця територія належить до житлової зони, призначеної для розселення людей. Планування та забудова ділянки забезпечують сприятливі умови для життєдіяльності, побуту, відпочинку та дозвілля населення. Враховуються санітарно-гігієнічні вимоги до планування та забудови житлових районів, забезпечується необхідний рівень освітленості та інсоляції житлових

будинків, громадських будівель і дворів, забезпечується необхідне благоустрій та озеленення територій. Ділянка навколо будівлі упорядкована та озеленена різними насадженнями.

1.3 Опис існуючих конструктивних рішень

Опис конструктивних елементів будівлі, її основних частин та відсоток зносу:

- фундамент - бетонний стрічковий, відсоток зносу 15%, має дрібні тріщини;
- стіни - цегляні, відсоток зносу 25%, мають вивітрювання швів, тріщини;
- перегородки - цегляні, відсоток зносу 20%, мають тріщини в місцях стиків;
- перекриття - залізобетонні, відсоток зносу 20%, мають тріщини між плитами;
- дах - шифер на дерев'яній обрешітці, відсоток зносу 30%, має ослаблення листів;
- підлоги - дощаті дерев'яні, відсоток зносу 30%, мають стертості, тріщини, сколи;
- внутрішнє оздоблення - мокра штукатурка, побілка, фарбування, відсоток зносу 30%, має тріщини в місцях стиків;
- сходи та ганки - бетонні.

1.4 Обґрунтування проєктних рішень та заходів, що забезпечують дотримання необхідних характеристик конструкцій

1.4.1 Забезпечення необхідних теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій

Тепловий захист розроблено відповідно до вимог [8].

Зовнішні стіни: тришарові (внутрішній шар - цегляна кладка з повнотілої глиняної цегли на цементно-піщаному розчині товщиною 380 мм, середній шар –

утеплювач товщиною 100 мм і з повітряним зазором 60 мм, зовнішній шар - вентиляований фасад з фіброцементних плит.

Покриття виконано з монолітної залізобетонної ребристої плити, на яку укладено вирівнювальну цементно-піщану стяжку М100 товщиною 20 мм, на яку укладено пароізоляційну плівку, по якій укладено утеплювач товщиною 100 мм, по якому укладено розділовий шар пергамін, по якому укладено розрівнювальний шар з крупнопористого керамзитобетону монолітного укладання (з подальшим влаштуванням блискавкозахисної сітки) товщиною 40-230 мм, по якому укладається вирівнювальна цементно-піщана стяжка М150 товщиною 40 мм, вона обробляється ґрунтовкою, потім укладається гідроізоляція товщиною 4 мм і гідроізоляція товщиною 4 мм.

Віконні блоки виготовлені з полівінілхлоридних профілів із заповненням із склопакетів за [10]. Зовнішні двері двох видів: скляні розсувні, металеві за [11].

1.4.2 Забезпечення зниження шуму та вібрацій

Основними джерелами шуму від офісно-торгового комплексу є: відкриті автостоянки, проїзд спецавтотранспорту з доставки товарів та проїзд автомобілів до в'їзду на розвантажувальну площадку, системи припливно-витяжної вентиляції та технологічне обладнання будівлі.

Для захисту від шуму передбачена звукоізоляція в огорожувальних конструкціях. Вентиляційне обладнання передбачено з віброізоляцією та в шумоізоляційному виконанні. Додаткових заходів щодо захисту від шуму не потрібно. Для зниження рівня шуму від працюючого вентиляційного обладнання передбачаються такі заходи: установка шумоглушників; підключення повітропроводів до вентиляторів за допомогою гнучких вставок.

Вплив на навколишню територію від експлуатації офісно-торгового комплексу не перевищуватиме встановлених санітарними нормами [12] гігієнічних нормативів.

Проект санітарно-захисної зони офісно-торгового комплексу відповідає вимогам санітарно-епідеміологічних правил і нормативів.

1.4.3 Забезпечення гідроізоляції та пароізоляції приміщень

Бічні поверхні монолітних конструкцій, що стикаються з ґрунтом, обмазуються гарячим бітумом у 2 рази.

У підлогах приміщень з вологим режимом передбачена гідроізоляція від стічних вод із заведенням на стіни не менше 400 мм. У підлозі підвалу передбачена бітумна гідроізоляція від капілярного підйому ґрунтових вод.

У покритті під утеплювачем передбачено прокладення пароізоляційної плівки. Утеплювачі стін і покриття виконані з мінераловатних гідрофобізованих плит.

Утеплювач цоколя будівлі оштукатурений по сітці цементно-піщаним розчином. У віконних отворах передбачені зливні фартухи.

1.4.4 Забезпечення зниження загазованості приміщень

Для забезпечення необхідних санітарно-гігієнічних норм, що висуваються до мікроклімату та повітряного середовища багатофункціональних комплексів, прийнято влаштування припливно-витяжної вентиляції з механічним та природним приводом.

1.4.5 Забезпечення дотримання безпечного рівня електромагнітного та іншого випромінювання, дотримання санітарно-гігієнічних умов

Для дотримання санітарно-гігієнічних умов усі матеріали, що застосовуються для проєктування будівлі, повинні мати гігієнічні сертифікати.

1.4.6 Забезпечення пожежної безпеки

Ступінь вогнестійкості будівлі — І. Під'їзд пожежних автомобілів забезпечений з усіх боків будівлі.

Для забезпечення локалізації та ліквідації ймовірних пожеж на стадії експлуатації об'єкта має бути розроблений «План гасіння пожеж».

Гасіння можливої пожежі та проведення рятувальних робіт забезпечуються конструктивними, просторово-планувальними, інженерно-технічними та організаційними заходами.

Діяльність пожежних підрозділів забезпечується шляхом облаштування:

- пожежних проїздів та під'їзних шляхів до будівель для пожежної техніки, поєднаних з функціональними проїздами та під'їздами;
- зовнішнього та внутрішнього протипожежного водопроводу;
- протидимного захисту шляхів проходження особового складу
- підрозділів пожежної охорони всередині будівлі (системи димовидалення, підтиск повітря під час пожежі);
- засобів підйому особового складу підрозділів пожежної охорони та пожежної техніки на поверхи та на покрівлю будівлі.

Забезпечено можливість проїзду пожежних автомобілів до будівлі з усіх боків. Проїзди не використовуються для стоянки інших видів транспорту.

Відстань від внутрішнього краю проїздів пожежної техніки до стін будівлі об'єкта передбачається в 5-8 м.

Доступ пожежних підрозділів на покрівлю забезпечується через пожежну металеву драбину та через виходи зі сходових клітин.

Над кожним входом до будівлі встановлюється світильник, підключений до мережі аварійного освітлення.

Між маршами сходів і між поручнями огорож сходових маршів передбачено зазор шириною не менше 75 міліметрів.

1.4.7 Теплотехнічний розрахунок стіни

Визначаємо теплотехнічні характеристики шарів і узагальнюємо їх у таблиці.

У таблиці 1.5 наведено матеріали та їхні характеристики конструкції стіни.

Таблиця 1.5 – Теплотехнічні характеристики конструкції стіни з панелей

Назва шару	Щільність шару γ , кг/м ³	Товщина шару δ , м	Коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару λ , Вт/м ⁰ С
Сталь	1800	0,001	0,66
Сталь	1800	0,001	0,66
Мінеральна плита	100	X	0,056

Опір теплопередачі:

$$R_0 = R_{si} + R_k + R_{se} \geq R_{req}; \quad (1.1)$$

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,001}{0,66} + \frac{X}{0,056} + \frac{0,001}{0,66} + \frac{1}{23} \geq 2,92;$$

$$X \geq 0,16 \text{ м.}$$

У зв'язку з цим візьмемо товщину утеплювача $\delta=160$ мм. Товщина стіни становить $\delta=162$ мм.

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,001}{0,66} + \frac{0,16}{0,056} + \frac{0,001}{0,66} + \frac{1}{23} = 3,02 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ \text{С}}{\text{Вт}}$$

R_0 - приведений опір теплопередачі огорожувальної конструкції, м²*° С/Вт.

Загальна товщина огорожувальних стін становить 162 мм.

1.4.2 Теплотехнічний розрахунок покрівлі

На рисунку 1.1 показано конструкцію покриття.

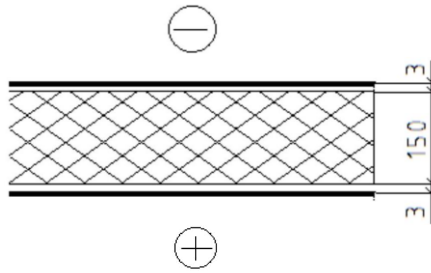


Рисунок 1.1 – Будова покриття

Визначаємо теплотехнічні характеристики шарів і узагальнюємо їх у таблиці.

Таблиця 1.6 – Теплотехнічні характеристики конструкції покриття

Назва шару	Щільність шару γ , кг/м ³	Товщина шару δ , м	Коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару λ , Вт/м ⁰ С
Сталь	1800	0,001	0,66
Мінеральна плита	100	X	0,056
Сталь	1800	0,001	0,66

Опір теплопередачі $R_0 = R_{si} + R_k + R_{se} \geq R_{req}$;

$$\frac{1}{8,7} + \frac{0,001}{0,66} + \frac{X}{0,056} + \frac{0,001}{0,66} + \frac{1}{23} \geq 3,92;$$

$$X \geq 0,22\text{м.}$$

У зв'язку з цим візьмемо товщину утеплювача $\delta = 210\text{мм.}$

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,001}{0,66} + \frac{0,22}{0,056} + \frac{0,001}{0,66} + \frac{1}{23} = 4,09 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}}{\text{Вт}};$$

R_0 - приведений опір теплопередачі огорожувальної конструкції, м²*° С/Вт.

1.4.3 Теплотехнічний розрахунок покриття над допоміжними приміщеннями

Визначаємо теплотехнічні характеристики шарів і узагальнюємо їх у таблиці.

Таблиця 1.7 – Теплотехнічні характеристики конструкції покриття

Назва шару	Щільність шару γ , кг/м ³	Товщина шару δ , м	Коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару λ , Вт/м ⁰ С
Полімерна мембрана	600	0,0015	0,17
Мінплита	100	X	0,056
Пароізоляція	100	0,0002	0,27
Сталевий профільований лист	1800	0,001	0,66

Опір теплопередачі: $R_0 = R_{si} + R_k + R_{se} \geq R_{req}$;

$$\frac{1}{8,7} + \frac{0,001}{0,66} + \frac{0,0002}{0,27} + \frac{X}{0,056} + \frac{0,0015}{0,17} + \frac{1}{23} \geq 3,92;$$

$$X \geq 0,22 \text{ м}$$

У зв'язку з цим візьмемо товщину утеплювача $\delta = 210 \text{ мм}$.

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,001}{0,66} + \frac{0,0002}{0,27} + \frac{0,22}{0,056} + \frac{0,0015}{0,17} + \frac{1}{23} = 4,1 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}}{\text{Вт}};$$

R_0 - приведений опір теплопередачі огорожувальної конструкції, м² °С/Вт.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Опис існуючих дефектів цегляної кладки

У зв'язку з тим, що будівля розірвана тріщинами на 3 частини, безпека її експлуатації навіть при посиленні основ-фундаментів, через які вона «розкололася», не буде забезпечена. До того ж стабілізація деформації пісків під фундаментами не завершена. Нова аварійна ситуація з проривом системи опалення може призвести до розмиву ґрунту під фундаментом у північно-західному куті та створення аварійної ситуації. Модуль деформації піску під фундаментом на основі компресійних випробувань становить 8,6 МПа. Додаткове замочування може спровокувати не тільки додаткові осідання, а й призвести до суфозійних процесів — винесення піщаних частинок і втрати стійкості масиву ґрунту.



