

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: **Проект п'ятиповерхового житлового будинку з**

Вбудованими приміщеннями громадського призначення

Виконав(ла): студент(ка) 4 курсу, групи МБ-41
спеціальності 192

Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

(підпис)

Гиря П. В.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Швед Я.Л.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова

О.М.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

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)

« _____ » _____ 2026 р.

ЗАВДАННЯ НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Гирі Петру Володимировичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект п'ятиповерхового житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення

Керівник роботи Швед Ярослав Леонідович, доктор філософії
(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 15.06.2026

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва – м. Тернопіль

Житловий будинок, конструкція з несучими колонами

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

Теоретичний розділ. Архітектурно-будівельний розділ.

Розрахунково-конструктивна частина. Розрахунково-конструктивний розділ.

Теплотехнічний розрахунок. Безпека життєдіяльності, основи охорони праці.

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

План першого поверху. План типового поверху. План підземного поверху.

План пальового поля. План перекриття. Фасади. Розрізи. Вузли.

Армування плити перекриття. Армування колони

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Підпис, дата
--------	--------------

	Прізвище, ініціали та посада консультанта	завдання видав	завдання прийняв
Безпека життєдіяльності, основи охорони праці			

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Архітектурно-будівельний розділ	07.02.2026	
2	Розрахунково-конструктивний розділ	22.05.2026	
3	Безпека життєдіяльності, основи охорони праці	12.06.2026	
4	Оформлення записки	20.06.2026	
5			
6			
8			
10			
11			
14			
15			
16			
17			

Студент

(підпис)

Гиря П. В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Швед Я. Л.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 ТЕОРЕТИЧНИЙ	6
1.1 Загальна характеристика плоских безкапітельних плит перекриття.....	6
1.2 Теоретичні основи влаштування пальових фундаментів.....	7
1.3 Висновки за розділом 1	8
РОЗДІЛ 2 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ.....	9
2.1 Дані про район і ділянку будівництва	9
2.2 Генеральний план	10
2.3 Архітектурно-планувальні рішення	12
2.3.1 Характеристика технологічного чи функціонального процесу	12
2.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування	13
2.3.3 Техніко-економічні показники	13
2.4 Опорядження будинку	14
2.5 Енергоефективність.....	15
2.5.1 Заходи щодо підвищення енергоефективності	15
2.5.2 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій	16
2.6 Конструктивні рішення.....	18
2.7 Інженерні мережі і обладнання	20
2.8 Доступність для маломобільних груп населення	20
2.9 Висновки за розділом 2	20
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	22
3.1 Залізобетонні та кам'яні конструкції.....	22
3.1.1 Геометричні параметри плити	23
3.1.2 Збір навантажень на плиту перекриття	23
3.1.3 Комбінації навантажень	24
3.1.4 Властивості бетону та арматури	24
3.1.5 Розрахунок згинальних моментів	25

3.1.6 Розподіл згинальних моментів між колонними та середніми смугами методом еквівалентної рами	28
3.1.7 Перевірка міцності плити за згинальним моментом та підбір поздовжньої арматури	30
3.1.8 Перевірка плити на продавлювання центральною колоною	34
3.1.9 Перевірка ширини розкриття тріщин	36
3.1.10 Перевірка прогинів за другою групою граничних станів	38
3.1.11 Розрахунок колони	38
3.2 Основи та фундаменти	40
3.2.1 Дані на проектування	40
3.2.2. Розрахунок фундаменту під колону	44
3.2.3 Розрахунок фундаменту під діафрагму	52
3.3 Висновки за розділом 3	59
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	61
4.1 Заходи із забезпечення безпеки життєдіяльності і охорони праці	61
4.2 Висновки за розділом 4	63
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	64
БІБЛІОГРАФІЯ	66

ВСТУП

Дана кваліфікаційна робота присвячена проєктуванню 5-поверхового житлового будинку з вбудованими громадськими приміщеннями у м. Тернопіль.

Актуальність теми. На сучасному етапі розвитку будівельної галузі України все більшого поширення набуває монолітне залізобетонне будівництво. Воно забезпечує високу конструктивну надійність, довговічність, свободу планувальних рішень та архітектурну виразність будівель. Особливе місце серед монолітних систем посідають безригельні каркаси з плоскими безкапітельними плитами перекриття, які дозволяють зменшити висоту поверху та спростити влаштування інженерних комунікацій. Водночас, ефективність таких рішень значною мірою залежить від правильного вибору типу фундаментів, особливо в складних інженерно-геологічних умовах, що робить тему роботи актуальною та практично значущою.

Мета роботи – розробка комплексного архітектурно-конструктивного проєкту житлового будинку, який відповідає сучасним вимогам надійності, енергоефективності, безпеки та доступності для маломобільних груп населення.

Для досягнення поставленої мети у роботі вирішуються завдання розроблення архітектурно-планувальних рішень з урахуванням функціонального зонування та інклюзивності, виконання теплотехнічних розрахунків огорожувальних конструкцій для забезпечення нормативної енергоефективності, проведення розрахунків несучих елементів каркаса та фундаментів за граничними станами, а також опрацювання питань безпеки життєдіяльності, охорони праці та пожежної безпеки.

У першому розділі розглянуто теоретичні аспекти проєктування плоских плит та пальових фундаментів. Другий розділ присвячено архітектурно-будівельним рішенням. У третьому розділі виконано розрахунково-конструктивну частину. Четвертий розділ висвітлює питання безпеки життєдіяльності та охорони праці.

РОЗДІЛ 1

ТЕОРЕТИЧНИЙ

1.1 Загальна характеристика плоских безкапітельних плит перекриття

Вибір суцільної залізобетонної безкапітельної плити як несучої основи перекриття зумовлений архітектурною гнучкістю та технологічною простотою виконання, що дозволяє створювати рівну стелю без виступів та ребер. Конструкція забезпечує просторову роботу будівлі, рівномірно розподіляючи навантаження між усіма колонами завдяки високій жорсткості в двох напрямках. Такий підхід доцільний для багатоповерхових будівель із регулярною сіткою колон, де переважають вертикальні навантаження, що дозволяє зменшити висоту поверху порівняно з ребристими конструкціями.

Безкапітельне виконання плити, хоч і технологічно простіше та уніфікує опалубку, потребує підвищеної уваги до вузлів сполучення з колонами через відсутність конструктивного розширення опорної зони. При цьому наявність підвального поверху зумовлює врахування особливих умов роботи нижнього перекриття, зокрема впливу ґрунтового середовища та гідростатичного тиску, що підвищує вимоги до тріщиностійкості та водонепроникності бетону.

Логіка прийняття конструктивних рішень базується на фундаментальних положеннях теорії граничної рівноваги залізобетонних плит [3, 4]. Згідно з класичними методами розрахунку плоских плит, найбільш небезпечними є надколонні зони, де виникають значні від'ємні згинальні моменти та зосереджені перерізуючі сили, що потребує додаткового армування цих ділянок. У прольотних частинах конструкція працює на позитивні моменти, тому тут доцільне застосування окремих сіток, що дозволяє раціонально розподілити арматуру відповідно до епюри внутрішніх зусиль.

Особливого значення при проектуванні безкапітельних плит набуває перевірка несучої здатності на продавлювання, оскільки зосереджені зусилля від колон передаються на плиту без конструктивного розширення опорної зони. Як

зазначається у наукових працях, раціональне армування надколонних зон у вигляді додаткових стержнів або конструктивної арматури дозволяє запобігти крихкому руйнуванню та забезпечити необхідну деформативність конструкції. Також необхідно контролювати ширину розкриття тріщин та граничні прогини, що забезпечує не лише міцність, але й експлуатаційну придатність будівлі протягом усього терміну служби. Отже, обрана конструкція є раціональною з позицій технологічності, економічності та відповідає сучасним нормам проектування.

1.2 Теоретичні основи влаштування пальових фундаментів

Вибір пальового фундаменту зумовлений геологічною будовою майданчика, де верхню частину розрізу складають техногенні насипні ґрунти та піщані відкладення. Ці ґрунти мають обмежену несучу здатність і підвищену стисливість, тому не можуть сприймати значні навантаження від багатоповерхової будівлі без надмірних деформацій. Натомість глибинні шари, представлені глинистими відкладеннями напівтвердої консистенції, забезпечують високу несучу здатність завдяки міцним структурним зв'язкам, що робить їх надійною основою для паль.

Застосування паль дозволяє прорізати слабкі верхні шари та передати навантаження на міцні глибинні ґрунти через нижній кінець і бічну поверхню. Для колон, які сприймають зосереджені навантаження, доцільно використовувати палі більшого перерізу, тоді як для діафрагм жорсткості з меншою інтенсивністю вертикальних зусиль достатньо паль меншого перерізу. Такий диференційований підхід забезпечує раціональне використання матеріалів без втрати надійності.

При проектуванні враховується можливе негативне тертя по бічній поверхні від осідання вищерозташованих слабких шарів, а також сили морозного здимання, тому ростверк закладається нижче глибини промерзання. Отже, обране рішення є технічно обґрунтованим для заданих геологічних умов.

1.3 Висновки за розділом 1

Проведений аналіз показав, що для прийнятої конструктивної схеми будівлі доцільним є використання монолітного безригельного каркаса з плоскими безкапітельними плитами перекриття та пальовими фундаментами. Плоскі плити забезпечують ефективне використання внутрішнього простору та зменшення висоти будівлі, а пальові фундаменти гарантують надійну передачу навантажень на несучі шари ґрунту та забезпечують нормативні показники деформацій основи.

РОЗДІЛ 2

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

2.1 Дані про район і ділянку будівництва

Ділянка, відведена під будівництво, розташована в місті Тернопіль, у районі зі сформованою житловою та громадською забудовою. Майданчик характеризується відносно рівним рельєфом із загальним ухилом у південно-західному напрямку, що не перевищує 1,5 %. На момент проєктування ділянка вільна від капітальної забудови, існуючі інженерні мережі проходять уздовж червоних ліній прилеглих вулиць, а під'їзд до неї забезпечується з існуючої вулично-дорожньої мережі міста.

Кліматичні характеристики майданчика будівництва прийнято для м. Тернопіль згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія». Кліматичний район – II (помірно-континентальний), підрайон II-В. Розрахункова температура найхолоднішої п'ятиденки із забезпеченістю 0,92 становить -22°C , тривалість опалювального періоду – 191 доба, а середня температура зовнішнього повітря за опалювальний період – $-0,4^{\circ}\text{C}$. Нормативне снігове навантаження згідно з ДБН В.1.2-2:2006 відповідає IV сніговому району і становить 1420 Па, нормативне вітрове навантаження – II вітровому району і дорівнює 500 Па. Сейсмічність майданчика становить 6 балів за шкалою MSK-64 згідно з ДБН В.1.1-12:2014.

Інженерно-геологічна будова майданчика представлена товщею четвертинних та третинних відкладів, у межах якої виділено три інженерно-геологічні елементи. Перший з них – насипний ґрунт піщано-глинистого складу з включенням будівельного сміття потужністю від 0,5 до 0,8 м, питома вага якого становить $16,4 \text{ кН/м}^3$. Цей шар є структурно-нестійким і не може слугувати основою для фундаментів. Другий елемент – дрібнозернистий пісок маловологий, що нижче переходить у водонасичений стан, середньої щільності потужністю від 13,5 до 14,0 м. Для нього характерні такі показники: нормативний кут внутрішнього тертя – 28° , питоме зчеплення – 1 кПа, питома вага часток – $26,7 \text{ кН/м}^3$, коефіцієнт

Пуассона – 0,29. Третій інженерно-геологічний елемент – глина третинна напівтвердої консистенції необмеженої потужності з питомою вагою 20,6 кН/м³, питомою вагою часток 27,4 кН/м³, природною вологістю 0,24, межею текучості 0,6, межею розкочування 0,15, показником текучості 0,2 та коефіцієнтом Пуассона 0,42. Цей шар виступає надійним підстилаючим шаром основи та водопором.