Рисунок 2.1 — Північний фасад будівлі із зазначенням місць розташування тріщин (виділено червоним)



Рисунок 2.2 — Західний фасад будівлі із зазначенням місць розташування тріщин (виділено червоним)



Рисунок 2.3 — Південний фасад будівлі із зазначенням місць розташування тріщин (виділено червоним)

Тому початкове завдання — обкласти будівлю залізобетонною «обоймою» («сорочкою») над вікнами 3 та 4 поверхів по периметру будівлі. Ця технологія широко використовується для посилення будівель, деформованих під час будівництва.

2.2 Зміцнення надземних конструкцій

В якості зміцнення було обрано спосіб укладення будівлі в залізобетонну обойму (сорочку) над вікнами 3 та 4 поверхів по периметру будівлі та обв'язувальними поясами по 10 м над другим і першим поверхом.

По довжині поясу в шаховому порядку забиваємо анкери (приймаємо конструктивно А12-400 з кроком 1000 мм), укладаємо арматуру (приймаємо конструктивно АШ О12), зв'язуємо, заливаємо бетоном.

На рисунках 2.4, 2.5 зображено фасади з південного боку після посилення.

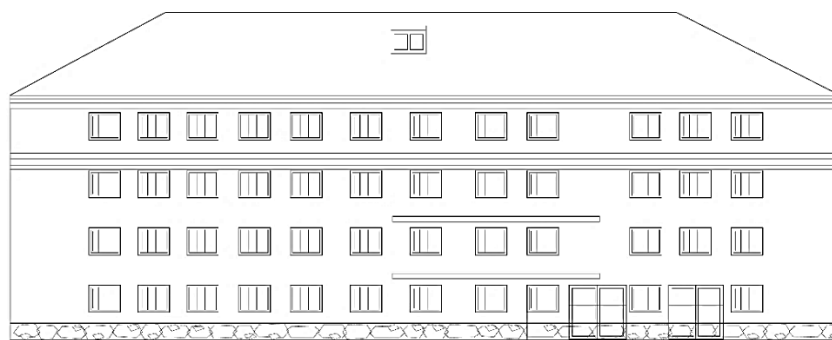


Рисунок 2.4 — Фасад 5-1 після зміцнення

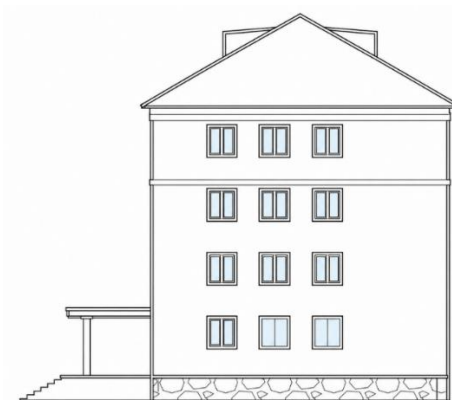


Рисунок 2.5 — Фасад А-В після реконструкції

На рисунку 2.6 показано влаштування монолітного поясу над 4 поверхом.



Рисунок 2.6 — Улаштування обв'язувального поясу над 4 поверхом

На рисунку 2.7 показано влаштування монолітного поясу над 3 поверхом.

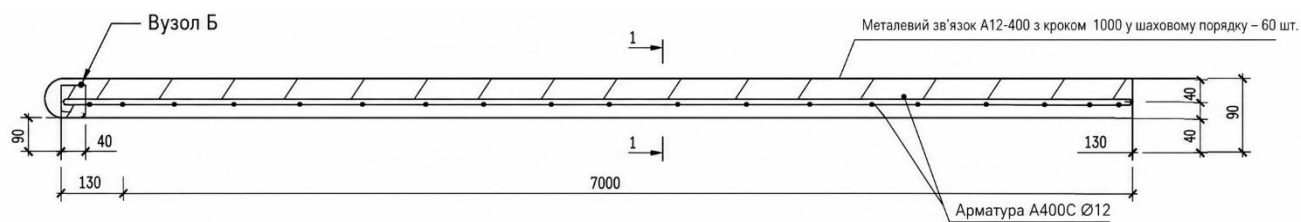


Рисунок 2.7 — Улаштування обв'язувального поясу над 3 поверхом

На рисунку 2.8 показано влаштування обв'язувального поясу над 2 поверхом

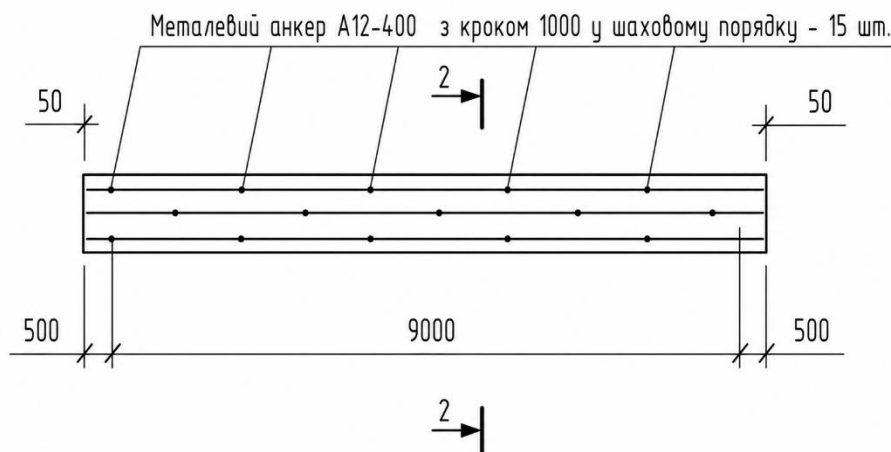


Рисунок 2.8 — Будова монолітного поясу над другим поверхом

На рисунку 2.9 показано влаштування обв'язувального поясу над 1 поверхом

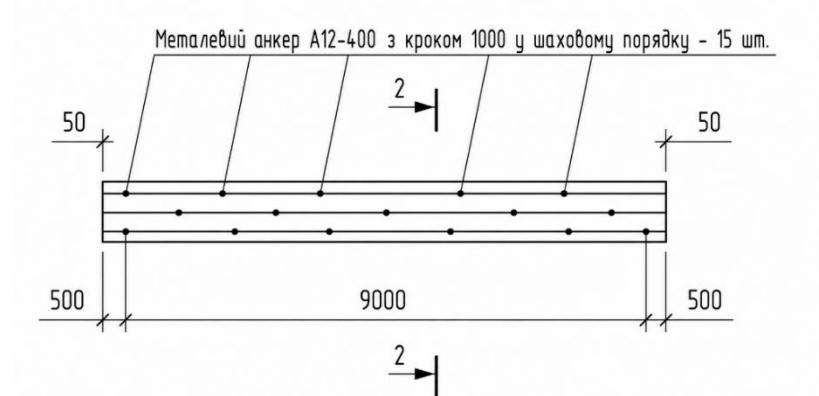


Рисунок 2.9 — Улаштування монолітного поясу над першим поверхом

2.2. Розрахунок плити

Виконаємо перевірочний розрахунок плити перекриття з ПІ товщиною 160 мм.

Підбір навантажень проводиться відповідно до ДБН «Навантаження та впливи». $\gamma_n=0,95$ - коефіцієнт надійності за призначенням; $\gamma_f>1$ - коефіцієнт надійності за навантаженням.

Розрахунок проводимо за I групою граничних станів при перевірці на міцність по нормальних, похилих перерізах та II групою граничних станів при перевірці деформацій, утворенні та розкритті тріщин.

Таблиця 2.1 — Сума навантажень на міжповерхове перекриття

№	Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт навантаження за зка, γ_f	Розрахункова навантаження, кН/м^2
Постійні навантаження				
1	Лінолеум $\delta=5\text{мм}$, $\gamma=1800\text{кг/м}^3$ $\gamma_n=0,95$ Цементно-піщана стяжка $\delta=40$ $\gamma_n=1800$ кг/м^3 ($0,04 \cdot 18$), $\gamma_n=0,95$ кг/м^3 Залізобетонна плита перекриття $\delta=160$ мм $\gamma_n=2500$ кг/м^3 ($0,16 \cdot 25$), $\gamma_n=0,95$		1,3	0,12
	Разом	4,57		5,12
1	Тимчасові — експлуатаційні міжповерхові перекриття	1,5	1,3	1,95
	Разом	6,07		7,07

Таблиця 2.2 — Сума навантажень на перекриття підвалу

№	Навантаження	Нормативна величина, кН/м^2	Коефіцієнт навантаження за зка, γ_f	Розрахункова навантаження, кН/м^2
1	Постійні навантаження Лінолеум $\delta=3,6$ мм, $\gamma=1800$ ($0,0036 \cdot 18$), $\gamma_n=0,95$	0,06	1,3	0,08
2	Цементно-піщана стяжка $\delta=80$, 1800кг/м^3 ($0,08 \cdot 18$), $\gamma_n=0,95$	1,37	1,1	1,51

Продовження таблиці 2.2

№	Навантаження	Нормативна величина, кН/м^2	Коефіцієнт навантаження за зка, γ_f	Розрахункова навантаження, кН/м^2
3	Залізобетонна плита перекриття $\delta=160 \text{ мм}$ 2500 кг/м^3 ($0,16 \cdot 25$), $\gamma_n=0,95$ Утеплювач $\delta=50 \text{ мм}$ 30 кг/м^3 ($0,05 \cdot 0,3$), $\gamma_n=0,95$	3,8	1,1	4,18
4		0,02	1,2	0,024
	Разом	5,25		5,794
1	Тимчасові - експлуатаційні витрати	2,0	1,3	2,6
	Разом	7,25		8,394

Таблиця 2.3 — Сума навантажень на горищне перекриття

№	Навантаження	Нормативна величина, кН/м^2	Коефіцієнт навантаження, γ_f	Розрахункова навантаження, кН/м^2
1	Постійні навантаження	0,85	1,1	0,94
	Цементно-піщана стяжка $\delta=50 \text{ мм}$ 1800 кг/м^3 ($0,05 \cdot 18$) $\gamma_n=0,95$	3,8	1,1	4,18
	Залізобетонна плита перекриття $\delta = 160 \text{ мм}$ 2500 кг/м^3 ($0,16 \cdot 25$), $\gamma_n=0,95$			
	Разом	4,65		5,12
1	Тимчасові - експлуатаційні на горищне риття	0,5	1,3	0,65
	Разом	5,15		5,77

Розрахунковий проліт

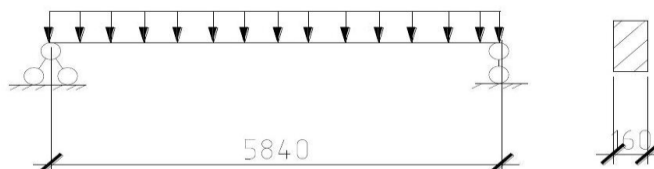


Рисунок 2.10 — Розрахункова схема плити перекриття П1

Визначення внутрішніх зусиль

Розрахунковий проліт: $6000-80-80=5840$ мм.

Залізобетонна плита працює як однопролітна шарнірно-опорна балка (рис. 2.10). Навантаження, яке сприймає ділянка, наведено в таблиці 2.2.

Зусилля від розрахункових навантажень:

Згинальні моменти та поперечні сили:

- від навантаження q
- $M = \frac{ql^2}{8} = \frac{8,394 \cdot 5,84^2}{8} = 35,78 \text{ кН} \cdot \text{м};$
- $Q = \frac{ql}{2} = \frac{8,394 \cdot 5,84}{2} = 24,51 \text{ кН};$

Розрахунок плити за I групою граничних станів

Розрахунок плити за I групою граничних станів включає:

- розрахунок міцності згинаємого елемента за нормальним перерізом;
- розрахунок міцності згинаємого елемента за похилим перерізом.

Розрахунок міцності за нормальним перерізом

Розрахунок прямокутних перерізів згинальних елементів здійснюється за умовою:

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_{sc} \cdot A_s^1 \cdot (h_0 - a^1)$$

за умови: $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi \cdot R$ [4], де

x — висота стиснутої зони.

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s^1}{R_b \cdot b} \quad (2.1)$$

Підбираємо розміри перерізу $b \times h$.

Ширина перерізу $b = 5840$ мм, враховуючи, що $\xi \leq \zeta \cdot R$, де

$$\zeta \cdot R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,n}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} [3], \text{ де}$$

ω - характеристика стиснутої зони бетону, що визначається за формулою

$$\omega = \alpha - 0.008R_b, \text{ де}$$

$\alpha = 0.85$ - коефіцієнт для важкого бетону

$$\omega = 0.85 - 0.008 \cdot 11.5 = 0.758.$$

$$\sigma_{sr} = R_s = 365 \text{ МПа}$$

$\sigma_{sc.n} = 500$ - граничне напруження в арматурі стиснутої зони.

$$\zeta \cdot R = \frac{0.758}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.758}{1.1}\right)} = 0.616$$

$$\alpha_m = 0.46$$

Обчислюємо vh_0

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{35,78}{0.46 \cdot 0.9 \cdot 11.5 \cdot 10^3 \cdot 5,84}} = 0.036 \text{ , м}$$

$$h = h_0 + a = 1 + 15 = 160 \text{ мм.}$$

приймаємо $h = 160 \text{ мм.}$

Підбираємо переріз арматури

$$h_0 = h - a = 160 - 15 = 145 \text{ мм}$$

$$A_0 = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b} = \frac{35,78}{1 \cdot 0,145^2 \cdot 11.5 \cdot 10^3} = 0.15$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot A_0^2} = \frac{35,78}{11.5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0.15^2} = 0.138$$

$\xi = 0.45$, Тоді

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{35,78}{365 \cdot 10^3 \cdot 0.45 \cdot 0.145} = 0.000502 \text{ м}^2 = 5,02 \text{ см}^2$$

Приймаємо мінімально можливий діаметр:

$$5\emptyset 12 \text{ A400 з } A_s = 5,65 \text{ см}^2, \text{ крок } 200 \text{ мм.}$$

$$R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_s \cdot A_s^1 \cdot (h_0 - a), \text{ де}$$

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{365 \cdot 5,65}{11.5 \cdot 1} = 1,79 \text{ см}$$

$$11500 \cdot 1 \cdot 0,017 \cdot (0,145 - 0,5 \cdot 0,017) + 365 \cdot 10^3 \cdot 5,65 \cdot 10^{-4} \cdot (0,145 - 0,015) \\ = 77,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 35,78 < 77,6 \text{ кНм}$$

Умова виконується.

Підбираємо арматуру в зоні стиснення

$$x \leq \xi \cdot R \cdot x \cdot h_0$$

$$x = 0.017 \text{ м}$$

$$\xi \cdot h_0 = 0.616 \cdot 0.205 = 0.126$$

$$0.017 < 0.126$$

$$R_{sc} \cdot A_s^1 = R_s \cdot A_s - R_b \cdot b \cdot x$$

$$A_s^1 = \frac{R_s \cdot A_s - R_b \cdot b \cdot x}{R} = \frac{365 \cdot 5,65 - 11.5 \cdot 100 \cdot 1,79}{365} \leq 0,101$$

Приймаємо 5 Ø12 A400 з $A_s = 5,65 \text{ см}^2$, крок 200 мм.

Розрахунок міцності по похилому перерізу:

Розрахунок залізобетонних елементів на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій смугі між похилими тріщинами проводиться за умовою:

$$Q \leq 0.3 \cdot \varphi_{n1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \text{ де}$$

$\varphi_{m1} = 1$ - коефіцієнт, що враховує вплив хомутів, нормальних до поздовжньої осі елемента, визначається за формулою:

$$\varphi_{n1} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_n$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{27000} = 7,41$$

$$\mu_n = \frac{A_{sw}}{b \cdot \chi \cdot S} = 0$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 7,41 \cdot 0 = 1$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b, \text{ де}$$

$$\beta = 0.01 -$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0.01 \cdot 11.5 = 0.9$$

$$0.3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0.3 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 11.5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0.205 = 388,125 \text{ kN}$$

$$Q = 24,51 \text{ kN} \leq 388,125 \text{ kN}$$

Умова виконується.

У результаті підбираємо плити товщиною 160 мм.

Розрахунок плити за II групою граничних станів

Розрахунок плити за II групою граничних станів включає:

- розрахунок утворення тріщин, перпендикулярних до поздовжньої осі;
- розрахунок щодо розкриття тріщин, перпендикулярних до поздовжньої осі;

– розрахунок на деформації.

Геометричні характеристики наведених перерізів

Співвідношення модулів пружності:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 6,33.$$

Площа зведеного перерізу:

$$A_{\text{red}} = A + \alpha \cdot A_s = 584 \cdot 16 + 6,33 \cdot 5,65 = 9379,8 \text{ см}^2.$$

Статичний момент площі зведеного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{\text{red}} = b'_f \cdot h'_f \cdot \left(h - \frac{h'_f}{2}\right) + A_s \cdot \alpha \cdot a;$$

$$S_{\text{red}} = 584 \cdot 16 \cdot \left(16 - \frac{16}{2}\right) + 5,65 \cdot 6,33 \cdot 3 = 74859,3 \text{ см}^3;$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги зведеного перерізу:

$$y_0 = \frac{S_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = \frac{74859,3}{9379,8} = 7,98 \text{ см} \approx 8 \text{ см}.$$

Момент інерції зведеного перерізу:

$$I_{\text{red}} = \frac{b_f(h_f)^3}{12} + b'_f h'_f \left(h - y_0 - \frac{h'_f}{2}\right)^2 + \alpha \cdot A_s (y_0 - a)^2,$$

$$I_{\text{red}} = \frac{584 \cdot 16^3}{12} + 584 \cdot 16 \left(16 - 7,98 - \frac{16}{2}\right)^2 + 6,33 \cdot 5,65 (7,98 - 3)^2 =$$

$$200229,37 \text{ см}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу у нижній зоні:

$$W_{\text{red}} = \frac{I_{\text{red}}}{y_0} = \frac{200229,37}{7,98} = 25091,4 \text{ см}^3.$$

Момент опору зведеного перерізу у верхній зоні:

$$W_{\text{red}}^1 = \frac{I_{\text{red}}}{h - y_0} = \frac{200229,37}{16 - 7,98} = 24966,25 \text{ см}^3.$$

Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від зони розтягування (верхньої), до центру ваги зведеного перерізу:

$$r = \varphi_n \cdot \frac{W_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = 1 \cdot \frac{25091,4}{9379,8} = 2,67 \text{ см}.$$

Відстань від ядрової точки, що знаходиться найближче до зони розтягування (нижньої), до центру ваги зведеного перерізу:

$$r_{\text{inf}} = \varphi_n \cdot \frac{W_{\text{red}}^1}{A_{\text{red}}} = 1 \cdot \frac{24966,25}{9379,8} = 2,66 \text{ см}.$$

$$\text{деф}_n = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85 \approx 1.$$

$$\text{приймаємо } \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 0,75$$

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{b \cdot R_b} = \frac{510 \cdot 5,65}{584 \cdot 14,5} = 0,34 \approx 1 \text{ см.}$$

Відношення напружень у бетоні від нормативних навантажень і зусилля стиснення до розрахункового опору бетону $R_{b,ser}$ для граничних станів II групи попередньо приймаємо рівним 0,58.

Пружно-пластичний момент опору по зоні розтягу $W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,75 \cdot 25091,4 = 43909,95 \text{ см}^3$, $\gamma = 1,75$ для прямокутного перерізу в зоні стиснення.

Пружно-пластичний момент опору по зоні розтягування на стадії виготовлення та стиснення елемента:

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W_{red}^1 = 1,5 \cdot 24966,25 = 37449,37 \text{ см}^3, \gamma = 1,5 \text{ для прямокутного перерізу в зоні розтягу при } \frac{b_f}{b} > 2; \left(\frac{584}{16} = 36,5 > 2\right)$$

Втрати попереднього напруження арматури

Втрати від релаксації напружень в арматурі при електротермічному способі натягування:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 354 = 10,62 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_{s,ser} = 0,6 \cdot 590 = 354 \text{ МПа.}$$

Втрати від температурного перепаду між натягнутою арматурою та упорами $\sigma_2 = 0$, оскільки форма, що пропарюється, разом з упорами нагрівається разом із виробом. Зусилля обтиснення:

$$P_{об} = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_1) = 5,65 \cdot (354 - 10,62) \cdot 100 = 194009 \text{ Н.}$$

Ексцентриситет цього зусилля відносно центру ваги наведеного перерізу: $e_{op} = y_0 - a = 7,98 - 3 = 4,98 \text{ см.}$

Напруження в бетоні при стисканні, п. 2.4.6 [13]:

$$\begin{aligned} \sigma_{br} &= \frac{P_{об}}{A_{red}} + \frac{P_{об} \cdot e_{op} \cdot y_0}{I_{red}} = \left(\frac{194009}{9379,8} + \frac{194009 \cdot 4,98 \cdot 7,98}{200229,37} \right) \cdot \left(\frac{1}{100} \right) \\ &= 0,59 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

Визначаємо величину передавальної міцності бетону з умови табл. 5 [2]:

$$\frac{\sigma_{br}}{R_{bp}} \leq 0,75$$

$$R_{bp} = \frac{\sigma_{br}}{0,75} = \frac{0,59}{0,75} = 0,79 < 0,5 \cdot B25 = 12,5$$

Приймаємо $R_{bp} = 12,5$ МПа.

Обчислюємо стискаюче напруження в бетоні на рівні центру ваги арматури, що напружується, від зусилля стискання $P_{об}$ та з урахуванням згинального моменту від ваги плити.

$$M = \frac{2500 \cdot 5,84^2 \cdot 1,45 \cdot 100}{8} = 1545410 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1,55 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Тоді напруження в бетоні при стисканні:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{обж}}{A_{red}} + \frac{P_{обж} \cdot e_{op} - M}{I_{red}} \cdot e_{op}; \quad (2.2)$$

$$\sigma_{bp} = \left(\frac{194009}{9379,8} + \frac{194009 \cdot 4,98 - 1545410}{200229,37} \cdot 4,98 \right) \cdot \left(\frac{1}{100} \right) = 6,27 \text{ МПа};$$

Втрати від швидкопротікаючої повзучості бетону при:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{6,27}{12,5} \leq 0,5 < \alpha = 0,56 \text{ за табл. 5 [1],}$$

$$\text{де } \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 12,5 = 0,56 ;$$

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot 0,85 \cdot \frac{6,27}{12,5} = 17,05 \text{ МПа};$$

Перші втрати:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 10,62 + 17,05 = 27,67 \text{ МПа};$$

З урахуванням перших втрат визначаємо:

$$P_1 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 5,65(354 - 27,67) \cdot 100 = 184376,45 \text{ Н};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} - M}{I_{red}} \cdot e_{op}; \quad (2.3)$$

$$\sigma_{bp} = \left(\frac{184376,45}{9379,8} + \frac{184376,45 \cdot 4,98 - 1545410}{200229,37} \cdot 4,98 \right) \cdot \left(\frac{1}{100} \right) = 4,05 \text{ МПа};$$

Втрати від усадки бетону — табл.5[1] $\sigma_8 = 35$ МПа.

Втрати від повзучості бетону при

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{4,05}{12,5} = 0,324 \leq 0,75; \sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75 ,$$

($\alpha = 0,85$ — при термічній обробці та атмосферному тиску);

$$\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,324 = 41,31 \text{ МПа.}$$

Другі втрати:

$$\sigma_{los\ 2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 41,31 = 76,31 \text{ МПа;}$$

Повні втрати:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los\ 1} + \sigma_{los\ 2} = 27,67 + 76,31 = 103,98 > 100 \text{ МПа, більше}$$

встановленого мінімального значення втрат, у межах 30% початкового попереднього напруження.