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю сталого водоносного горизонту підземних вод у товщі дрібнозернистого піску. Рівень ґрунтових вод зафіксовано на глибині 6,0 м від денної поверхні. Підшва монолітного залізобетонного ростверку запроєктована на глибині 4,3 м, відтак відстань від неї до рівня ґрунтових вод становить 1,7 м. Ґрунтові води є слабоагресивними до бетону. Для виготовлення залізобетонних конструкцій передбачено застосування важкого бетону класу С30/37, який завдяки своїй щільній структурі забезпечує необхідну водонепроникність та морозостійкість, а також влаштування зовнішньої обмазувальної гідроізоляції стін підвалу.

2.2 Генеральний план

Розроблення генерального плану виконано на основі топографічного плану в масштабі 1:500, із урахуванням архітектурно-планувального завдання та вимог чинних нормативних документів, зокрема ДБН Б.2.2-12:2019. Просторове розміщення об'єкта на земельній ділянці визначено сукупністю містобудівних, функціональних та санітарно-гігієнічних чинників. Зокрема, орієнтація головних фасадів будівлі за напрямками схід–захід забезпечує дотримання нормативних параметрів інсоляції житлових приміщень в обох блоках квартир: тривалість сонячного опромінення для кожної квартири становить не менше 2,5 годин на добу, що відповідає гігієнічним вимогам до світлового режиму. Одночасно витримано нормативний протипожежний розрив до існуючої забудови – не менше 6,0 м для будівель I–II ступенів вогнестійкості, що гарантує дотримання вимог пожежної безпеки.

Розрахункова потреба в машино-місцях для постійного зберігання автотранспорту мешканців визначалася згідно з нормативним показником для центральної планувальної зони міста – 1 машино-місце на одну квартиру. Таким чином, для 32-квартирного житлового будинку загальна потреба становить 32 одиниці. Постійне зберігання передбачається на зарезервованих автостоянках у межах пішохідної доступності, а також на спеціально відведених паркувальних місцях по периметру ділянки. Для тимчасового зберігання автомобілів відвідувачів, з урахуванням нормативних показників для вбудованих нежитлових приміщень громадського призначення, розраховано 12 машиномісць. Відповідно до вимог ДБН В.2.2-40:2018 «Інклюзивність будівель і споруд», не менше 10 % загальної кількості місць на автостоянках (але не менше двох) мають бути адаптовані для потреб осіб з інвалідністю. На виконання цієї норми на відкритій гостьовій стоянці передбачено 2 спеціалізовані машино-місця з розширеними габаритами до 3,5×5,0 м, із нанесенням відповідної дорожньої розмітки та встановленням необхідних знаків. Загальна кількість запроєктованих на ділянці паркувальних місць становить 44 одиниці, з яких 2 призначено для автотранспорту маломобільних груп населення.

Вертикальне планування території виконано методом проєктних відміток і горизонталей із максимальним урахуванням існуючого природного рельєфу. Природні відмітки поверхні на ділянці коливаються в діапазоні від 213,5 до 214,5 м, при цьому загальний ухил має південно-західне спрямування, що створює сприятливі умови для організації поверхневого водовідведення. Відведення дощових і талих вод запроєктовано за відкритою системою шляхом надання проїздам і тротуарам поздовжніх і поперечних ухилів (не менше 0,5 ‰), що забезпечує самопливний стік у лотки асфальтобетонних покриттів із подальшим скиданням до дощоприймальних колодязів, підключених до міської зливової каналізації. У межах благоустрою передбачено влаштування кругового пожежного проїзду навколо будівлі шириною 4,2 м із покриттям із гарячого асфальтобетону, розрахованого на відповідне навантаження від пожежної техніки; тротуарів та пішохідних доріжок із фігурних елементів мощення; а також озеленення вільних

від забудови та покриття ділянок шляхом влаштування партерних газонів із посівом багаторічних трав і висадки низькорослих декоративних чагарників.

Техніко-економічні показники ухвалених рішень з генерального плану систематизовано за основними параметрами: площа земельної ділянки в межах відведення – 0,48 га; площа забудови (з урахуванням габаритних розмірів $36,4 \times 17,5$ м) – 660,0 м²; площа твердого покриття (проїзди, тротуари, майданчики) – 1620,0 м²; площа озеленення – 2543,0 м²; коефіцієнт забудови ділянки – 0,133 (13,3 %); загальна кількість машино-місць для постійного зберігання – 32 од.; загальна кількість машино-місць для тимчасового зберігання – 12 од., з них 2 місця для маломобільних груп населення. Це дає можливість комплексно оцінити ефективність використання території та відповідність прийнятих рішень встановленим вимогам.

2.3 Архітектурно-планувальні рішення

2.3.1 Характеристика технологічного чи функціонального процесу

Будівля об'єднує три функціональні блоки: громадський (1-й поверх), житловий (2–5-й поверхи) та допоміжний (підвал).

Громадська зона: Входи до супермаркету, кафе та перукарні розташовані з бічних (торцевих) фасадів, що дозволило максимально розкрити їх вітражним склінням. Широкі фасади мають великі вікна для освітлення, але входи з цих боків відсутні. Аптека — єдиний заклад із входом із дворового фасаду, поруч із житловим вестибюлем. Кожне приміщення має власний санвузол. Міні-склад супермаркету із зоною завантаження розміщено в глибині поверху.

Житлова зона: Єдиний вхід для мешканців — із дворового фасаду, поряд із аптекою. Вестибюль містить кімнату консьєржа, приміщення для колясок і велосипедів та сходово-ліфтовий вузол, що веде на житлові поверхи й у підвал.

Допоміжна зона: У підвалі розташовані індивідуальні кладові комірки мешканців та ізольовані технічні приміщення.

2.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

Будівля прямокутна в плані, габарити $36\,400 \times 17\,500$ мм. Сітка колон комбінована: поздовжній крок – 7,2 м, поперечний – $7,2 + 2,5 + 7,2$ м. Центральний крок 2,5 м формує позаквартирний коридор. Висота поверхів – 3,3 м, підвалу – 3,3 м. Перший поверх розділено на громадську та вестибюльну зони. Супермаркет, кафе та перукарня орієнтовані на торцеві фасади з вітражним склінням. Аптека має окремий вхід із двору біля житлового вестибюля.

На 2–5 поверхах – по 8 квартир: 2 двокімнатні та 6 однокімнатних. Усі квартири мають наскрізне або кутове провітрювання. Просторова жорсткість забезпечується монолітним каркасом та сходово-ліфтовим вузлом (діафрагма). На широких фасадах — окремі балкони на сталевих опорах, прикріплені до перекриттів анкерами з терморозривом.

2.3.3 Техніко-економічні показники

Проектована будівля є п'ятиповерховим житловим будинком із підвальним поверхом. Підвальний поверх передбачено для розміщення технічних приміщень та індивідуальних комор мешканців будинку.

У будинку запроектовано 32 квартири. Для кожної квартири передбачено окрему індивідуальну комору у підвальному поверсі, загальна кількість яких становить 32 шт. На першому поверсі будівлі розміщуються приміщення громадського призначення загальною площею $570,0\text{ м}^2$.

Площа забудови будівлі становить $660,0\text{ м}^2$. Загальна площа будівлі дорівнює $3200,0\text{ м}^2$, зокрема житлова площа квартир - $1000,0\text{ м}^2$. Загальна площа підвального поверху, до складу якого входять технічні приміщення та індивідуальні комори, становить $500,0\text{ м}^2$.

Будівельний об'єм будівлі становить $7950,0\text{ м}^3$, у тому числі будівельний об'єм підземної частини - $1215,0\text{ м}^3$.

2.4 Опорядження будинку

Зовнішнє опорядження будівлі передбачає влаштування несучих зовнішніх стін із пустотілої керамічної цегли завтовшки 250 мм із подальшим утепленням мінераловатними плитами товщиною 150 мм за системою скріпленої теплоізоляції («мокрого» типу). Фінішним оздоблювальним шаром виступає тонкошарова декоративна мінеральна штукатурка, нанесена по армувальній лугостійкій склосітці та пофарбована фасадною акриловою фарбою, тоді як цокольна частина облицьовується керамогранітними плитами на клейовому розчині з додатковим механічним кріпленням. Вітражні конструкції торцевих фасадів першого поверху виконуються з алюмінієвого профілю з терморозривом і заповнюються двокамерними склопакетами з мультифункціональним склом.

У внутрішньому опорядженні стін житлових кімнат, кухонь-вітальень та коридорів квартир застосовується поліпшена цементно-піщана штукатурка, виконана під чистове опорядження (шпалери або фарбування). У санвузлах квартир передбачено цементно-піщану штукатурку з обмазувальною гідроізоляцією та суцільне облицювання керамічною плиткою на всю висоту приміщень. У місцях загального користування, зокрема в вестибюлі, сходовій клітці та позаквартирних холах, стіни шпаклюються та фарбуються водостійкою акриловою фарбою.

Опорядження вбудованих громадських приміщень виконується відповідно до дизайн-проєкту орендаря, при цьому базово передбачається гіпсова штукатурка під фарбування. У підвальних технічних та кладових приміщеннях стіни оштукатурюються цементно-піщаним розчином, а в технічних зонах додатково покриваються вологостійкою мінеральною фарбою.

Внутрішнє опорядження підлог вирішується диференційовано: у житлових кімнатах, кухнях-вітальнях та коридорах квартир влаштовується цементно-піщана армована стяжка товщиною 60 мм із шаром звукоізоляційної підкладки, яка призначена для подальшого чистового покриття (ламінат, паркетна дошка або керамічна плитка – за вибором мешканців). У санвузлах квартир виконується цементно-піщана стяжка з обмазувальною гідроізоляцією та чистове покриття з

керамічної плитки. У вестибюлі, сходовій клітці та позаквартирних холах застосовується керамогранітна плитка з шорсткою неслизькою поверхнею на клейовому розчині. У вбудованих громадських приміщеннях використовується керамограніт або комерційний лінолеум залежно від функціонального призначення та вимог орендаря. У підвалі, зокрема в кладових комірках, передбачено цементно-піщану стяжку з фінішним покриттям вологостійкою епоксидною фарбою, а в технічних приміщеннях – шліфований бетон із пиловідштовхувальним просоченням.

2.5 Енергоефективність

2.5.1 Заходи щодо підвищення енергоефективності

Для досягнення класу енергетичної ефективності не нижче «С» згідно з ДБН В.2.6-31:2021 проєктом передбачено комплекс архітектурних та інженерних заходів:

Влаштування суцільного теплоізоляційного контуру будівлі. Усі зовнішні огорожувальні конструкції (стіни, покриття, перекриття над підвалом) утеплені без розривів. Фасадна теплоізоляція виконана за системою скріпленої теплоізоляції («мокрый» фасад) із мінераловатних плит.

Застосування енергоефективних вікон і дверей. Віконні блоки – ПВХ із 5-камерним профілем, заповнені двокамерними склопакетами з низькоемісійним (Low-E) склом та аргоновим заповненням. Вхідні двері – утеплені, з терморозривом.

Мінімізація містків холоду. Балконні плити прикріплені до перекриттів через анкери з терморозривом. Вузли примикання вікон до стін герметизуються паропроникною стрічкою та монтажною піною.

Індивідуальний тепловий пункт (ІТП) з погодозалежним регулюванням температури теплоносія в системі опалення, що дозволяє автоматично знижувати теплоспоживання в перехідні періоди.

Поквартирний облік теплової енергії – встановлення теплोलічильників у кожній квартирі.

Система вентиляції з регульованим припливом. У житлових приміщеннях – природна витяжна вентиляція через вентканали в ядрі жорсткості, приплив свіжого повітря через регульовані віконні клапани. У вбудованих громадських приміщеннях – механічна припливно-витяжна система з рекуперацією тепла.

Світлодіодне освітлення місць загального користування з датчиками руху та присутності.

2.5.2 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій

Теплотехнічний розрахунок виконано відповідно до ДБН В.2.6-31:2021 для кліматичних умов м. Тернопіль.

Вихідні дані:

Розрахункова температура зовнішнього повітря: $-22\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Середня температура опалювального періоду: $-0,4\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Тривалість опалювального періоду: 191 доба.