Зусилля стиснення з урахуванням повних втрат:

$$P_2 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 5,65 \cdot (354 - 103,98) \cdot 100 = 141261,3 \text{ Н.}$$

Розрахунок утворення тріщин, перпендикулярних до поздовжньої осі

Розрахунок залізобетонних елементів щодо утворення тріщин виконується з метою виявлення необхідності перевірки розкриття тріщин та визначення випадку розрахунку за деформаціями.

Розрахунок згинальних елементів щодо утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елементів, виконують за умовою

$$M_{q,ser} \leq M_{crc} . \quad (2.4)$$

Момент утворення тріщин M_{crc} обчислюємо за наближеним методом ядерних моментів за формулою [2].

$$\begin{aligned} M_{crc} &= R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp} = 1,6 \cdot 43909,95 \cdot 100 + 833180,33 = \\ &= 2858772,34 \text{ Н} \cdot \text{см} = 28,59 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Ядерний момент зусилля стиснення за формулою [2].

$$M_{rp} = \gamma_{sp} \cdot P_2(e_{op} + r) = 0,771 \cdot 141261,3(4,98 + 2,67) = 833180,33 \text{ Н} \cdot \text{см.}$$

Де γ_{sp} — коефіцієнт точності натягу за сприятливого впливу попереднього напруження,

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,229 = 0,771$$

де $\Delta\gamma_{sp}$ — граничне відхилення попереднього напруження, обчислюється за формулою:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \cdot \frac{94,9}{354} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) = 0,229.$$

де $n_p = 2$ — кількість напружених стрижнів у перерізі елемента.

Попереднє напруження арматури:

$$\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_{s,ser} = 0,6 \cdot 590 = 354 \text{ МПа.}$$

Перевіряємо виконання умови $\sigma_{sp} + p < R_{s,ser}$; при електротермічному способі натяг $p = 30 + \frac{360}{1} = 30 + \frac{360}{5,55} = 94,9$ МПа. $\sigma_{sp} + p = 354 + 94,9 = 448,9 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 590 \text{ МПа}$ — умова виконується.

У формулі [2] $e_{op} = 4,98$ см (з розрахунку втрат попереднього напруження); r — відстань від центру ваги приведенного перерізу до ядрової точки, найбільш віддаленої від зони розтягування, $r = 2,67$ см.

$$M_{q, ser} = 35,78 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Оскільки $M_{q, ser} = 35,78 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{crc} = 28,59 \text{ кН} \cdot \text{м}$, тріщини у зоні розтягування на стадії експлуатації утворюються, необхідний розрахунок щодо розкриття тріщин.

Перевіримо, чи утворюються початкові тріщини у верхній зоні плити під час її стискання на етапі виготовлення, якщо значення коефіцієнта точності натягу $\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,229 = 1,229$.

Згинальний момент від ваги плити $M = 1,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (розрахунок попереднього напруження).

Розрахункова умова:

$$\gamma_{sp} \cdot P_{об} (e_{op} - r_{inf}) - M = 1,229 \cdot 194009 \cdot (4,98 - 2,67) - 155000 = 395789,61 \text{ Н} \cdot \text{см.}$$

$$R_{bt} \cdot W'_{pl} = 1,05 \cdot 37449,37 \cdot 100 = 3932183,85 \text{ Н} \cdot \text{см.}$$

$$395789,61 \text{ Н} \cdot \text{см} < 3932183,85 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Умова виконується, початкові тріщини не утворюються.

Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до поздовжньої осі

Встановимо граничну ширину розкриття тріщин, що забезпечують збереження арматури при $\gamma_{sp} = 1, \Delta\gamma_{sp} = 0$;

- короткочасна $a_{crc} = 0,4 \text{ мм}$,
- тривале навантаження $a_{crc2} = 0,3 \text{ мм}$.

Розглянемо дію постійного та тривалого навантаження $M = 35,78 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження:

$$\begin{aligned} \Delta a_{crc1} &= \delta \cdot \varphi_1 \cdot \eta \cdot \left(\frac{\sigma_{s1}}{E_s} \right) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \sqrt[3]{d} = \\ &= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \left(\frac{35,78 \cdot 10^5 / (0,85 \cdot 11,5 \cdot 10^2)}{20 \cdot 10^4} \right) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0067) \cdot \sqrt[3]{12} = 0,158 \text{ мм}, \end{aligned}$$

де $\delta = 1$ для згинальних елементів;

$\varphi_1 = 1$ - коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантажень;

$\eta = 1$ - коефіцієнт, що приймається для стрижневої арматури періодичного профілю;

$\mu = A_s / b \cdot h_0 = 5,65 / (584 \cdot 14,5) = 0,0067$ - коефіцієнт армування перерізу;

d — діаметр перерізу розтягнутої арматури.

Ширина розкриття тріщин від дії постійних і тривалих навантажень:

$$\begin{aligned} \Delta a_{crc2} &= \delta \cdot \varphi_1 \cdot \eta \cdot (\sigma_s / E_s) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d} = \\ &= 1 \cdot 1,499 \cdot 1 \cdot \left(\frac{35,78 \cdot 10^5 / (0,85 \cdot 11,5 \cdot 10^2)}{20 \cdot 10^4} \right) \cdot 20 \cdot (3,5 - \\ &- 100 \cdot 0,0067) \cdot \sqrt[3]{12} = 0,237 \text{ мм}; \end{aligned}$$

де $\varphi_1 = 1,6 - 15 \cdot \mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0067 = 1,499$

Короткочасна ширина розкриття тріщин

$$a_{crc} = a_{crc1} = 0,158 \text{ мм} < [a_{crc1}] = 0,4 \text{ мм}.$$

Тривала ширина розкриття тріщин

$$a_{crc} = a_{crc2} = 0,237 \text{ мм} < [a_{crc2}] = 0,3 \text{ мм}.$$

Розрахунок за деформаціями

$$f = \frac{5}{384} \left(\frac{q \cdot l^2}{B} \right) = \frac{5}{384} \left(\frac{8,394 \cdot 5,84^2}{0,3 \cdot 10^9} \right) = 0,81 \cdot 10^{-7} \text{ м} = 0,81 \cdot 10^{-4} \text{ мм, де}$$

$$B = 0,85 E_b Y_{\text{req}} = 0,85 E_b \frac{bh^3}{12} = 0,85 \cdot 27 \cdot 10^9 \frac{5,84 \cdot 0,16^3}{12} = 0,046 \cdot 10^9 \text{ м}^4.$$

жорсткість приведенного перерізу.

$$[f_{\text{lim}}] = \frac{l}{200} = \frac{5840}{200} = 2,92 \text{ см}$$

$$f = 0,81 \cdot 10^{-4} \text{ мм} < [f_{\text{lim}}] = 29,2 \text{ мм.}$$

РОЗДІЛ 3

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1 Вивленість інженерно-геологічних умов

У геологічному відношенні територія малодосліджена.

Інженерно-геологічні вишукування виконувалися для існуючого об'єкта капітального будівництва.

Коротка оцінка інженерно-геологічних умов території досліджень наведена нижче.

У геологічній будові ділянка робіт представлена сучасними делювіальними відкладами четвертинного віку.

Літологічний розріз представлений скельними породами пісковика, перекритими пиловими пісками та похованими ґрунтово-рослинними шарами (1-м і 2-м).

Існує ймовірність прояву інженерно-геологічних процесів, пов'язаних з аварійним проривом води через приямок введення в теплову мережу та суффозійним винесенням піщаних і насипних ґрунтів з-під підосви фундаменту. Під підосвою фундаментів присутні техногенні насипні утворення; підземні води під час проходки шурфів не виявлено.

3.2 Кліматичні характеристики району

Рельєф ділянки горбистий, має яскраво виражений ухил у східному напрямку в бік.

Мінімальна середньомісячна температура повітря $-18,8^{\circ}\text{C}$ відзначається в січні, максимальна $+19,0^{\circ}\text{C}$ у червні. Річна кількість опадів (середнє значення за 10 років) становить 350 мм. Більша частина опадів випадає в літньо-осінній період (60-80%), часто — у вигляді короткочасних злив. У цей період відбувається основне поповнення підземних вод за рахунок інфільтрації атмосферних опадів.

Вітри в районі робіт досить стабільні. Переважним напрямком вітру є південно-західний, рідше — південний. Швидкість вітру досягає 20-23 м/с. Інтенсивність вітрів збільшується навесні та влітку, що сприяє висушуванню ґрунтів.

Відносна вологість повітря протягом року коливається в межах 52-85%, максимальна відносна вологість спостерігається взимку і становить 80-86%. Абсолютна вологість повітря коливається від 1,2 до 8,4 г/м³, підвищуючись у літню пору до 15,9 г/м³.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту для пилоподібного піску — 1,4 метра.

Безпосередньо ділянка робіт розташована на надпойменній терасі, а геологічний розріз представлений елювіальними відкладами четвертинного віку — скельними породами пісковика. Вище по розрізу поширені делювіальні відклади четвертинного віку, представлені пиловими пісками та похованими ґрунтово-рослинними шарами.

3.3 Фізико-механічні властивості ґрунтів

За літологічною будовою ділянки з урахуванням фізико-механічних властивостей ґрунтів на ділянці виділено 5 інженерно-геологічних елементів:

ІГЕ №1 — Насипний ґрунт: крупноуламковий, ПГС, будівельне сміття. Залягає на глибині до 1,4 м відносно відмітки підлоги підвалу.

ІГЕ №2 — пиловатий пісок середньої щільності, маловологий, делювіальний.

ІГЕ №3 — похований ґрунтово-рослинний шар.

ІГЕ №4 — пилоподібний пісок середньої щільності, маловологий, елювіальний. Фізичні та міцнісні характеристики наведено в таблиці 2.

ІГЕ №5 — скельний ґрунт, представлений пісковиком.

Таблиця 3.1 — Фізичні та міцнісні характеристики ґрунтів

Назва показників	ІГЕ 4 Пісок пиловий
Природна вологість w , %	8,69
Ступінь вологості S_r , %	37
Щільність частинок ґрунту ρ_s , г/см^3	2,66
Щільність ґрунту ρ , г/см^3	1,77
Щільність сухого ґрунту ρ_d , г/см^3	1,63
Пористість n , %	38,8
Коефіцієнт пористості e_0	0,63
Модуль деформації E , МПа	8,6
Кут внутрішнього тертя φ , град	43 ^Δ
Питоме зчеплення c , кПа	4 ^Δ
Розрахункове значення характеристики при $\alpha = 0,95$	
Модуль деформації E , МПа	8,6
Кут внутрішнього тертя φ , град	39,1
Питоме зчеплення c , кПа	4
Розрахункове значення характеристики при $\alpha = 0,85$	
Модуль деформації E , МПа	8,6
Кут внутрішнього тертя φ , град	43
Питоме зчеплення c , кПа	2,7

ІГЕ №1 — Насипний ґрунт, представлений крупноуламковим ґрунтом, ПГС, будівельним сміттям. Злежується. Щільність під подошвою фундаменту становить $\rho = 1,77/\text{см}^3$, на межі з фундаментом $\rho = 1,51/\text{см}^3$ та поза зоною дії фундаменту на ґрунт $\rho = 1,99/\text{см}^3$. Залягає на глибину 1,4 м відносно відмітки підлоги підвалу.

ІГЕ №2 — пилоподібний пісок середньої щільності, маловологий, делювіальний, має такі характеристики: щільність $\rho = 1,62 - 1,74 \text{ г/см}^3$; природна вологість $\omega = 6,2 - 7,17\%$; значення модуля деформації для пилоподібного піску за результатами компресійних випробувань $E = 8,6$ МПа, при $e = 0,63$.

ІГЕ №3 — Похований ґрунтово-рослинний шар, має щільність $\rho = 1,59 - 1,73 \text{ г/см}^3$.