Нормативна температура внутрішнього повітря: $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ (житлові приміщення).

Зовнішня стіна:

Мінімально допустиме значення опору теплопередачі для зовнішніх стін

$$R_{q\min} = 4\text{ м}^2\cdot\text{K}/\text{Вт}.$$

Конструкція зовнішньої стіни (зсередини назовні):

Штукатурка цементно-піщана -20 мм ($\lambda = 0,93\text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{K})$).

Кладка з пустотілої керамічної цегли - 250 мм ($\lambda = 0,64\text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{K})$).

Утеплювач, мінераловатна плита фасадна -150 мм ($\lambda = 0,043\text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{K})$).

Декоративна мінеральна штукатурка -10 мм ($\lambda = 0,93\text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{K})$).

Розрахунковий приведений опір теплопередачі конструкції:

$$R_{\text{пр}} = 4,07\text{ м}^2\cdot\text{K}/\text{Вт}, \text{ що перевищує мінімально допустиме значення } 4\text{ м}^2\cdot\text{K}/\text{Вт}.$$

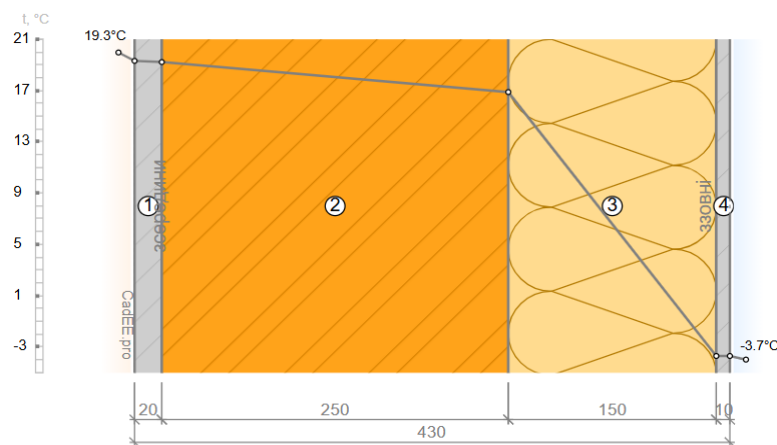


Рисунок 2.1 – Розподіл температур у конструкції зовнішньої стіни

Перекриття над підвалом:

Мінімально допустиме значення: $R_{q \min} = 5,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$.

Конструкція:

Керамогранітна плитка - 10 мм.

Цементно-піщана стяжка - 60 мм.

Утеплювач, екструдований пінополістирол - 150 мм ($\lambda = 0,034 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$).

Монолітна залізобетонна плита - 280 мм.

Приведений опір теплопередачі: $R_{pr} = 5.01 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт} > 5 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$.

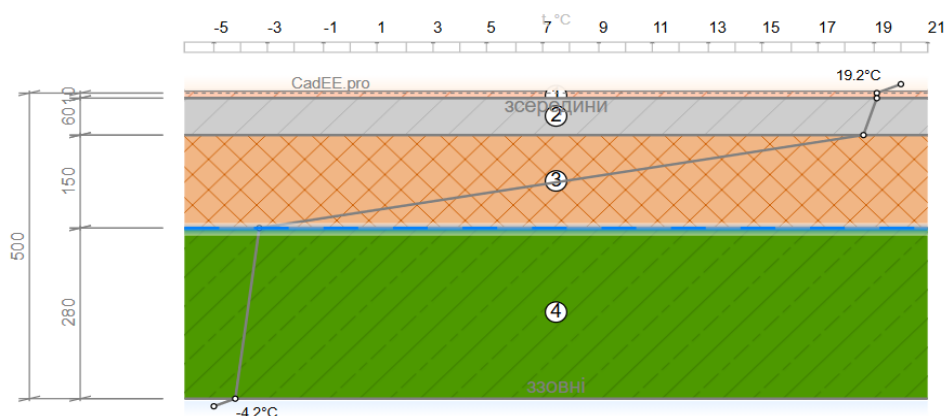


Рисунок 2.2 – Розподіл температур у конструкції перекриття над підвалом

Суміщене покриття (дах):

Мінімально допустиме значення: $R_{q \min} = 6 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

Конструкція:

Монолітна залізобетонна плита - 280 мм.

Пароізоляційна плівка.

Утеплювач - мінераловатні плити підвищеної жорсткості - 200 мм ($\lambda = 0,036 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$). Гідроізоляційний ПВХ-мембранний килим.

Приведений опір теплопередачі: $R_{пр} = 6,01 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт} > 6 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

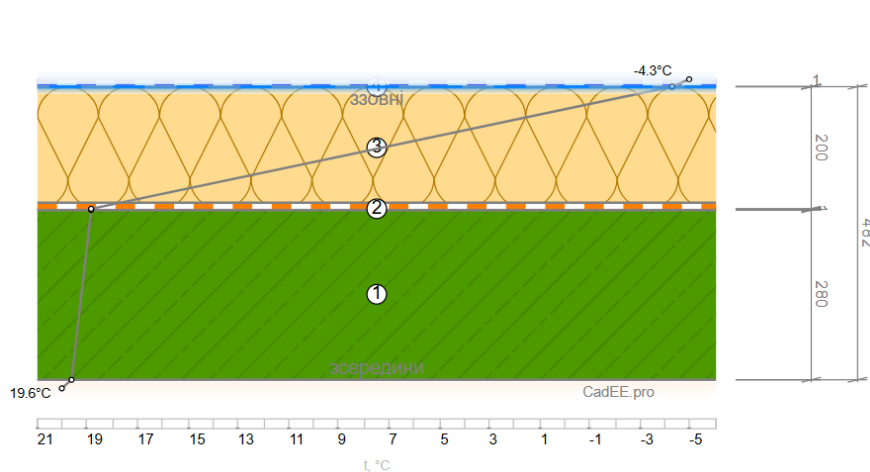


Рисунок 2.3 – Розподіл температур у конструкції суміщеного покриття

2.6 Конструктивні рішення

Монолітний залізобетонний безригельний каркас із жорстким ядром у вигляді сходово-ліфтового вузла. Просторова жорсткість та стійкість забезпечуються спільною роботою вертикальних несучих елементів (колони, діафрагма) та горизонтальних дисків перекриттів.

Запроектовано пальовий фундамент із забивних залізобетонних паль. Залежно від навантаження застосовано палі двох типорозмірів: квадратного перерізу $400 \times 400 \text{ мм}$ під основні колони каркасу та $300 \times 300 \text{ мм}$ під менш навантажені ділянки (балконні опори, окремі конструкції). Вибір пальового типу обумовлений інженерно-геологічними умовами ділянки - наявністю слабких водонасичених ґрунтів у верхній зоні та високим рівнем ґрунтових вод (4 м від поверхні). Палі спираються на щільні піски середньої крупності, що є надійною

несучою основою. Довжина паль визначається за розрахунком із умови заглиблення вістря в несучий шар не менше ніж на 1,0 м.

Палі об'єднані монолітним залізобетонним стрічковим ростверком. Підосва ростверку розташована на позначці -3,900 м, що забезпечує його розміщення вище максимального рівня ґрунтових вод та виключає необхідність водозниження під час виконання робіт. Бетон ростверку - клас С30/37, армування - просторові каркаси з арматури класу А500С.

Несучі колони - монолітні залізобетонні, прямокутного перерізу 600×400 мм. Більший розмір перерізу орієнтовано в поздовжньому напрямку будівлі для забезпечення більшої жорсткості в цьому напрямку. Крок колон у поздовжньому напрямку (вісь Х) - 7,2 м. У поперечному напрямку (вісь Y) - комбінований: $7,2 + 2,5 + 7,2$ м. Бетон колон - клас С30/37. Армування - поздовжня робоча арматура класу А500С та поперечна арматура (хомути) класу А240С. Переріз та армування уточнюються за розрахунком на сприйняття вертикальних навантажень та згинальних моментів.

Перекриття. Монолітна плоска безкапітельна залізобетонна плита товщиною 280 мм. Вибір безкапітельної системи обумовлений прагненням отримати гладку стелю без виступаючих балок, що спрощує прокладання інженерних комунікацій, полегшує внутрішнє планування квартир та знижує будівельну висоту поверху. Плита армується двома сітками в нижній та верхній зонах.

Покриття суміщене, пласке, неексплуатоване. Конструкція аналогічна перекриттю - монолітна залізобетонна плита товщиною 280 мм із влаштованим по ній утеплювачем, пароізоляцією та гідроізоляційним килимом. Водовідведення - внутрішнє, через водостічні воронки.

Сходово-ліфтовий вузол виконаний у вигляді монолітного залізобетонного ядра жорсткості. Стіни шахти ліфта та сходової клітки - монолітні залізобетонні товщиною 200 мм. Вони сприймають горизонтальні вітрові навантаження та забезпечують просторову незмінність каркасу. Сходові марші та площадки - монолітні залізобетонні, бетонуються одночасно зі стінами ядра. Бетон - клас С20/25, армування - просторове.

2.7 Інженерні мережі і обладнання

Для забезпечення життєдіяльності будівлі передбачено: вентиляція – у житловій частині природна витяжна з припливом через віконні клапани, у громадських приміщеннях механічна припливно-витяжна з рекуперацією; водопостачання централізоване з насосною установкою, гаряча вода від ІТП, поквартирний облік; каналізація господарсько-побутова та внутрішні водостоки з випуском у міські мережі; електропостачання II категорії від міської ТП, поквартирний облік, блискавкозахист.

2.8 Доступність для маломобільних груп населення

Проектні рішення розроблені відповідно до вимог ДБН В.2.2-40:2018 «Інклюзивність будівель і споруд» і передбачають: входи до житлової частини та аптеки виконані на рівні землі без сходинок і перепадів висот, дверні отвори шириною не менше 900 мм у світлі; пасажирський ліфт із кабіною 2100×3350 мм, поручнями, звуковим супроводом та кнопками зі шрифтом Брайля; 2 позначених машино-місця для автотранспорту осіб з інвалідністю біля входу; тактильна плитка перед входами, контрастне маркування, візуальні та тактильні покажчики.

2.9 Висновки за розділом 2

В архітектурно-будівельному розділі обґрунтовано проєктні рішення 5-поверхового житлового будинку з вбудованими громадськими приміщеннями в м. Тернопіль. Конструктивна схема, виконана як монолітний залізобетонний безригельний каркас із ядром жорсткості на пальовому фундаменті, забезпечує несучу здатність і просторову стійкість будівлі в умовах складних інженерно-геологічних характеристик ділянки. Застосована комбінована сітка колон із кроками $7,2 \times (7,2+2,5+7,2)$ м дозволила раціонально організувати функціональне планування квартир і вбудованих громадських приміщень. Генеральним планом передбачено чітке зонування території, забезпечено нормативну кількість

паркувальних місць та дотримано протипожежних і санітарно-гігієнічних вимог. Теплотехнічні розрахунки підтвердили відповідність огорожувальних конструкцій нормативним показникам згідно з ДБН В.2.6-31:2021 із забезпеченням класу енергоефективності «С», а впроваджені енергозберігаючі заходи – суцільний теплоізоляційний контур, індивідуальний тепловий пункт та поквартирний облік ресурсів – сприяють раціональному використанню енергоносіїв. Архітектурно-планувальні рішення враховують потреби маломобільних груп населення шляхом влаштування входів на рівні землі, адаптованого ліфтового обладнання та універсального санітарного вузла. Усі прийняті конструктивні, інженерні й архітектурні рішення відповідають чинним державним будівельним нормам України та забезпечують безпечну й комфортну експлуатацію об'єкта протягом усього розрахункового строку служби.

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Залізобетонні та кам'яні конструкції

У даному підрозділі виконано розрахунок основних несучих елементів монолітного залізобетонного каркаса будівлі. Прийнята конструктивна схема будівлі - монолітний залізобетонний безригельний каркас із плоскими плитами перекриття, колонами та ядром жорсткості у зоні сходово-ліфтового вузла. Така схема забезпечує рівномірну передачу вертикальних навантажень від перекриттів на колони, а далі - на фундаментну систему. Горизонтальна жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою плит перекриття як жорстких дисків, вертикальних колон та монолітних стін сходово-ліфтового вузла.

Основним розрахунковим елементом у підрозділі прийнято монолітну плоску залізобетонну плиту перекриття товщиною 280 мм. Плита працює у двох напрямках і сприймає постійні та тимчасові навантаження від власної ваги, конструкції підлоги, перегородок і експлуатаційного навантаження житлових приміщень. Оскільки плита є безкапітельною, особливу увагу приділено не лише перевірці за згинальними моментами, а й перевірці на продавлювання в зоні примикання до колон.

Розрахунок плити виконано за граничними станами першої та другої груп. За першою групою граничних станів перевірено міцність перерізів за згинальними моментами та несучу здатність плити на продавлювання центральною колоною. За другою групою граничних станів виконано перевірку ширини розкриття тріщин і прогинів, що необхідно для забезпечення нормальної експлуатації перекриття без надмірних деформацій та пошкодження оздоблювальних шарів.

Для визначення внутрішніх зусиль плиту розглянуто за методом еквівалентної рами. Такий підхід дає змогу врахувати роботу плити у двох напрямках та розподілити згинальні моменти між колонними і середніми смугами. У колонних смугах зосереджуються більші від'ємні моменти над опорами, тому ці ділянки потребують посиленого верхнього армування. У середніх смугах

переважають додатні моменти в прольотах, що враховується при підборі нижньої робочої арматури.

3.1.1 Геометричні параметри плити

Плита спирається безпосередньо на монолітні залізобетонні колони, без улаштування ригелів або капітелей. Така схема дає можливість отримати рівну нижню поверхню перекриття та забезпечує роботу плити у двох взаємно перпендикулярних напрямках. Товщина плити перекриття прийнята $t_p = 0,28$ м.

Прийнята товщина 280 мм забезпечує необхідну жорсткість плити при прольотах 7,2 м та дозволяє виконати подальші перевірки за міцністю, тріщиностійкістю, прогинами і продавлюванням у зоні колон. Колони мають прямокутний поперечний переріз $b = 0,40$ м та $h = 0,60$ м.

Більший розмір перерізу колони орієнтовано у напрямку дії більших внутрішніх зусиль. Такий переріз забезпечує достатню площу опирання плити та зменшує концентрацію напружень у зоні контакту плити з колоною. Крок колон у поздовжньому напрямку прийнято $l_x = 7,2$ м.

У цьому напрямку будівля має п'ять прольотів, тому плиту можна розглядати як багатопрогонову конструкцію, що працює по осі X. У поперечному напрямку основний крок колон становить $l_y = 7,2$ м.

При цьому в середній частині будівлі передбачено додатковий проліт 2,5 м, який формує центральну планувальну зону. Загальна поперечна схема прийнята як трипрольотна: $7,2 \text{ м} + 2,5 \text{ м} + 7,2 \text{ м}$.

3.1.2 Збір навантажень на плиту перекриття

Для розрахунку плити перекриття враховано постійні та тимчасові навантаження. До постійних навантажень належать власна вага монолітної залізобетонної плити, навантаження від конструкції підлоги та перегородок. Власна вага плити визначається за її товщиною 0,28 м і питомою вагою залізобетону 25 кН/м^3 : $g_1 = 25 \cdot 0,28 = 7,0 \text{ кН/м}^2$.

Характеристичне навантаження від конструкції підлоги прийнято:

$$g_2 = 1,5 \text{ кН/м}^2.$$

Навантаження від перегородок прийнято $g_3 = 1,0 \text{ кН/м}^2$.

Сумарне постійне навантаження на плиту становить:

$$g_k = g_1 + g_2 + g_3 = 7,0 + 1,5 + 1,0 = 9,5 \text{ кН/м}^2.$$

Тимчасове корисне навантаження для житлових приміщень прийнято:

$$q_k = 2,0 \text{ кН/м}^2.$$

Отже, для подальшого розрахунку плити прийнято постійне характеристичне навантаження $9,5 \text{ кН/м}^2$ та тимчасове характеристичне навантаження $2,0 \text{ кН/м}^2$.

3.1.3 Комбінації навантажень

Сполучення 1 - постійне та тимчасове навантаження

$$q_d = 1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k = 1,35 \cdot 9,5 + 1,5 \cdot 2 = 15,825 \text{ кН/м}^2$$

Сполучення 2 - лише постійне навантаження

$$g_d = 1,35 \cdot g_k = 1,35 \cdot 9,5 = 12,825 \text{ кН/м}^2$$

Сполучення 3 — лише тимчасове навантаження

$$q_d = 1,5 \cdot q_k = 1,5 \cdot 2 = 3 \text{ кН/м}^2$$

Коефіцієнти 1,35 і 1,5 — це коефіцієнти надійності за навантаженням (γ_f)

3.1.4 Властивості бетону та арматури

Клас бетону: C30/37

Характеристична міцність бетону на стиск:

$$f_{ck} = 30 \text{ МПа}$$

Характеристична міцність бетону на розтяг:

$$f_{ctk, 0.05} = 2 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт надійності для бетону:

$$\gamma_c = 1,5$$

Розрахунковий опір бетону стиску:

$$f_{cd} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ МПа}$$

Розрахунковий опір бетону розтягу:

$$f_{cd} = \frac{2}{1.5} = 1.33 \text{ МПа}$$

Модуль пружності бетону

$$E_{cm} = 33000 \text{ МПа}$$

Арматура

Для робочої арматури прийнято стержні класу: А500С

Характеристична межа текучості арматури:

$$f_{yk} = 500 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт надійності для арматури:

$$\gamma_s = 1.15$$

Розрахунковий опір арматури розтягу:

$$f_{yd} = \frac{500}{1.15} = 434.8 \text{ МПа}$$

Захисний шар бетону $s = 30\text{мм}$

3.1.5 Розрахунок згинальних моментів

Крок колон (проліт): $l_x = 7.2 \text{ м. (5 прольотів)}$

$l_y = 7.2 \text{ м. (посередині 2,5м, 3 прольоти)}$

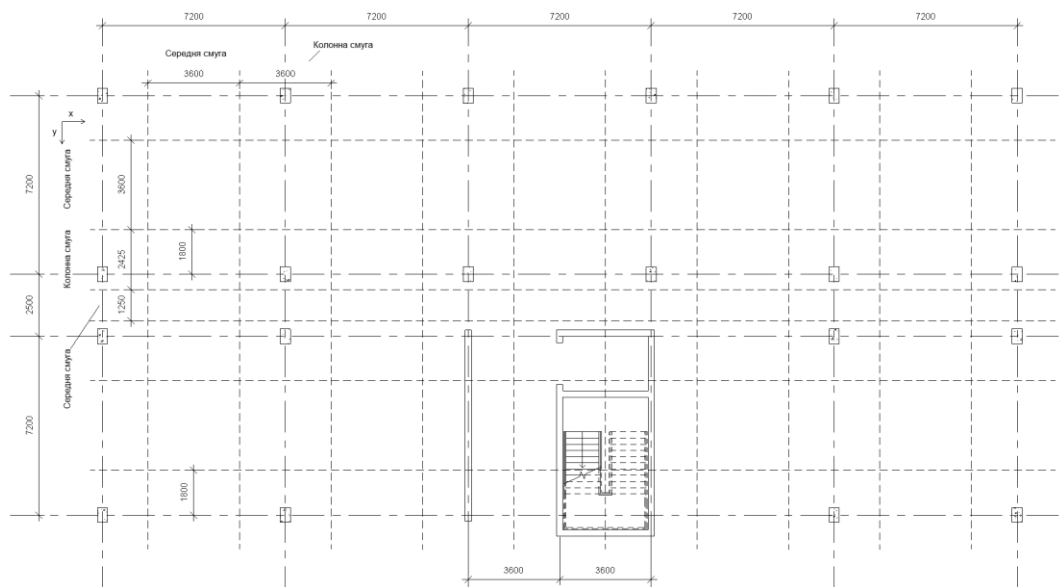


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема

Розрахунок згинальних моментів по осі x :

Розраховуємо як еквівалентну п'ятипролітну балку.

Для розрахунку приймаємо плиту шириною $b = 1$ м, погонне навантаження на яку становить:

$$q_s = 15,875 \cdot 1 = 15,875 \text{ кН/м.}$$

Обчислюємо значення розрахункових прольотів:

$$l_0 = 7,2 - 0,4 = 6,8 \text{ м}$$

Згинальні моменти на опорах:

На крайніх опорах момент дорівнює нулю:

$$M_{0x} = M_{5x} = 0$$

На першій та четвертій проміжних опорах:

$$M_{1x} = M_{4x} = -0,1053 \cdot q \cdot l^2 = -0,1053 \cdot 15,825 \cdot 6,8^2 = -77,05 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

На другій та третій проміжних опорах:

$$M_{2x} = M_{3x} = -0,0789 \cdot q \cdot l^2 = -0,0789 \cdot 15,825 \cdot 6,8^2 = -57,73 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Найбільші додатні моменти у прольотах:

У першому та п'ятому (крайніх) прольотах:

$$M_{\text{пр}1x} = M_{\text{пр}5x} = 0,0779 \cdot q \cdot l^2 = 0,0779 \cdot 15,825 \cdot 6,8^2 = 57,00 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

У другому та четвертому прольотах:

$$M_{\text{пр}2x} = M_{\text{пр}4x} = 0,0332 \cdot q \cdot l^2 = 0,0332 \cdot 15,825 \cdot 6,8^2 = 24,29 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

У третьому (середньому) прольоті:

$$M_{\text{пр}3x} = M_{\text{пр}4x} = 0,0461 \cdot q \cdot l^2 = 0,0461 \cdot 15,825 \cdot 6,8^2 = 33,73 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

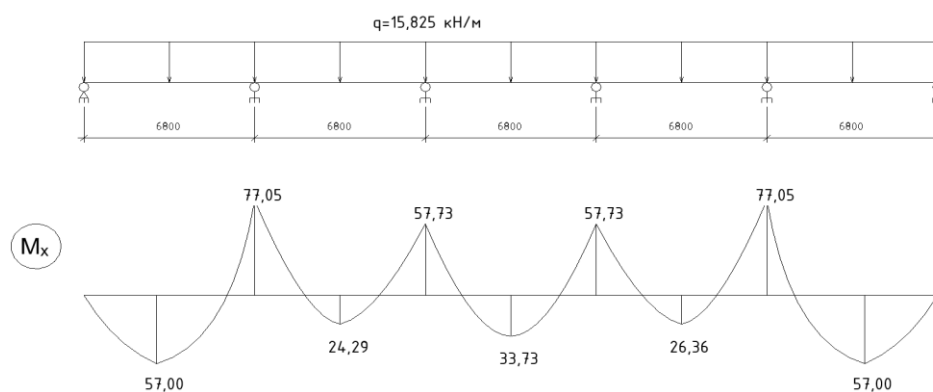


Рисунок – 3.2 Епюра моментів по осі x

Розрахунок згинальних моментів по осі у:

Розраховуємо як еквівалентну трьох пролітну балку.

Для розрахунку приймаємо плиту шириною $b = 1$ м, погонне навантаження на яку становить:

$$q_s = 15,825 \cdot 1 = 15,825 \text{ кН/м.}$$

Обчислюємо значення розрахункових прольотів:

$$l_0 = 7,2 - 0,4 = 6,8 \text{ м, } l_{01} = 2,5 - 0,4 = 2,1 \text{ м}$$

Згинальні моменти на опорах:

На крайніх опорах момент дорівнює нулю.