ІГЕ №4 — пилоподібний пісок середньої щільності, маловологий, не просадний, елювіальний, має такі характеристики: щільність $\rho = 1,69 - 1,82 \text{ г/см}^3$; природна вологість $\omega = 8,73 - 9,51\%$.

ІГЕ №5 — Скельний ґрунт, представлений пісковиком.

Інженерно-геологічний розріз показано на рисунку 3.1

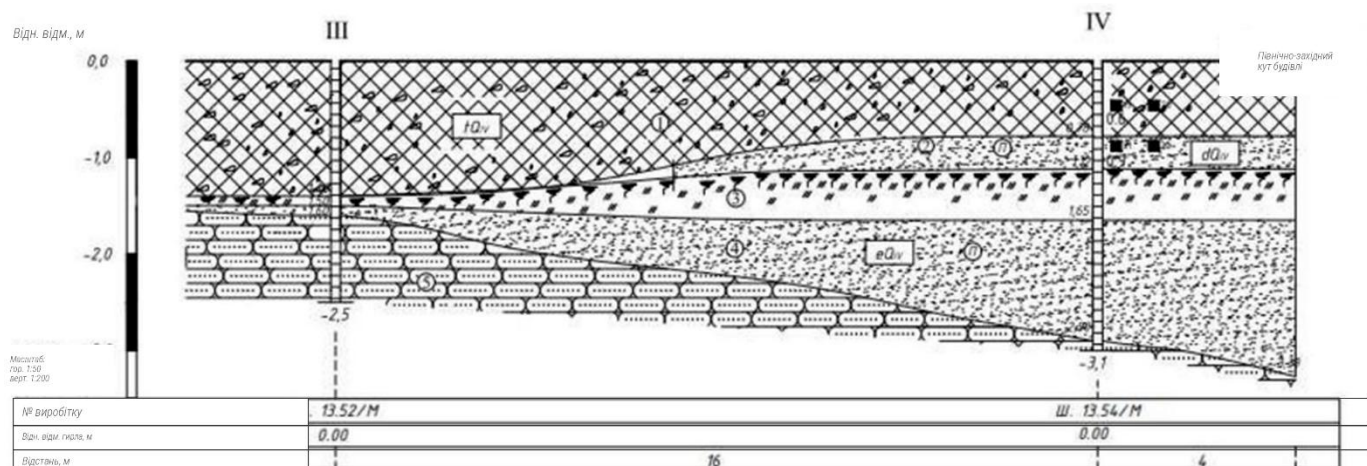


Рисунок 3.1 — Інженерно-геологічний розріз

На досліджуваній ділянці відсутні небезпечні геологічні процеси. До специфічних належать ущільнені насипні ґрунти, що залягають від поверхні до глибини 1,4 м. Ґрунти не торф'яні, не осідальні.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту для пилоподібного піску — 1,2 м.

Сейсмічність району робіт — 7 балів. Категорія ґрунту (ІГЕ 3) за опірністю сейсмічним впливам — II.

Згідно з фондовими даними, щодо бетонів нормальної водонепроникності та арматури залізобетонних конструкцій підземні води є неагресивними, щодок - металевих конструкцій — середньоагресивними.

3.4 Опис існуючих фундаментів

На основі отриманих аналізів — результатів визначення щільності ґрунтів як під подошвою фундаментів, так і за її межами, видно, що найбільше осідання зазнали пилюваті піски під західним торцем будівлі. У цьому куті (південно-західному) відбулося замочування ґрунтів фундаментів внаслідок протікання з

системи опалення. За словами учасників аварії, з системи опалення витекло не менше 20 т води.

Уздовж торцевої стіни із західного боку всередині теплового пункту не було бетонної основи під підлоги. Вода могла легко просочуватися в ґрунти фундаментів і сприяти прискоренню стабілізації деформації пилоподібного піску, розташованого між підшвою фундаменту та першим похованим ґрунтово-рослинним шаром. Це замочування відіграє вирішальну роль у великих деформаціях ґрунту північно-західного та південно-західних кутів порівняно з деформаціями під середньою стіною, незважаючи на, а може, й тому, що скельний ґрунт під середньою стіною розташований на більшій глибині, а пісок, що його перекриває, дав менші значення деформацій, ніж кути цього торця. Однак утворення тріщини в торцевій стіні, мабуть, обумовлено також замочуванням ґрунтів під підшвою фундаменту північно-західного кута, де здійснюється підведення води, підключення до теплової мережі, до того ж, якщо провести лінію інженерно-геологічного розрізу III-IV у бік північно-західного кута, який розташований за 4 метри, то верхня межа скельного ґрунту знаходитиметься на глибині 3,3 м.

На рисунку 3.2 показано схему розташування інженерно-геологічних виробок та розрізів.

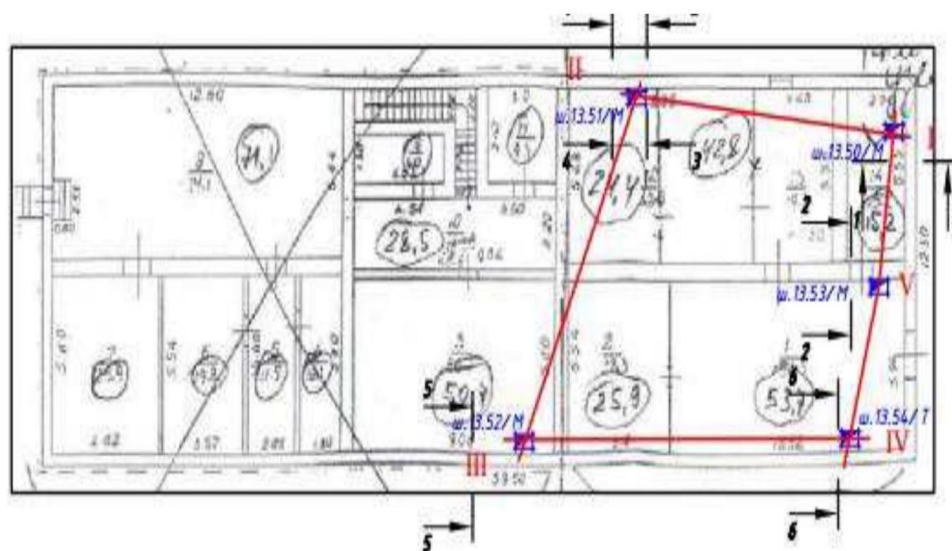


Рисунок 3.2 — Схема розташування інженерно-геологічних виробок

На рисунках 3.3, 3.4, 3.5 показані розрізи існуючих фундаментів будівлі.