На першій та другій проміжних опорах:

$$M_{1y} = M_{2y} = \frac{q \cdot (l_0^3 + l_{01}^3)}{4 \cdot (2 \cdot l_0 + 3 \cdot l_{01})} = - \frac{15,825 \cdot (6,8^3 + 2,1^3)}{4 \cdot (2 \cdot 6,8 + 3 \cdot 2,1)} = -64,35 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Найбільші додатні моменти у прольотах:

У першому та третьому (крайніх) прольотах:

$$x_0 = \frac{l_0}{2} - \frac{|M_{1y}|}{q \cdot l_0} = \frac{6,8}{2} - \frac{|-64,35|}{15,825 \cdot 6,8} = 2,8 \text{ м}$$

$$M_{\text{пр1y}} = M_{\text{пр3y}} = \frac{q \cdot l_0 \cdot x}{2} - \frac{qx^2}{2} + \frac{M_{1y} \cdot x}{l_0} = \frac{15,825 \cdot 6,8 \cdot 2,8}{2} - \frac{15,825 \cdot 2,8^2}{2} + \frac{-64,35 \cdot 2,8}{6,8} =$$

$$= M_{\text{пр1y}} = M_{\text{пр3y}} = 62,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

У другому (середньому) прольоті:

$$M_{\text{пр2y}} = \frac{q \cdot l_{01}^2}{8} + M_{1y} = \frac{15,825 \cdot 2,1^2}{8} + (-64,35) = -55,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

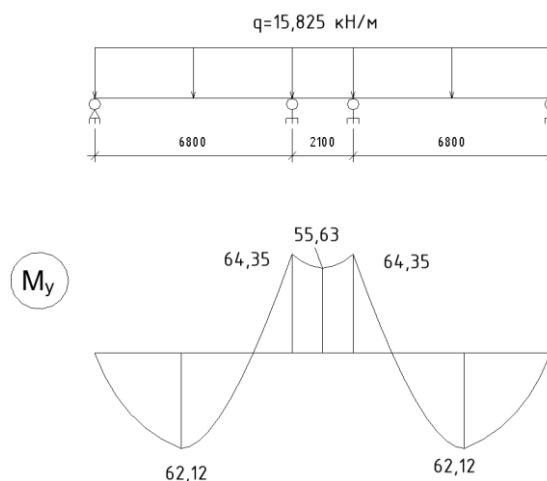


Рисунок 3.3 – Епюра моментів по осі у

3.1.6 Розподіл згинальних моментів між колонними та середніми смугами методом еквівалентної рами

Метод еквівалентної рами передбачає поділ плити в поздовжньому та поперечному напрямках на колонні та середні смуги. Розподіл згинальних моментів виконується відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 (додаток I).

Крок колон (проліт):

$$l_x = l = 7,2 \text{ м. (5 прольотів)}$$

$$l_y = b = 7,2 \text{ м. (посередині 2,5 м, 3 прольоти)}$$

$$l_{y.c} = l_y / 2 = 7,2 / 2 = 3,6 \text{ м}$$

$$l_{x.c} = l_y / 2 = 7,2 / 2 = 3,6 \text{ м}$$

$$l_{y.m} = l_y / 2 = 7,2 / 2 = 3,6 \text{ м}$$

$$l_{x.m} = l_x - l_y / 2 = 7,2 - 7,2 / 2 = 3,6 \text{ м}$$

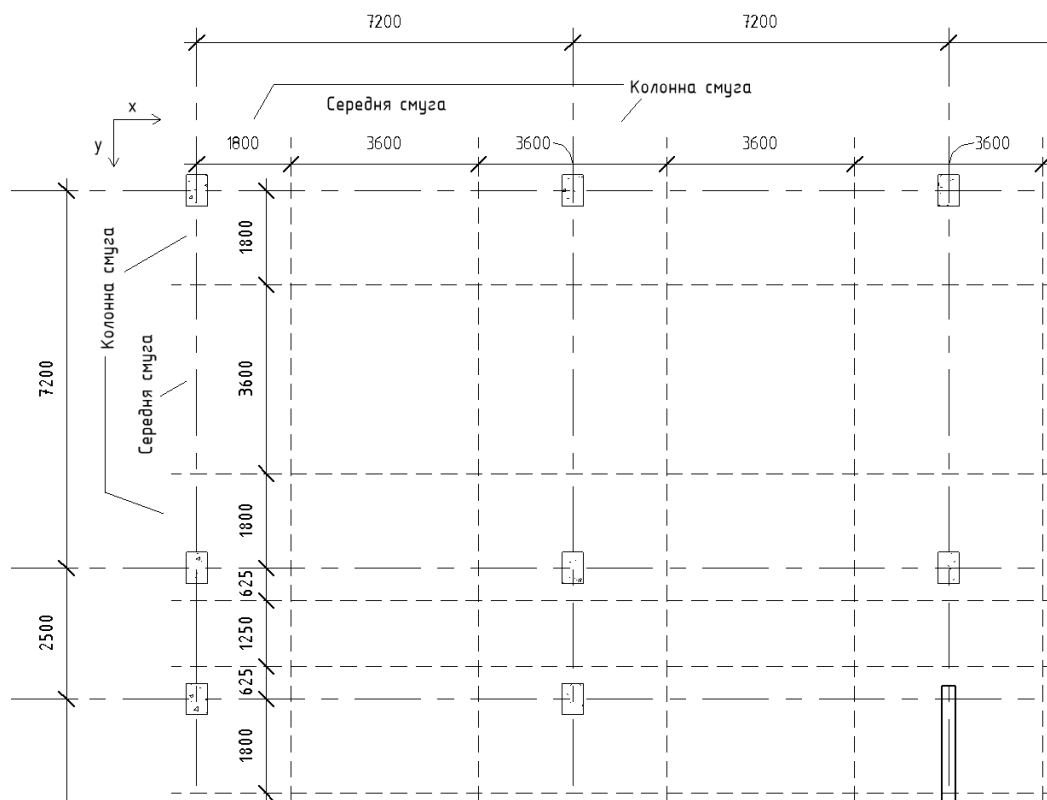


Рисунок 3.4 – Колонні і середні смуги

Відповідно до додатка I ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 приймаємо середні значення коефіцієнтів розподілу:

Таблиця 3.1 – Спрощений розподіл згинального моменту для плоских плит

Смуга	Від'ємні моменти	Додатні моменти
Колонна смуга	70 %	60 %
Середня смуга	30 %	40 %

Моменти по осі X (перший проліт і перша проміжна опора)

Колонна смуга – від'ємний момент:

$$M_{Ed,c,n,x} = M_{1x} \cdot b \cdot 0,7 \cdot 1/l_{y,c} = 77,05 \cdot 7,2 \cdot 0,7 \cdot 1/3,6 = 107,87 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Середня смуга – від'ємний момент

$$M_{Ed,m,n,x} = M_{1x} \cdot b \cdot 0,3 \cdot 1/l_{y,c} = 77,05 \cdot 7,2 \cdot 0,3 \cdot 1/3,6 = 46,23 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Колонна смуга – додатний момент

$$M_{Ed,c,p,x} = M_{пр1x} \cdot b \cdot 0,6 \cdot 1/l_{y,m} = 57 \cdot 7,2 \cdot 0,6 \cdot 1/3,6 = 68,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Середня смуга – додатний момент:

$$M_{Ed,c,p,x} = M_{пр1x} \cdot b \cdot 0,4 \cdot 1/l_{y,m} = 57 \cdot 7,2 \cdot 0,4 \cdot 1/3,6 = 45,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Моменти по осі X (другий та третій проліт і друга проміжна опора)

Колонна смуга – від'ємний момент:

$$M_{Ed,c,n,x} = M_{2x} \cdot b \cdot 0,7 \cdot 1/l_{y,c} = 57,73 \cdot 7,2 \cdot 0,7 \cdot 1/3,6 = 80,82 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Середня смуга – від'ємний момент

$$M_{Ed,m,n,x} = M_{2x} \cdot b \cdot 0,3 \cdot 1/l_{y,c} = 57,73 \cdot 7,2 \cdot 0,3 \cdot 1/3,6 = 34,64 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Колонна смуга – додатний момент

$$M_{Ed,c,p,x} = M_{пр3x} \cdot b \cdot 0,6 \cdot 1/l_{y,m} = 33,73 \cdot 7,2 \cdot 0,6 \cdot 1/3,6 = 40,47 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Середня смуга – додатний момент:

$$M_{Ed,c,p,x} = M_{пр3x} \cdot b \cdot 0,4 \cdot 1/l_{y,m} = 33,73 \cdot 7,2 \cdot 0,4 \cdot 1/3,6 = 26,98 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Моменти по осі Y (другий та третій проліт і друга проміжна опора)

Колонна смуга – від'ємний момент:

$$M_{Ed,c,n,y} = M_{2x} \cdot b \cdot 0,7 \cdot 1/l_{y,c} = 64,35 \cdot 7,2 \cdot 0,7 \cdot 1/3,6 = 90,09 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Середня смуга – від'ємний момент

$$M_{Ed,m,n,y} = M_{2x} \cdot b \cdot 0,3 \cdot 1/l_{y,c} = 64,35 \cdot 7,2 \cdot 0,3 \cdot 1/3,6 = 38,61 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Колонна смуга – додатний момент

$$M_{Ed,c,p,y} = M_{пр3x} \cdot b \cdot 0,6 \cdot 1/l_{y,m} = 62,12 \cdot 7,2 \cdot 0,6 \cdot 1/3,6 = 74,54 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Середня смуга – додатний момент:

$$M_{Ed,c,p,y} = M_{пр3х} \cdot b \cdot 0,4 \cdot 1/l_{y,m} = 62,12 \cdot 7,2 \cdot 0,4 \cdot 1/3,6 = 49,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

3.1.7 Перевірка міцності плити за згинальним моментом та підбір поздовжньої арматури

Розрахунок поздовжньої арматури виконуємо відповідно до ДСТУ EN 1992-1-1 для першої групи граничних станів, несучої здатності(ULS).

Попередньо приймаємо робочу арматуру: $d_s=12\text{мм}$

Ефективна висота перерізу:

Для напрямку X:

$$d_x = h - c - d_s / 2 = 280 - 30 - 12 / 2 = 244\text{мм}$$

Для напрямку Y:

$$d_y = h - c - d_s / 2 - d_s = 280 - 30 - 12 / 2 - 12 = 232\text{мм}$$

Розрахункові формули:

Коефіцієнт μ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{1000 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Коефіцієнт стиснутої зони:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

Необхідна площа арматури:

$$A_{s,req} = \frac{\omega \cdot 1000 \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Моменти по осі X (перший проліт і перша проміжна опора)

Колонна смуга – від'ємний момент:

$$M_{Ed} = 107.87 \text{ кНм} \quad \mu = 0.091 \quad \omega = 0.095$$

$$A_{s,req} = 1068 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймаємо

$$\emptyset 12 / 10 \text{ см}$$

$$A_s = 1131 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Середня смуга – від'ємний момент

$$M_{Ed} = 46.230 \text{ кНм} \quad \mu = 0.029 \quad \omega = 0.029$$

$$A_{s,req} = 445 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймаємо

$$\emptyset 10 / 15 \text{ см}$$

$$A_s = 524 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Колонна смуга – додатний момент

$$M_{Ed} = 68.4 \text{ кНм} \quad \mu = 0.042 \quad \omega = 0.043$$

$$A_{s,req} = 664 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймаємо

$$\emptyset 12 / 15 \text{ см}$$

$$A_s = 754 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Середня смуга – додатний момент:

$$M_{Ed} = 45.6 \text{ кНм} \quad \mu = 0.028 \quad \omega = 0.029$$

$$A_{s,req} = 438 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймаємо

$$\emptyset 10 / 15 \text{ см}$$

$$A_s = 524 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Моменти по осі X (другий та третій проліт і друга проміжна опора)

Колонна смуга – від'ємний момент:

$$M_{Ed} = 80.82 \text{ кНм} \quad \mu = 0.05 \quad \omega = 0.051$$

$$A_{s,req} = 790 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймаємо

$$\emptyset 12 / 12 \text{ см}$$

$$A_s = 942 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Середня смуга – від'ємний момент

$$M_{Ed} = 34.640 \text{ кНм} \quad \mu = 0.021 \quad \omega = 0.022$$

$$A_{s,req} = 331 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймаємо

$$\emptyset 10 / 15$$

$$A_s = 524 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Колонна смуга – додатний момент

$$M_{Ed} = 40.470 \text{ кНм} \quad \mu = 0.025 \quad \omega = 0.025$$

$$A_{s,req} = 388 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймаємо

$$\emptyset 10 / 15$$

$$A_s = 524 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Середня смуга – додатний момент:

$$M_{Ed} = 26.98 \text{ кНм} \quad \mu = 0.017 \quad \omega = 0.017$$

$$A_{s,req} = 257 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймаємо

$$\emptyset 10 / 15$$

$$A_s = 524 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Моменти по осі Y (другий та третій проліт і друга проміжна опора)

Колонна смуга – від'ємний момент:

$$M_{Ed} = 90.09 \text{ кНм} \quad \mu = 0.061 \quad \omega = 0.063$$

$$A_{s,req} = 934 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймаємо

$$\emptyset 12 / 12$$

$$A_s = 942 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Середня смуга – від'ємний момент

$$M_{Ed} = 38.61 \text{ кНм} \quad \mu = 0.026 \quad \omega = 0.026$$

$$A_{s,req} = 390 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймаємо

$$\emptyset 10 / 15$$

$$A_s = 524 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Колонна смуга – додатний момент

$$M_{Ed} = 74.54 \text{ кНм} \quad \mu = 0.05 \quad \omega = 0.052$$

$$A_{s,req} = 766 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймаємо

Ø12 / 12

$$A_s = 942 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Середня смуга – додатний момент:

$$M_{Ed} = 49.7 \text{ кНм} \quad \mu = 0.034 \quad \omega = 0.034$$

$$A_{s,req} = 428 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймаємо

Ø10 / 15

$$A_s = 524 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Таблиця 3.2 – Підбір армування в перекритті по осі X

Смуга	$A_{s,req}$	Армування	A_s
Колонна смуга від'ємний момент	1068	Ø12 / 10	1131
Середня смуга від'ємний момент	445	Ø10 / 15	524
Колонна смуга додатний момент	664	Ø12 / 15	754
Середня смуга додатний момент	438	Ø10 / 15	524
Колонна смуга від'ємний момент 2	790	Ø12 / 12	942
Середня смуга від'ємний момент 2	331	Ø10 / 15	524
Колонна смуга додатний момент 2	388	Ø10 / 15	524
Середня смуга від'ємний момент 2	257	Ø10 / 15	524

Таблиця 3.3 – Підбір армування в перекритті по осі Y

Смуга	$A_{s,req}$	Армування	A_s
Колонна смуга від'ємний момент	934	Ø12 / 12	942
Середня смуга від'ємний момент	390	Ø10 / 15	524
Колонна смуга додатний момент	766	Ø12 / 12	942
Середня смуга додатний момент	505	Ø10 / 15	524

Мінімальна арматура відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010:

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013 \cdot bd\right)$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ МПа}$$

Для напрямку X:

$$A_{s,min} = 428 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Для напрямку Y:

$$A_{s,min} = 410 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Усі прийняті площі арматури перевищують мінімально необхідні, тому умова забезпечення мінімального армування виконується. Перевірка міцності плити за згином виконана. Підібране армування забезпечує несучу здатність плити в обох напрямках.

3.1.8 Перевірка плити на продавлювання центральною колоною

Перевірку продавлювання виконуємо для центральної колони перерізом 600×400 мм.

Робоча висота перерізу

Для напрямку X:

$$d_x = h - c - d_s / 2 = 280 - 30 - 12 / 2 = 244 \text{ мм}$$

Для напрямку Y:

$$d_y = h - c - d_s / 2 - d_s = 280 - 30 - 12 / 2 - 12 = 232 \text{ мм}$$

Середня робоча висота:

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{232 + 244}{2} = 238 \text{ мм}$$

Розрахункове зусилля в колоні:

Для центральної колони вантажна площа становить:

$$A_t = 7.2 \cdot (3.6 + 1.25) = 34.92 \text{ м}^2$$

Поздовжня сила в колоні:

$$V_{Ed} = q_d \cdot A_t = 15.825 \cdot 34.92 = 552.61 \text{ кН}$$

Периметр колони:

$$u_0 = 2 (h + b) = 2 (0.6 + 0.4) = 2 \text{ м}$$

Контрольний периметр на відстані 2d від грані колони:

$$u_1 = u_0 + 4\pi d = 2 + 4 \cdot \pi \cdot 0.238 = 4.99 \text{ м}$$

Для внутрішньої колони приймаємо коефіцієнт β :

$$\beta = 1.15$$

Розрахункове напруження продавлювання:

$$\tau_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1.15 \cdot 552.61}{2 \cdot 0.238} = 1.335 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт зниження міцності бетону:

$$v = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.6 \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0.528$$

Максимально допустиме напруження продавлювання

$$\tau_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot 0.528 \cdot 20 = 5.28 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт використання

$$\eta = \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd,max}} = \frac{1.335}{5.28} = 0.25 < 1$$

умова виконується.

Перевірка на контрольному периметрі без поперечного армування

Розрахункове напруження на контрольному периметрі:

$$\tau_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1.15 \cdot 552.61}{4.99 \cdot 0.238} = 0.535 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт k , Коефіцієнт враховує вплив робочої висоти плити на опір продавлюванню:

$$k = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} ; 2 \right)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{238}} = 1.92$$

Коефіцієнт $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

Відносний коефіцієнт поздовжнього армування:

$$\rho = 0.005$$

Розрахунковий опір бетону продавлюванню без поперечної арматури:

$$\tau_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

$$\tau_{Rd,c} = 0.12 \cdot 1.92 \cdot (100 \cdot 0.005 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} = 0.57 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт використання несучої здатності на продавлювання:

$$\eta = \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd,c}} = \frac{0.535}{0.57} = 0.94 < 1$$

Умова виконується. Це означає, що для прийнятих параметрів додаткове армування на продавлювання не потрібне.

3.1.9 Перевірка ширини розкриття тріщин

Перевірка ширини розкриття тріщин виконується відповідно до ДСТУ EN 1992-1-1, п. 7.3.

Для залізобетонних конструкцій класу експлуатації ХС1 гранична ширина розкриття тріщин становить:

$$w_{\max} = 0.4 \text{ мм}$$

Визначення положення нейтральної осі:

Коефіцієнт повзучості:

$$\varphi = 2.2$$

Ефективний модуль пружності бетону:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi} = \frac{33000}{3.2} = 10312 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт приведення:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000}{10312} = 19.39$$

Площа арматури:

$$A_s = 1131 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Глибина нейтральної осі:

$$x = \alpha_s \cdot A_s \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d}{\alpha_s \cdot A_s}} \right)$$

$$x = \frac{19.39 \cdot 1131}{1000} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{1000 \cdot 2 \cdot 244}{19.39 \cdot 1131}} \right) = 83.82 \text{ мм}$$

Квазіпостійне навантаження:

$$q_{qp} = g_k + \psi_2 \cdot q_k = 9.5 + 0.3 \cdot 2 = 10.1 \text{ кН/м}$$

Найбільший від'ємний момент на першій проміжній опорі:

$$M_1 = -1.1053 \cdot q \cdot l^2 = -0.1053 \cdot 10.1 \cdot 6.8^2 = -49.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Момент колонної смуги:

$$M_{qp,c,n} = 49.2 \cdot 7.2 \cdot 0.7 \cdot \frac{1}{3.6} = 68.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Напруження в арматурі:

$$\sigma_s = \frac{M_{qp,c,n} \cdot 10^6}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{68.9 \cdot 10^6}{1131 \cdot \left(244 - \frac{83.82}{3}\right)} = 281.96 \text{ МПа}$$

Визначення деформацій:

Для тривалого навантаження:

$$k_t = 0.4$$

Ефективна висота розтягнутої зони:

$$h_{c,eff} = \min \left[2.5(h - d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2} \right]$$

$$h_{c,eff} = 62.83 \text{ мм}$$

Коефіцієнт армування:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{1000 \cdot h_{c,eff}} = \frac{1131}{1000 \cdot 62.83} = 0.018$$

Відносна деформація:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \left(\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_s \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}; 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right)$$

$$\varepsilon = 0.00082$$

Максимальна відстань між тріщинами:

Для арматури періодичного профілю:

$$k_1 = 0.8$$

Для згину:

$$k_2 = 0.5$$

Максимальна відстань між тріщинами:

$$s_{r,max} = 3.4c + 0.425k_1k_2 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$s_{r,max} = 215 \text{ мм}$$

Ширина розкриття тріщин:

$$\omega_k = s_{r,max} \cdot \varepsilon = 215 \cdot 0.00082 = 0.18$$

Перевірка:

$$\eta = \frac{\omega_k}{\omega_{max}} = \frac{0.18}{0.40} = 0.45 < 1$$

Перевірка ширини розкриття тріщин виконується.

3.1.10 Перевірка прогинів за другою групою граничних станів

Коефіцієнт армування:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1131}{1000 \cdot 244} = 0.00464$$

Граничний коефіцієнт армування

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{30} \cdot 10^{-3} = 0.00548$$

Оскільки

$$\rho < \rho_0$$

Визначаємо граничний прогин

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\lim} = K \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\lim} = 28.67$$

Перевірка

$$\frac{l}{d} = \frac{6800}{244} = 27.87 < 28.67$$

Умова виконується.

Отже, вимоги щодо прогинів виконуються, і збільшення товщини плити не потрібне. Плита товщиною 280 мм із робочою висотою 244 мм та армуванням Ø12/100 забезпечує необхідну жорсткість конструкції.

3.1.11 Розрахунок колони

Розрахунок виконуємо для центральної монолітної залізобетонної колони перерізом 600×400 мм. Колона сприймає навантаження від міжповерхових перекриттів, покриття, власної ваги колони, експлуатаційних навантажень та снігу.

Для центральної колони вантажна площа становить:

$$A_t = 7.2 \cdot (3.6 + 1.25) = 34.92 \text{ м}^2$$

До постійних навантажень відносимо навантаження від п'яти міжповерхових перекриттів, покриття та власної ваги колони. Постійне характеристичне

навантаження на міжповерхове перекриття прийнято $g_k = 9,5 \text{ кН/м}^2$, кількість перекриттів $n = 5$.

Корисне навантаження на житлових поверхах:

$$q_k = 2.0 \text{ кН/м}^2$$

Корисне навантаження на першому поверсі:

$$q_{k,1} = 4.0 \text{ кН/м}^2$$

Постійне навантаження на покриття:

$$g_{k,r} = 7.0 \text{ кН/м}^2$$

Снігове навантаження:

$$s_k = 1.6 \text{ кН/м}^2$$

Постійне навантаження. Від п'яти міжповерхових перекриттів:

$$G_{k,1} = 5 \cdot 9.5 \cdot 34.92 = 1658.7 \text{ кН}$$

Від покриття:

$$G_{k,2} = 7.0 \cdot 34.92 = 244.4 \text{ кН}$$

Загальне постійне навантаження:

$$G_k = G_{k,1} + G_{k,2} = 1658.7 + 244.4 = 1903.1 \text{ кН}$$

Змінне навантаження.

Від першого поверху:

$$Q_{k,1} = 4.0 \cdot 34.92 = 139.7 \text{ кН}$$

Від чотирьох житлових поверхів:

$$Q_{k,2} = 4 \cdot 2.0 \cdot 34.92 = 279.4 \text{ кН}$$

Від снігового навантаження:

$$S_k = 1.6 \cdot 34.92 = 55.9 \text{ кН}$$

Сумарне змінне навантаження:

$$Q_k = 139.7 + 279.4 + 55.9 = 475.0 \text{ кН}$$

Розрахункове поздовжнє зусилля

Для основної комбінації навантажень I групи граничних станів:

$$N_{Ed} = 1.35G_k + 1.5Q_k = 1.35 \cdot 1903.1 + 1.5 \cdot 475.0 = 3281.7 \text{ кН}$$

Розрахункова довжина колони

$$l_0 = 0.7 \cdot 3.3 = 2.31 \text{ м.}$$

Відношення

$$\frac{l_0}{b_c} = \frac{2,31}{0,4} = 5,775 \leq 20$$

Стійкість забезпечена.