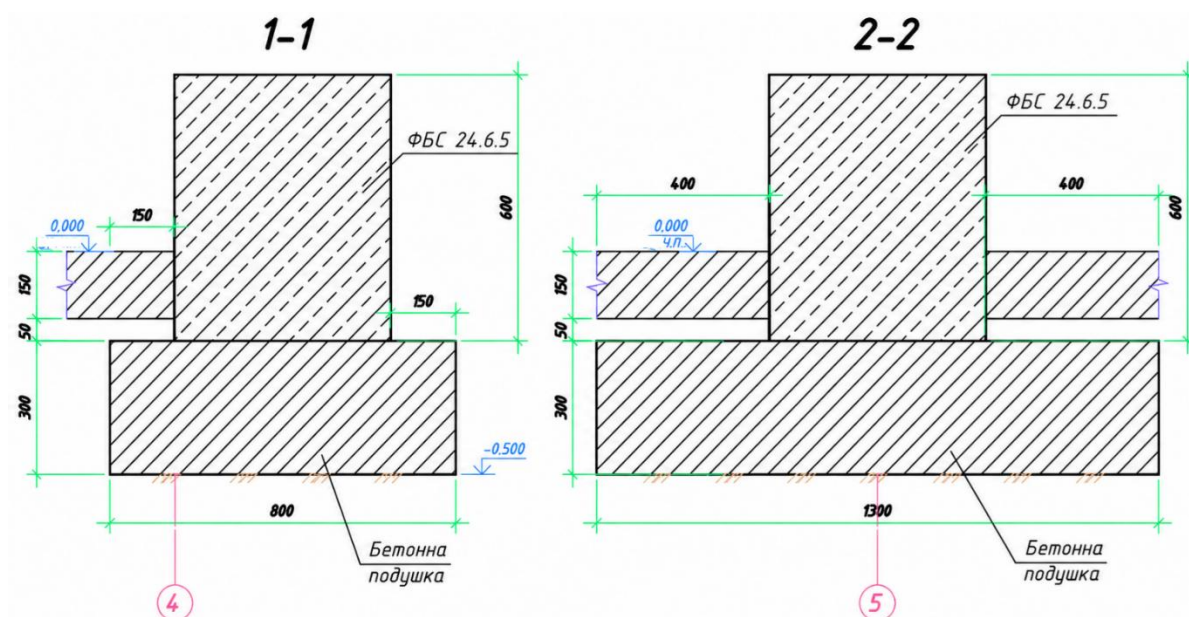


Рисунок 3.3 — Розрізи 1-1, 2-2 по існуючих фундаментах

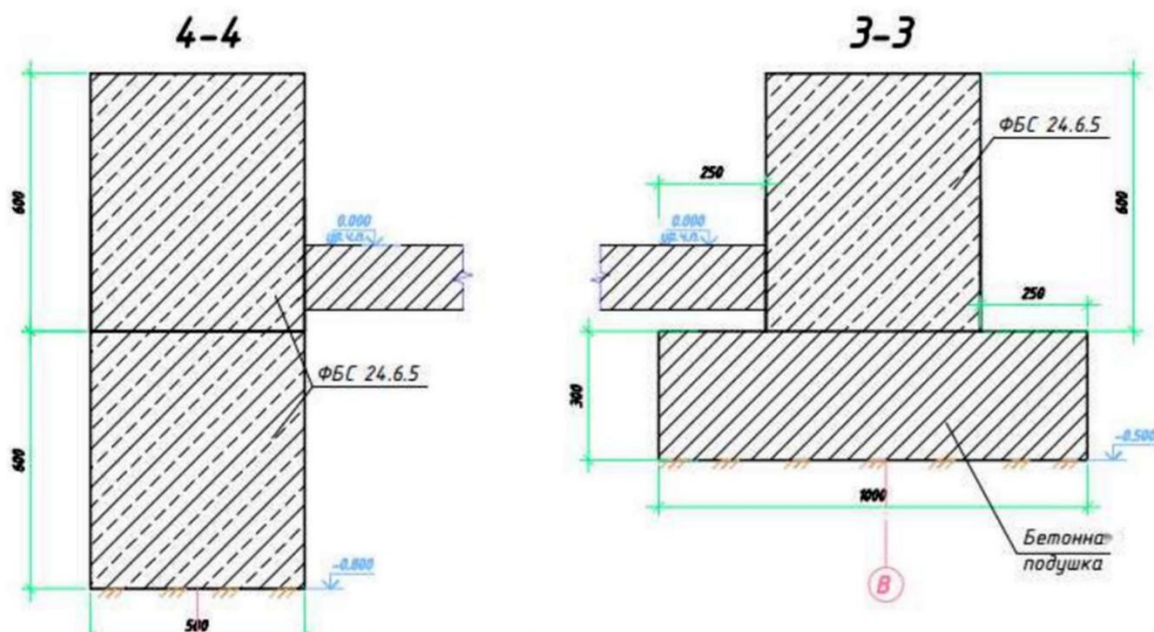


Рисунок 3.4 — Розрізи 3-3, 4-4 по існуючих фундаментах

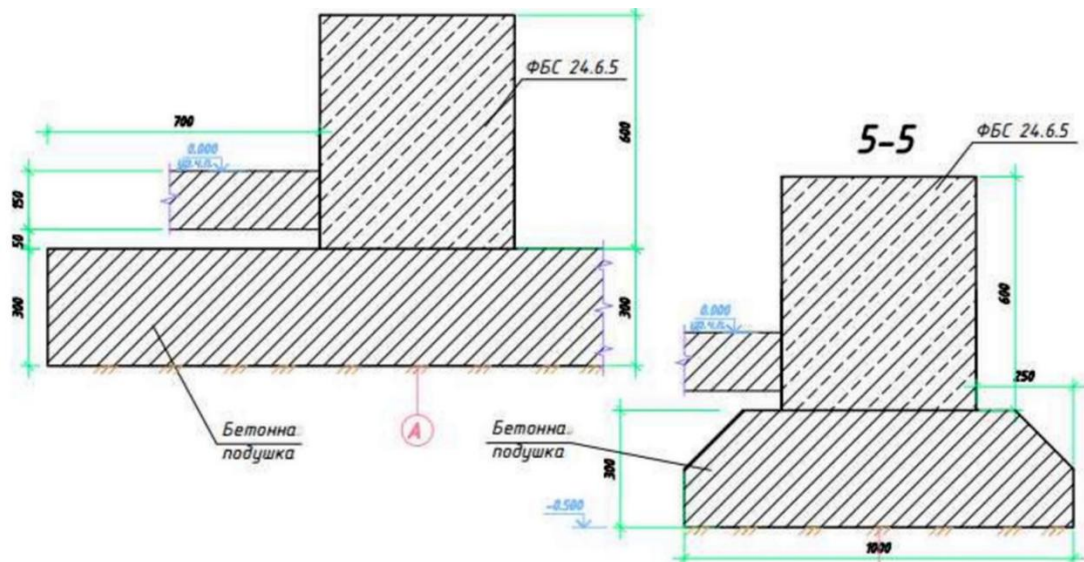


Рисунок 3.5 — Розрізи 5-5, 6-6 по існуючих фундаментах

На рисунках 3.6, 3.7, 3.8 показано прив'язку існуючих фундаментів до інженерно-геологічних умов.

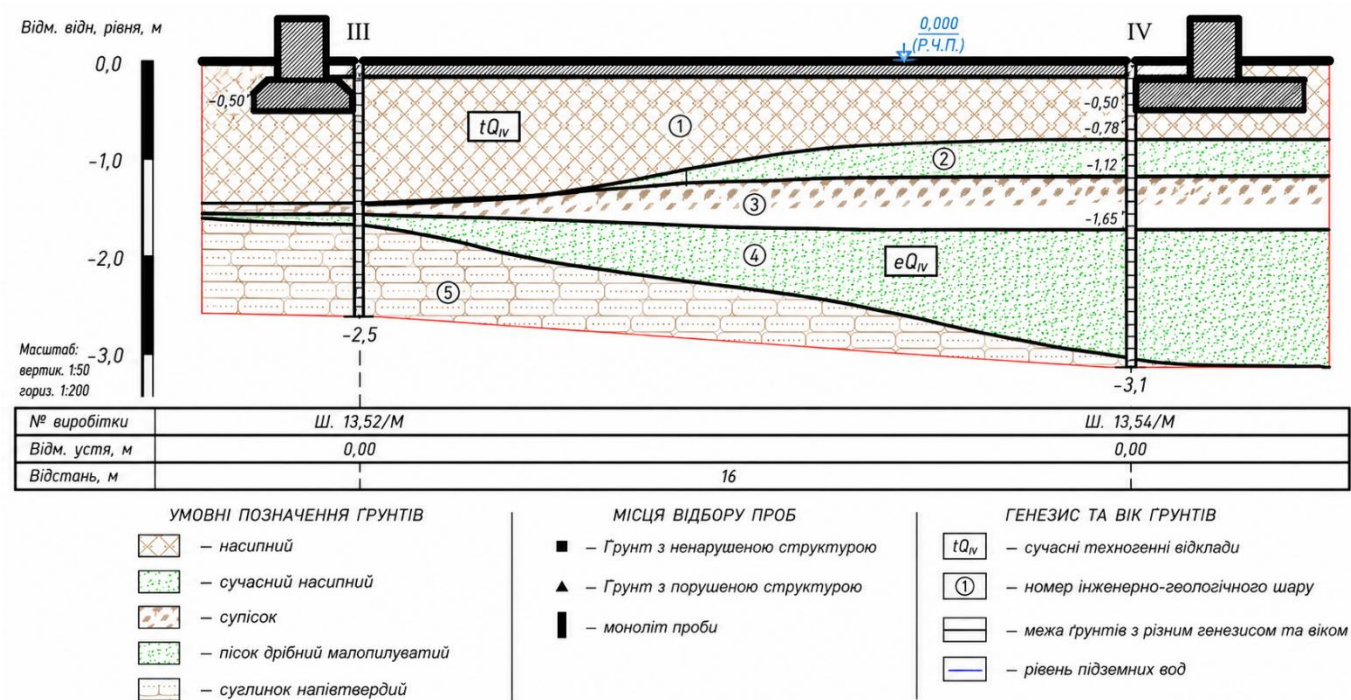


Рисунок 3.6 – Прив’язка фундаментів до інженерно-геологічних умов (Розріз III-IV)

На рисунку наведено інженерно-геологічний розріз ділянки між фундаментами, позначеними III та IV. У межах розрізу показано пошарове залягання п'яти інженерно-геологічних елементів, межі яких мають змінну глибину залягання. Графічне подання дозволяє простежити зміну потужності ґрунтових шарів у напрямку між обома фундаментами та положення їхніх підоснов відносно поверхні планування. У нижній частині рисунка наведено відомості про виробітки, абсолютні відмітки гирл і відстань між точками інженерно-геологічного обстеження.

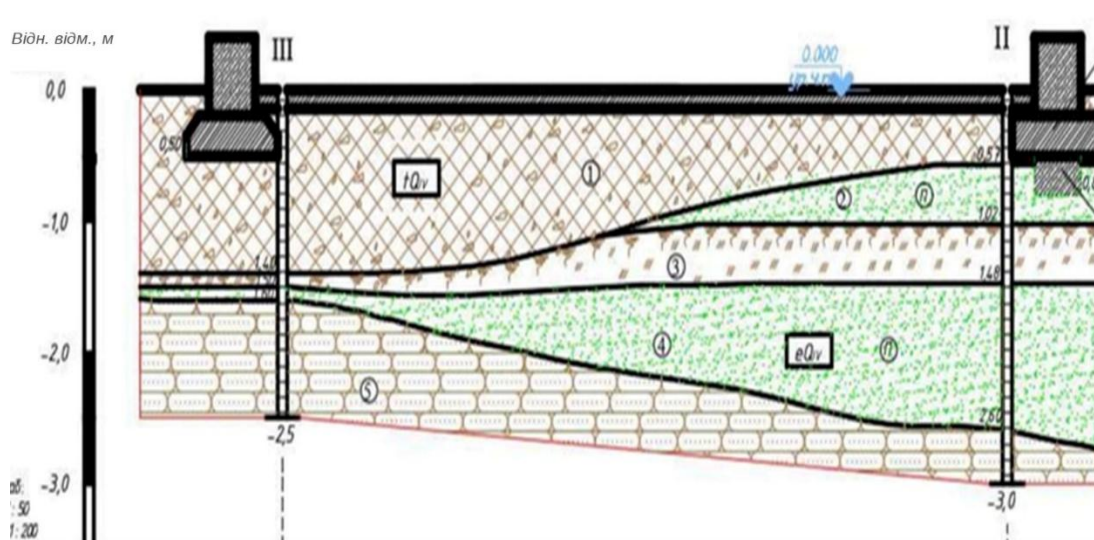


Рисунок 3.7 — Прив'язка фундаментів до інженерно-геологічних умов
(Розріз III-II)

Рисунок відображає будову ґрунтової основи на ділянці між фундаментами III та II. На розрізі показано послідовність ґрунтових шарів, їхнє взаємне розташування та зміну конфігурації меж у межах досліджуваної ділянки. За розміщенням контактів між шарами видно, що окремі ґрунтові товщі мають неоднакову потужність і простягаються з ухилом у напрямку правого фундаменту. Наведені позначки глибин і таблиця внизу рисунка забезпечують прив'язку розрізу до результатів інженерно-геологічних вишукувань.

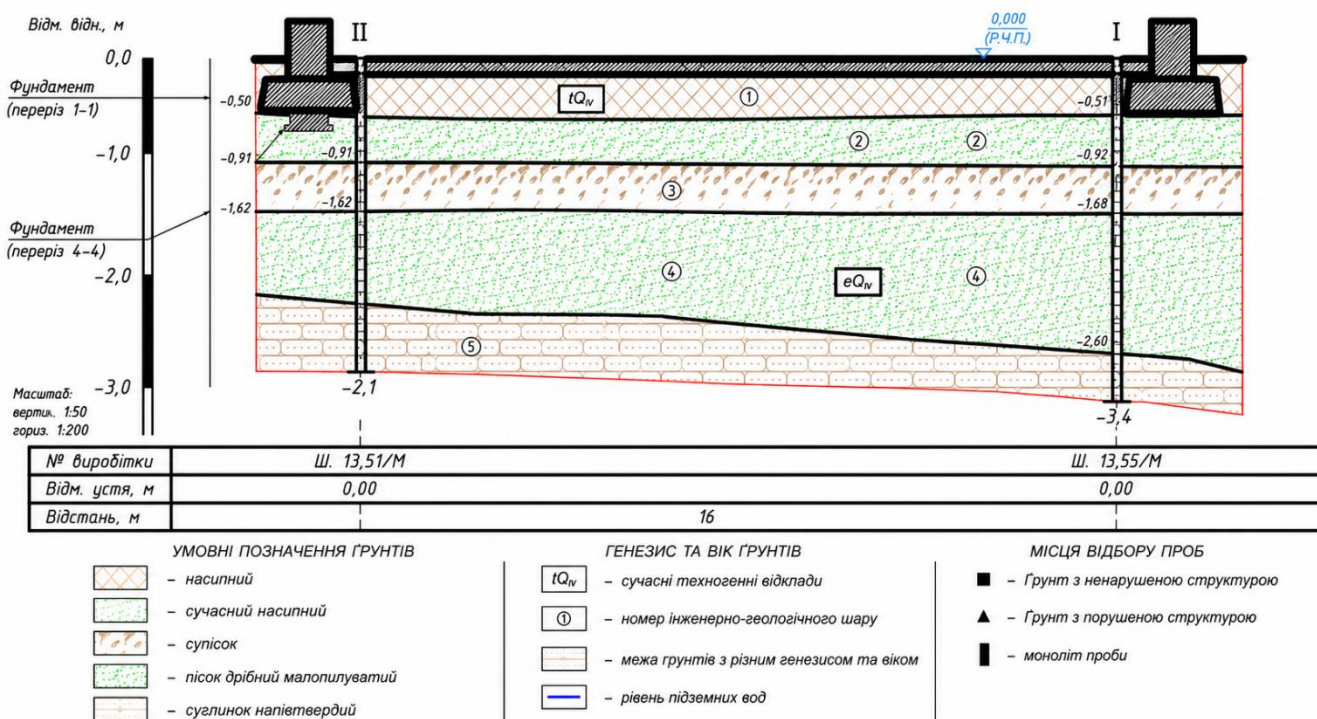


Рисунок 3.8 — Прив'язка фундаментів до інженерно-геологічних умов (Розріз II-I)

Рисунок характеризує ділянку ґрунтової основи між двома фундаментами, де один із шарів має чітко виражену клиноподібну форму. Його потужність збільшується у напрямку правого фундаменту, що свідчить про нерівномірний характер залягання ґрунтів у межах розрізу. Інші ґрунтові шари також мають похилі або криволінійні межі, тому основа не є однорідною за складом і потужністю. Наведені дані необхідні для оцінювання умов роботи фундаментів та врахування можливого нерівномірного деформування основи.