Мінімальне армування:

$$A_{s,min} = 0.002A_c = 0.002 \cdot 240000 = 480 \text{ мм}^2$$

Приймаємо поздовжню арматуру

$$10\emptyset 20 \text{ A500C } A_s = 3140 \text{ мм}^2$$

Несуча здатність:

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_c = 600 \cdot 400 - 3140 = 236860 \text{ мм}^2$$

$$N_{Rd} = 236860 \cdot 20 + 3140 \cdot 435 = 6103 \text{ кН}$$

Отже, несуча здатність монолітної залізобетонної колони перерізом 600×400 мм з бетону класу C30/37 та поздовжньою арматурою 10Ø20 A500C забезпечена. Умова міцності виконується.

3.2 Основи та фундаменти

3.2.1 Дані на проектування

Основою для проектування фундаментів є інженерно-геологічні умови майданчика будівництва та навантаження, що передаються від несучих конструкцій будівлі. За результатами аналізу ґрунтових умов встановлено, що ґрунтова основа має шарувату будову і складається з насипного ґрунту, дрібнозернистого піску та третинної глини.

Перший шар представлений насипним ґрунтом потужністю 0,5–0,8 м. Питома вага ґрунту становить $\gamma_n = 16,4 \text{ кН/м}^3$, природна вологість $W = 0,12$. Цей шар має неоднорідний склад і не може розглядатися як надійна несуча основа для фундаментів.

Другий шар — пісок дрібнозернистий потужністю 13,5–14,0 м. Питома вага ґрунту становить $\gamma_n = 17,5 \text{ кН/м}^3$, питома вага частинок ґрунту $\gamma_s = 26,7 \text{ кН/м}^3$,

природна вологість $W = 0,17$. Кут внутрішнього тертя піску $\varphi = 28^\circ$, питоме зчеплення $C_n = 1$ кПа, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,29$. За своїми характеристиками цей шар має кращі несучі властивості порівняно з насипним ґрунтом, однак його значна потужність і стисливість потребують перевірки деформацій основи.

Третій шар представлений третинною глиною необмеженої потужності. Питома вага ґрунту $\gamma_n = 20,6$ кН/м³, питома вага частинок ґрунту $\gamma_s = 27,7$ кН/м³, природна вологість $W = 0,24$. Межа текучості $WL = 0,40$, межа розкочування $WP = 0,15$, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,42$. Глина має кращі несучі властивості та може розглядатися як надійний підстилаючий шар для передавання навантажень від фундаментів.

З урахуванням наявності слабкого насипного шару у верхній частині ґрунтового розрізу та значної потужності піщаних відкладів, для будівлі доцільним є застосування пальового фундаменту. Таке рішення дозволяє передати навантаження від колон і діафрагм жорсткості на глибші, більш надійні шари ґрунту та зменшити ризик нерівномірних осідань.

Отже, вихідними даними для подальшого розрахунку фундаментів є фізико-механічні характеристики ґрунтових шарів, навантаження від несучих конструкцій будівлі та прийнята конструктивна схема пальового фундаменту.

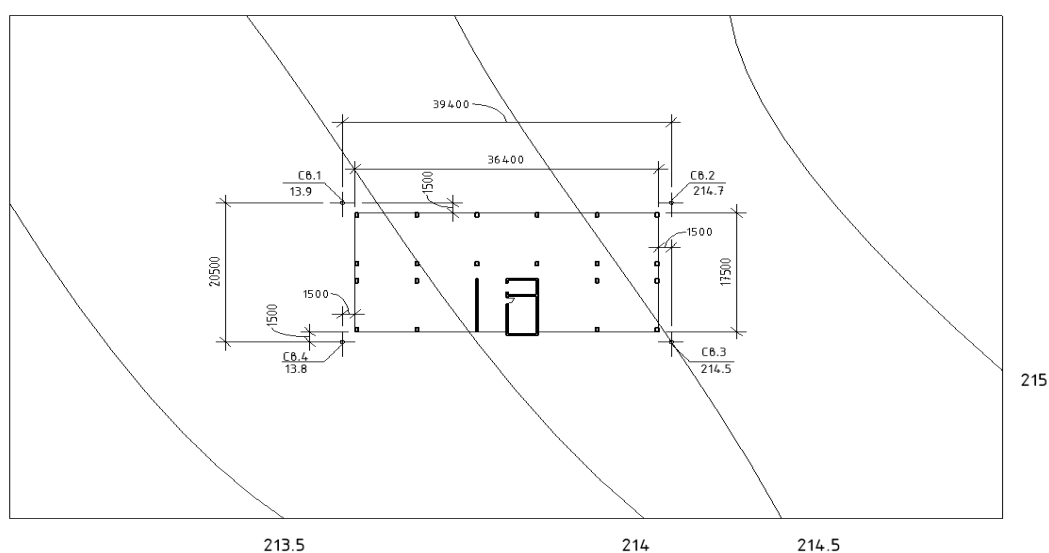


Рисунок 3.5 – Прив'язка будівлі та інженерно-геологічних розвідувальних свердловин до топографічної карти району будівництва

Геологічний розріз Мз 1:1000 МВ 1:100

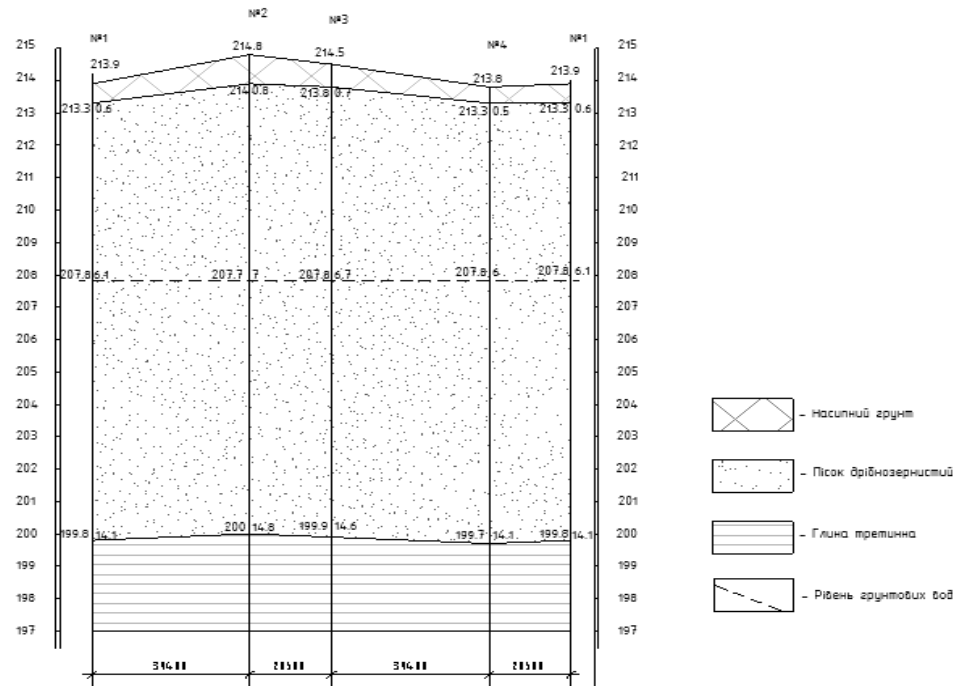


Рисунок 3.6 – Геологічний розріз ділянки

Визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів:

Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1 + W} = \frac{16.4}{1 + 0.12} = 14.64 \text{ кН/м}^3$$

Пісок дрібнозернистий:

1. Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1 + W} = \frac{17.5}{1 + 0.17} = 14.96 \text{ кН/м}^3$$

2. Визначаємо коефіцієнт пористості даного шару ґрунту:

$$e = \frac{\gamma_s(1 + W)}{\gamma_d} = \frac{26.7(1 + 0.17)}{18} - 1 = 0.736$$

3. Ступінь вологості:

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0.17 \cdot 26.7}{0.736 \cdot 10} = 0.617$$

γ_w – питома вага води, що дорівнює 10 кН/м³

4. Пористість:

$$n = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) \cdot 100\% = \left(1 - \frac{14.96}{26.7}\right) \cdot 100\% = 44\%$$

5. Питома вага ґрунту, насиченого водою

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26.7 - 10}{1 + 0.736} = 9.62 \text{ кН/м}^3$$

6. За інтеполяцією підбираємо:

Пісок вологий, середньої щільності $\varphi_n = 28.56^\circ$ та $E = 28$

Глина третинна:

1. Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1 + W} = \frac{20.6}{1 + 0.24} = 16.61 \text{ кН/м}^3$$

2. Визначаємо коефіцієнт пористості даного шару ґрунту:

$$e = \frac{\gamma_s(1 + W)}{\gamma_d} - 1 = \frac{27.7(1 + 0.17)}{20.6} - 1 = 0.57$$

3. Ступінь вологості:

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0.17 \cdot 27.7}{0.57 \cdot 10} = 0.826$$

γ_w – питома вага води, що дорівнює 10 кН/м^3

4. Пористість:

$$n = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) \cdot 100\% = \left(1 - \frac{16.61}{27.7}\right) \cdot 100\% = 40\%$$

5. Визначаємо консистенцію ґрунту за показником пластичності:

$$I_P = W_L - W_P = 0.32 - 0.15 = 0.17$$

6. Визначаємо консистенцію ґрунту за показником текучості:

$$I_L = \frac{W - W_P}{I_P} = \frac{0.17 - 0.15}{0.17} = 0.117$$

7. Питома вага ґрунту насиченою водою:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27.7 - 10}{1 + 0.57} = 11.27 \text{ кН/м}^3$$

3.2.2. Розрахунок фундаменту під колону

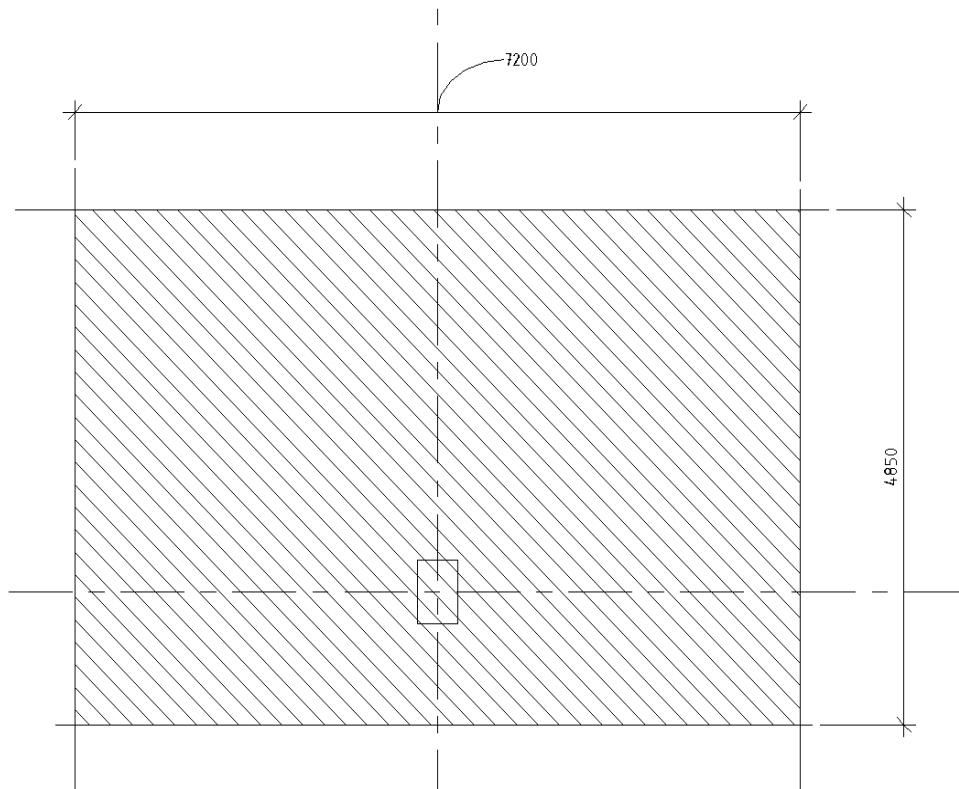


Рисунок 3.7 – Вантажна площа колони

Вантажна площа, з якої навантаження передається на колону, прийнята рівною $34,92 \text{ м}^2$. До розрахунку враховано постійні та змінні навантаження від перекриттів, покриття, власної ваги колони, експлуатаційного навантаження та снігу.