3.5 Рішення щодо посилення існуючого фундаменту

Роботи з влаштування стовпчастих фундаментів під внутрішню стіну та південну зовнішню стіну можна виконувати паралельно. Крок стовпів можна прийняти в 2-3-метровий.

Для зменшення обсягів земляних робіт під час влаштування стовпчастих фундаментів можливі два варіанти, що гарантують надійну передачу навантаження на скельний ґрунт. За першим варіантом пропонується після проходки ґрунту на

глибину 0,8 м занурити арматурні стрижні крізь шари пісків і похованого гумусу. Однак недоліком цього способу є труднощі із зануренням мікропалів під підшву фундаментів. Тому пропонується другий варіант — задавлювання домкратом (15–20 т) обрізків сталевих труб $\varnothing 159$ мм.

При виборі варіанту зміцнення необхідно передбачити в організації будівництва геотехнічний супровід, який гарантуватиме надійність та якість робіт зі зміцнення основ і фундаментів.

З метою зміцнення існуючого фундаменту було прийнято рішення перенести частину вразливих фундаментів на скельний ґрунт. Для цього під існуючими фундаментами викопується свердловина на глибину залягання скельного ґрунту, встановлюється арматурний каркас, а потім заливається бетоном. Крок стовпів встановлено 2 м. Арматура обрана конструктивно АІІІ $\varnothing 12$, а сітка — Вр4.

На рисунку 3.9 показано схему розташування частини плану фундаменту після посилення.

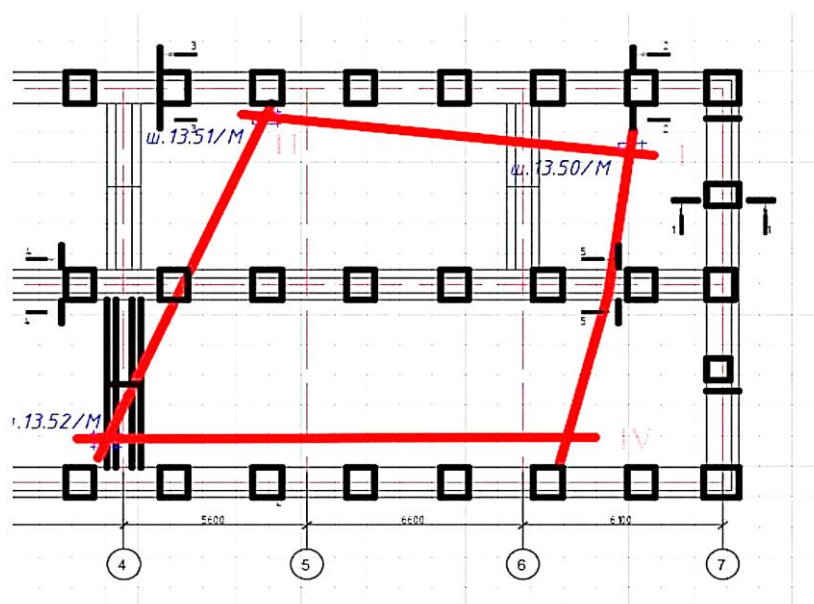


Рисунок 3.9 — Частина фундаменту будівлі, що підсилюється

На рисунку 3.10 наведено прив'язку фундаменту, що підсилюється, до інженерно-геологічних умов.

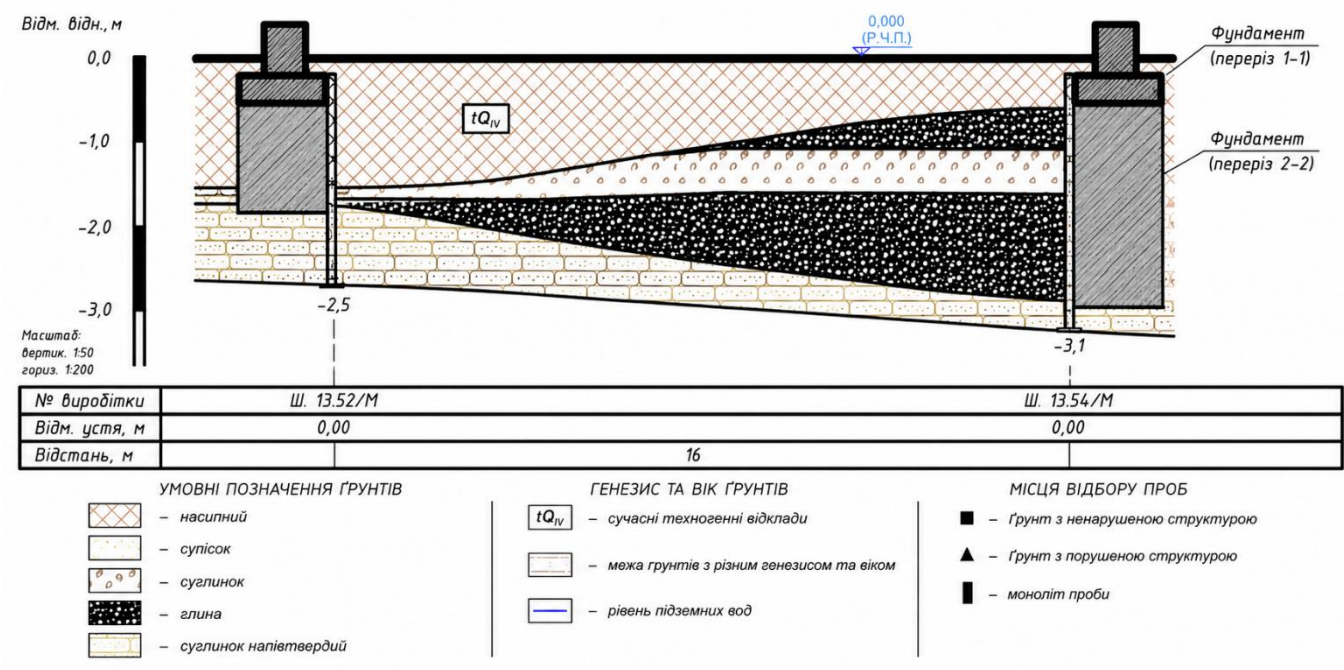


Рисунок 3.10 — Прив’язка фундаментів до інженерно-геологічних умов

При розробці методів та послідовності виконання робіт слід враховувати небезпечні зони, що виникають у процесі робіт. У разі необхідності виконання робіт у небезпечних зонах повинні передбачатися заходи щодо захисту працівників.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ, БЕЗПЕКА ЖИТТЕДІЯЛЬНОСТІ

4.1 Техніка безпеки під час виконання робіт

Будівельний майданчик повинен бути огорожений захисно-охоронною огорожею, що унеможливило б проникнення сторонніх осіб, висотою 2 м, а в разі примикання огорожі до місць масового проходу людей або проїзду автотранспорту огорожа повинна бути обладнана захисним козирком. На огорожі вивішені попереджувальні знаки: «Небезпечна зона», «Працює кран», «Стороннім вхід заборонено» тощо.

Біля в'їзду на виробничу територію необхідно встановлювати схему внутрішньобудівельних доріг і проїздів із зазначенням місць складування матеріалів і конструкцій, місць розвороту транспортних засобів, об'єктів пожежного водопостачання тощо. Швидкість руху автотранспорту на будівельному майданчику повинна становити не більше 10 км/год на прямих ділянках доріг і не більше 5 км/год на поворотах.

Під час виконання земляних робіт за наявності небезпечних та шкідливих виробничих факторів безпека земляних робіт має бути забезпечена виконанням таких рішень з охорони праці, що містяться в організаційно-технологічній документації:

- визначення безпечної крутизни незакріплених укосів котлованів і траншей (далі — виїмки) з урахуванням навантажень від машин і ґрунту;
- визначення конструкції кріплення стінок виїмок;
- вибір типів машин, що застосовуються для розробки ґрунту, та місць їх установки;
- додаткові заходи щодо контролю та забезпечення стійкості укосів у зв'язку із сезонними змінами;
- визначення місць встановлення та типів огорож виїмок, а також сходів для спуску працівників до місця виконання робіт.

З метою уникнення розмивання ґрунту, утворення зсувів, обвалення стінок виїмок у місцях проведення земляних робіт до їх початку необхідно забезпечити відведення поверхневих та підземних вод.

Місце виконання робіт має бути очищене від валунів, дерев, будівельного сміття. Виконання земляних робіт у зонах діючих кабельних ліній або газопроводу слід здійснювати під безпосереднім керівництвом особи, відповідальної за безпечне виконання робіт, за наявності наряду-допуску, що визначає безпечні умови робіт, та під наглядом працівників організацій, які експлуатують ці комунікації. У разі виявлення під час виконання робіт комунікацій, підземних споруд, не зазначених у проєкті, або вибухонебезпечних матеріалів земляні роботи повинні бути призупинені до отримання дозволу від відповідних органів. Місця проходу через виїмки повинні бути обладнані перехідними містками.

Для проходу на робочі місця у виїмки слід встановлювати трапи або маршові сходи шириною не менше 0,6 м з огорожами або приставні сходи. Приставні сходи повинні бути міцно закріплені та на 1 м височіти над виїмкою. Трапи (маршові сходи) повинні мати поручні висотою не менш 1,1 м. Відвали ґрунту, машини, механізми та інші навантаження допускається розміщувати за межами призми обвалення ґрунту на відстані, але не менше 0,6 м. При розрахунку стійкості укосів необхідно враховувати навантаження, що перевищують 10 кН. Одностороннє засипання пазух підпірних стін і фундаментів допускається після здійснення заходів, що забезпечують стійкість конструкції за прийнятих умов, способів і порядку засипання. Найбільшу крутизну укосів тимчасових виїмок, що влаштовуються без кріплень у нескельних ґрунтах вище рівня підземних вод (з урахуванням капілярного підйому води) або в ґрунтах, осушених за допомогою штучного зниження рівня води, слід приймати з урахуванням глибини виїмки. Переміщення, установка та робота машин поблизу виїмок з неукріпленими укосами дозволяється лише за межами призми обвалення ґрунту. Під час роботи екскаватора забороняється виконувати інші роботи з боку забою та перебувати працівникам у радіусі дії екскаватора плюс 5 м.

4.2 Протипожежна безпека

Під час експлуатації електроустановок забороняється використовувати кабелі та дроти з пошкодженою ізоляцією або такою, що втратила захисні властивості.

Облаштування та експлуатація електроустановок повинні здійснюватися відповідно до вимог [36], [37], [38].

Облаштування та технічне обслуговування тимчасових і постійних електричних мереж на виробничій території слід здійснювати силами електротехнічного персоналу, який має відповідну кваліфікаційну групу з електробезпеки.

Прокладка тимчасових електромереж напругою до 1000 В, що використовуються для електропостачання об'єктів будівництва, повинна бути виконана ізольованими проводами або кабелями на опорах або конструкціях, розрахованих на механічну міцність при прокладанні по них проводів і кабелів, на висоті над рівнем землі, настилу не менше, м: 3,5 — над проходами; 6,0 — над проїздами; 2,5 — над робочими місцями.

Світильники загального освітлення напругою 127 і 220 В повинні встановлюватися на висоті не менше 2,5 м від рівня землі, підлоги, настилу.

При висоті підвіски менше 2,5 м необхідно застосовувати світильники спеціальної конструкції або використовувати напругу не вище 42 В. Живлення світильників напругою до 42 В повинно здійснюватися від понижуючих трансформаторів, машинних перетворювачів, акумуляторних батарей.

Застосовувати для зазначених цілей автотрансформатори, дроселі та реостати забороняється. Корпуси понижувальних трансформаторів та їх вторинні обмотки повинні бути заземлені.

Застосовувати стаціонарні світильники як ручні забороняється. Слід користуватися ручними світильниками лише промислового виготовлення.

Вимикачі, рубильники та інші комутаційні електричні апарати, що застосовуються на відкритому повітрі або у вологих цехах, повинні мати захисне виконання відповідно до вимог [36].

Усі електропускові пристрої повинні бути розміщені так, щоб виключалася можливість запуску машин, механізмів та обладнання сторонніми особами. Забороняється вмикання декількох струмоприймачів одним пусковим пристроєм.

Розподільні щити та вимикачі повинні бути оснащені запірними пристроями.

Штепсельні розетки на номінальні струми до 20 А, розташовані поза приміщеннями, а також аналогічні штепсельні розетки, розташовані всередині приміщень, але призначені для живлення переносного електрообладнання та ручного інструменту, що застосовується поза приміщеннями, повинні бути захищені пристроями захисного відключення (ПЗВ) із струмом спрацьовування не більше 30 mA, або кожна розетка повинна живитися від індивідуального розділювального трансформатора з напругою вторинної обмотки не більше 42 В.

Штепсельні розетки та вилки, що застосовуються в мережах напругою до 42 В, повинні мати конструкцію, відмінну від конструкції розеток та вилок напругою понад 42 В.

Струмопровідні частини електроустановок повинні бути ізольовані, огорожені або розміщені в місцях, недоступних для випадкового дотику до них.

Захист електричних мереж та електроустановок на виробничій території від надструмів слід забезпечити за допомогою запобіжників з каліброваними плавкими вставками або автоматичних вимикачів відповідно до розділів 1.7 та 3 [37].

Персонал будівельних організацій, який виконує роботи в діючих електроустановках, належить до відрядженого персоналу.

Допуск до роботи цього персоналу здійснюється відповідно до вимог розділу Б 3.14 [38].

Підготовка робочого місця та допуск до роботи відрядженого персоналу здійснюються у всіх випадках електротехнічним персоналом експлуатуючої організації.

4.3 Безпека роботи на риштуваннях та підмостях

Риштування та підмостки є необхідними пристроями під час виконання каменярських робіт, забезпечують безпечні умови праці робітників.

До загальних вимог техніки безпеки, що висуваються до експлуатації риштувань та підмостків, належать: а) міцність конструкцій та їхня надійність під час монтажу й експлуатації;

б) стійкість під час монтажу та в процесі експлуатації; в) наявність міцних огорож, що виключають можливість падіння людей та окремих предметів з висоти, та суцільних настилів, безпечний підйом робітників і матеріалів.

Усі роботи на зовнішніх риштуваннях припиняються під час грози, сильного (понад 6 балів) вітру, коли швидкість вітру досягає 12 м/с , та з настанням темряви, якщо місце виконання робіт недостатньо освітлене.

До роботи на риштуваннях та підмостях допускаються робітники, які знайомі з правилами техніки безпеки щодо експлуатації риштувань та підмостків і пройшли вступний інструктаж, а також інструктаж безпосередньо на робочому місці. Крім того, ті, хто працює на риштуваннях та підмостках, повинні бути навчені правилам техніки безпеки за фахом.

Під час вступного інструктажу працівник зобов'язаний ознайомитися з правилами техніки безпеки як за своєю спеціальністю, так і щодо експлуатації

риштувань, з індивідуальними засобами захисту та методами надання першої допомоги при нещасних випадках.

Конструкція риштувань має бути розрахована на стійкість, а окремі елементи — на міцність. При цьому навантаження на риштування приймається для кам'яної кладки 2500 Н/м^2 , для штукатурних робіт 2000 Н/м^2 . Горизонтальні елементи риштувань перевіряють на зосереджене навантаження масою 130 кг (маса людини з вантажем). Усі інвентарні риштування та підмостки повинні бути забезпечені паспортом підприємства-виробника. Забороняється монтувати та експлуатувати інвентарні риштування та підмостки, що не мають паспортів.

Поверхня, на яку встановлюють риштування та підмостки, має бути рівною, вільною від сміття. Якщо риштування встановлюють безпосередньо на ґрунт, поверхня останнього має бути вирівняна та утрамбована, має бути влаштований водовідвід. Якщо ґрунт дуже вологий або недостатньо міцний, його слід ущільнити трамбуванням із засипкою щебенем та битою цеглою. Забороняється встановлювати риштування на кризі або на нерівній поверхні, а також вирівнювати їх за допомогою цегли, каменів, обрізків дощок та будь-яких інших випадкових предметів.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У бакалаврській кваліфікаційній роботі розроблено комплекс архітектурно-будівельних, конструктивних і фундаментних рішень для реконструкції існуючої громадської будівлі з підсиленням фундаментів. Необхідність реконструкції обумовлена технічним станом споруди, зокрема появою тріщин у цегляній кладці, локальними пошкодженнями перекриттів та оздоблення, вивітрюванням розчинних швів і нерівномірними осіданнями основи.

Під час аналізу існуючого стану встановлено, що конструктивна система будівлі складається зі стрічкових бетонних фундаментів, цегляних зовнішніх і внутрішніх стін, залізобетонних перекриттів, дерев'яного покриття з шиферною покрівлею, дощатих підлог та бетонних сходів. Найбільш небезпечним чинником, що впливає на надійність споруди, є замочування пилюватих пісків під фундаментами внаслідок аварійного витоку води з інженерних мереж. Це спричинило додаткові осідання основи, розвиток вертикальних тріщин у стінах і створило передумови для подальшого погіршення технічного стану будівлі.

У роботі враховано природно-кліматичні, інженерно-геологічні та містобудівні умови ділянки. Будівля розташована в межах сформованої житлової забудови з упорядкованою та озелененою прилеглою територією, пішохідними і транспортними зв'язками. Це дає можливість виконати реконструкцію без зміни загального функціонального призначення об'єкта та зберегти умови його подальшої експлуатації.

Для підвищення енергоефективності та довговічності будівлі передбачено вдосконалення огорожувальних конструкцій. Зовнішні стіни запропоновано утеплити із застосуванням мінераловатного шару та вентильованого фасаду з фіброцементних плит. Для покриття передбачено теплоізоляційні, пароізоляційні та гідроізоляційні шари, що зменшують тепловтрати, захищають конструкції від зволоження та покращують умови експлуатації приміщень.

Окремо розглянуто заходи із забезпечення гідроізоляції, пароізоляції, звукоізоляції, зниження шуму та загазованості. Для конструкцій, що контактують

із ґрунтом, передбачено бітумну гідроізоляцію, а для приміщень із вологим режимом — захист підлог від проникнення стічних вод. Зниження шумового впливу досягається застосуванням звукоізоляційних огорожувальних конструкцій, гнучких вставок у вентиляційних системах і шумоглушників. Прийняті рішення спрямовані на створення безпечних і комфортних умов перебування людей у будівлі.

Конструктивне підсилення надземної частини будівлі передбачає улаштування залізобетонної обойми по периметру споруди та монолітних обв'язувальних поясів на рівнях поверхів. Пояси закріплюються до існуючої цегляної кладки анкерами та арматурними стрижнями, що дозволяє об'єднати окремі ділянки будівлі в єдину просторово жорстку систему. Таке рішення сприяє перерозподілу зусиль у стінах, обмежує розкриття наявних тріщин і підвищує загальну стійкість споруди.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано перевірочний розрахунок залізобетонної плити перекриття товщиною 160 мм. Пливу перевірено за першою групою граничних станів щодо міцності нормальних і похилих перерізів, а також за другою групою граничних станів щодо утворення та розкриття тріщин і деформацій. Результати розрахунку підтвердили достатність прийнятого конструктивного рішення для сприйняття розрахункових навантажень.

Особливу увагу приділено стану ґрунтової основи. У межах майданчика наявні насипні ґрунти, пилюваті піски, похований ґрунтово-рослинний шар та скельний ґрунт, представлений пісковиком. Встановлено, що слабкі водонасичені піщані шари не забезпечують стабільної роботи існуючих фундаментів, тому прийнято рішення передати частину навантажень на більш надійну скельну основу через додаткові залізобетонні конструкції підсилення.

Запроектоване підсилення фундаментів спрямоване на зменшення впливу нерівномірних осідань, стабілізацію роботи основи та запобігання розвитку деформацій надземної частини будівлі. У поєднанні з улаштуванням монолітних обв'язувальних поясів це рішення забезпечує комплексне відновлення просторової жорсткості споруди.

У розділі охорони праці та безпеки життєдіяльності розглянуто вимоги до безпечного виконання реконструкційних робіт. Передбачено належне облаштування будівельного майданчика, безпечне складування матеріалів, дотримання правил пожежної безпеки, використання засобів індивідуального захисту, а також вимоги до виконання робіт на риштуваннях і підмостях. Це дозволяє знизити виробничі ризики та забезпечити безпечні умови праці робітників.

Виконано оцінку технічного стану існуючої споруди, визначено причини появи тріщин і деформацій, розроблено заходи з теплового та гідроізоляційного захисту, запроєктовано підсилення цегляних стін і фундаментів, перевірено роботу плити перекриття та опрацьовано вимоги безпечного виконання реконструкційних робіт. Прийняті рішення є взаємопов'язаними та спрямовані на відновлення експлуатаційної придатності громадської будівлі.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Биків, Н. З. (2020). Застосування сплавів з пам’яттю форми для підвищення стійкості конструкцій при динамічних навантаженнях. Збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 26-26.
9. Бодрова Л.Г., Ковальчук Я.О., Крамар Г.М. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів /Міжвузівський збірник «Наукові нотатки». /Категорія В/ Випуск №66, Луцьк, 2019. С.165-171.
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Гудь, М. І., Крамар, Г. М., & Гудь, І. (2018). Фактори впливу на міцність та ефективність бетону. *Матеріали Міжнародної науково-технічної конференції „Фундаментальні та прикладні проблеми сучасних технологій “до 100 річчя з дня заснування НАН України та на вшанування пам’яті Івана Пулюя (100 річчя з дня*

смерті), 44-45.

12. Kovalchuk, Y., Kramar, H., Bodrova, L., Shynhera, N., & Shynhera, M. (2026). Deformation of a welded truss under loading of the upper chord. *Procedia Structural Integrity*, 81, 170-176.

13. Shved, Y., Kovalchuk, Y., Bodrova, L., Kramar, H., & Shynhera, N. (2024). Modeling the influence of complex factors on the plastic damage of a welded truss. *Procedia Structural Integrity*, 59, 664-671.

14. Закон України "Про пожежну безпеку". – Київ: Верховна Рада України, 1993.

15. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.

16. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.

17. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 96 с.

18. ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. – К.: Мінрегіон, 2021.

19. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри.

20. ДСТУ Б В.2.7-233:2010 Будівельні матеріали. Склопакети клеєні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 38 с.

21. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіон України, 2021 (чинний з 01.09.2022). – 23 с.

22. ДСТУ Б EN ISO 10077-1:2016 Теплотехнічні характеристики вікон, дверей та віконниць. Розрахунок коефіцієнта теплопередачі. Частина 1. Загальна методика. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 37 с.

23. ДСТУ Б EN 15251:2011 Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель з урахуванням якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN 15251:2007, IDT). – К.: Мінрегіон України, 2011. – 72 с.

24. ДБН В.2.6-31:2016. Покриття підлог. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016.
25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд / Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.
26. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.
27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.
28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. — 64 с.
29. V. Bobyk, H.Kramar Features of increasing the energy efficiency of buildings and transparent fencing structures / Scientific Journal of TNTU. — Tern.: TNTU, 2024. — Vol 115. — No 3. — P. 44–53.
30. Крамар, Г. М., Василик, Р. Я., & Клименко, К. В. (2024). Просторові великопролітні покриття. *Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 23-23.
31. Щепановський, В., Лебедєва-Скочеляс, Н., Янковий, С., & Ясній, В. П. (3.9). Моделювання поведінки залізобетонної балки підсиленої сплавом із пам'яттю форми. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 47-48.
32. ДСТУ Б В.2.8-10-98:1999. Стропи вантажні. Класифікація, параметри та розміри. Технічні вимоги. — Київ: Держбуд України, 1999.
33. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. — 38 с.
34. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. — 50 с.