Постійне навантаження від п'яти міжповерхових перекриттів визначається за сумарним постійним навантаженням на плиту $9,5 \text{ кН/м}^2$:

$$G_{k,1} = 5 \cdot 9,5 \cdot 34,92 = 1658,7 \text{ кН.}$$

Постійне навантаження від покриття становить:

$$G_{k,2} = 7,0 \cdot 34,92 = 244,4 \text{ кН.}$$

Власна вага колони визначається за її висотою, кількістю поверхів, розмірами перерізу $0,6 \times 0,4 \text{ м}$ та питомою вагою залізобетону 25 кН/м^3 :

$$G_{k,3} = 3,3 \cdot 6 \cdot 0,6 \cdot 0,4 \cdot 25 = 118,8 \text{ кН.}$$

Загальне постійне характеристичне навантаження:

$$G_k = G_{k,1} + G_{k,2} + G_{k,3} = 1658,7 + 244,4 + 118,8 = 2021,9 \text{ кН.}$$

Змінне навантаження від першого поверху при нормативному значенні 4,0 кН/м² становить:

$$Q_{k,1} = 4,0 \cdot 34,92 = 139,7 \text{ кН.}$$

Змінне навантаження від чотирьох житлових поверхів при нормативному значенні 2,0 кН/м²:

$$Q_{k,2} = 4 \cdot 2,0 \cdot 34,92 = 279,4 \text{ кН.}$$

Снігове навантаження на покриття:

$$S_k = 1,6 \cdot 34,92 = 55,9 \text{ кН.}$$

Сумарне змінне характеристичне навантаження:

$$Q_k = 139,7 + 279,4 + 55,9 = 475,0 \text{ кН.}$$

Розрахункове поздовжнє зусилля для основної комбінації навантажень першої групи граничних станів визначається за формулою:

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k.$$

Після підстановки значень:

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 2021,9 + 1,5 \cdot 475,0 = 3442,1 \text{ кН.}$$

Отже, для подальшого розрахунку колони та фундаменту під нею приймається розрахункове поздовжнє зусилля $N_{Ed} = 3442,1 \text{ кН}$.

Визначення глибини закладання підосви ростверку:

Із конструктивних міркувань глибина підосви фундаменту

$$d_3 = 4.3 \text{ м}$$

Вибір типу палі, її довжини та розмірів поперечного перерізу:

Глибину замонолічування палі приймаємо – $l_{\text{зам}} = 0.35 \text{ м}$

Занурення палі приймаємо – $l_{\text{занур}} = 12.65 \text{ м}$

Приймаємо палю за сортаментом забивних залізобетонних паль ПН13-40 довжиною 13000 мм, поперечним перерізом 400×400 мм. Отже, $L_{\text{палі}} = 13,0 \text{ м}$.

Розрахункове навантаження на одну палю визначається за формулою:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} \text{ кН}$$

де, F_d – несуча здатність одиночної палі;

γ_k – коефіцієнт надійності, приймається 1,4.

На основі вихідних даних щодо ґрунтових умов для проектування пальових фундаментів визначаємо тип паль за їх роботою в ґрунті. Для «висячих» паль несучу здатність одиночної палі визначаємо за формулою.

$$F_d = \gamma_c \cdot \left(\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \cdot \gamma_{cf} + \sum_{i=1}^n f_i \cdot h_i \right)$$

де, γ_c , γ_{CR} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи палі і ґрунту під вістрям палі і по бічній поверхні приймається рівним 1;

u – периметр палі квадратного перерізу становить: $4 \cdot b_n = 4 \cdot 0,4 = 1,6$ м;

A – площа поперечного перерізу палі становить: $b_n^2 = 0,16$ м² ;

h_i – довжина розрахункових ділянок, визначаю на основі геологічної будови району будівництва і положень паль у ґрунті

Приймаємо R рівне 3800 кПа.

Таблиця 3.4 – Розрахунок $\sum_{i=1}^n f_i \cdot h_i$

h _i , м	z _i , м	f _i , кПа	f _i ·h _i
2	13.1	84.34	168.68
0.85	14.525	86.545	73.56
Разом			242.24

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 3800 \cdot 0.16 + 1.6 \cdot 1 + 242.24) = 851.84 \text{ кН}$$

Отже, отримуємо навантаження на 1 палю:

$$P = \frac{851.84}{1.4} = 608.46 \text{ кН}$$

Визначення попередньої кількості паль у ростверку

Кількість паль у ростверку (попередньо) визначаємо за формулою :

$$n/ = \frac{N_{II}}{P} = \frac{3442.1}{614.64} + 1 \approx 7$$

Прийmemo для симетрії $n = 8$.

Конструювання ростверку:

Визначення необхідних розмірів ростверку за формулами. Мінімальна відстань a від краю ростверку до зовнішнього краю наближеної палі не повинна перевищувати:

при одно- і дворядному розташуванні паль –

$$0.2 \cdot b_n + 5 = 0.2 \cdot 40 + 5 = 13 \text{ см}$$

при трирядному розміщенні паль

$$0.3 \cdot b_n + 5 = 0.3 \cdot 40 + 5 = 17 \text{ см}$$

Але у всіх випадках менше за 0.15 м

Тому приймаємо $a_1 = 0.15$ м в напрямку дворядного розміщення

приймаємо $a_2 = 0.2$ м в напрямку чотирирядного розміщення

Відстань між палями $3b_n$

Отже, розміри ростверку становитимуть:

$$b_p = 0.15 \cdot 2 + \frac{0.4 \cdot 2}{2} + 3 \cdot 0.4 = 1.9 \text{ м}$$

$$l_p = 0.2 \cdot 2 + \frac{0.4 \cdot 2}{2} + 3 \cdot 3 \cdot 0.4 = 4.4 \text{ м}$$

При конструюванні ростверку у вертикальній площині необхідні такі значення:

$$h_{\text{бет}} = 0.25 \text{ м}$$

$$l_{\text{зам}} = 0.35 \text{ м}$$

$$h_{\text{пл}} = h_{\text{бет}} + l_{\text{зам}} = 0.25 + 0.35 = 0.6 \text{ м}$$

Визначення фактичного навантаження на палю:

Виконуємо подальший розрахунок величин фактичних навантажень за формулою:

$$N = \frac{N_{\text{II}} + Q_p + Q_{\text{гр}} + Q_{\text{п}}}{n}$$

$$Q_p + Q_{\text{гр}} = b_p \cdot l_p \cdot d \cdot \gamma_{\text{ср}} = 1.9 \cdot 4.4 \cdot 4.4 \cdot 20 = 735.68 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{п}} = \gamma_{\text{п}} \cdot A \cdot n \cdot L_p = 25 \cdot 0.16 \cdot 8 \cdot 13 = 416 \text{ кН}$$

$$N = \frac{N_{\text{II}} + Q_p + Q_{\text{гр}} + Q_{\text{п}}}{n} = \frac{3442.1 + 735.68 + 416}{8} = 574.22 \text{ кН}$$

$$N = 574.22 \text{ кН} < P = 608.46 \text{ кН}$$

Визначення величин умовної ширини $B_{ум}$ і довжини $L_{ум}$ підшви пальового фундаменту:

Кут розраховуємо за формулою:

$$\alpha = 0.25 \cdot \varphi_{ср}$$

де $\varphi_{ср}$ – середньозважене значення кута внутрішнього тертя всіх шарів ґрунту, що прорізаються палями від підшви ростверку до площини умовної підшви пальового фундаменту, який визначаємо за формулою:

$$\varphi_{ср} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{II} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}$$

Таблиця 3.5 – Розрахунок $\varphi_{ср}$

h_i , м	φ_{II}	$h_i \cdot \varphi_{II}$	$\varphi_{ср}$
2	28.56	57.12	26.86
2	28.56	57.12	
2	28.56	57.12	
2	28.56	57.12	
1.8	28.56	51.41	
2	21	42.00	
0.85	21	17.85	
Разом 12.65		Разом 339.74	

$$\alpha = 0.25 \cdot 26.86 = 6.715^\circ$$

$$L_{ум} = 2 \cdot e + m \cdot b_n + (m - 1)c = 2 \cdot 1.49 + 4 \cdot 0.4 + 3 \cdot 0.8 = 6.98 \text{ м}$$

$$B_{ум} = 2 \cdot e + m \cdot b_n + (m - 1)c = 2 \cdot 1.49 + 2 \cdot 0.4 + 1 \cdot 0.8 = 4.58 \text{ м}$$

де m – кількість рядів паль у перерізі

C – відстань між палями

Величину e розраховуємо за формулою

$$e = tg \alpha \cdot \sum_{i=1}^n h_i = 0.118 \cdot 12.65 = 1.49 \text{ м}$$

Визначення розрахункового опору ґрунту:

Розрахунковий опір ґрунту R основи умовного пальового фундаменту визначаємо за формулою:

$$R_i = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b_{\text{ум}} \cdot \gamma_{III} + M_q \cdot H \cdot \gamma'_{III} + M_c \cdot C_{II} \right]$$

γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи

$k = 1.1$ – коли механічні характеристики взяті з таблиць.

M_γ, M_q, M_c – табличні коефіцієнти в залежності від величини кута внутрішнього тертя шару ґрунту, розташованого безпосередньо під підошвою фундаменту

k_z – коефіцієнт, що враховує особливості сумісної роботи широкого фундаменту з основою

b – ширина фундаменту

γ_{III} – середньозважене значення питомої ваги ґрунту під підошвою фундаменту на інтервалі глибин від відмітки закладання підошви фундаменту d до глибини $h = d + \frac{b}{2}$. При наявності підземних вод визначається із врахуванням зваженої дії води.

C_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який безпосередньо залягає під підошвою фундаменту;

d_1 – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, яку визначають за формулою

для споруд з підвалом глибиною понад 2 м приймають $d_b = 2$ м

γ'_{III} – усереднене значення питомої ваги ґрунту, розташованої вище підошви умовного пальового фундаменту

H – глибина закладання підошви умовного пальового фундаменту.

$$\gamma_{c1} = 1.2, \gamma_{c2} = 1.1$$

$$M_\gamma = 0.56, \quad M_q = 3.24, \quad M_c = 5.84, \quad C_n = 81$$

$$\gamma_{III} = 11.27 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma'_{III} = \frac{(\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot h_4)}{H}$$

$$= \frac{(16.4 \cdot 0.5 + 17.5 \cdot 5.5 + 9.62 \cdot 8.1 + 11.27 \cdot 2.95)}{16.95} =$$

$$= 12.72 \text{ кН/м}^3$$

$$R_i = \frac{1.2 \cdot 1.1}{1.1} \times$$

$$\times [0.56 \cdot 1 \cdot 4.58 \cdot 11.27 + 3.24 \cdot 14.55 \cdot 12.72 + 5.84 \cdot 81] =$$

$$= 1323.48 \text{ кПа}$$

Визначення середнього навантаження на підшві фундаменту:

Перевірка величин нормальних напружень під підшвою пальового фундаменту полягає у виконанні нерівності:

$$p < R$$

$$p = \frac{N_{II} + Q_p + Q_{гр} + Q_{п}}{A_{ум}} = \frac{3442.1 + 209 + 6892.86 + 117}{31.97} = 333.47 \text{ кПа}$$

$$A_{ум} = 4.58 \cdot 6.98 = 31.97 \text{ м}^2$$

$$Q_{п} = \gamma_{п} \cdot A \cdot n \cdot L_p = 25 \cdot 0.09 \cdot 4 \cdot 13 = 117 \text{ кН}$$

$$Q_p = b_p \cdot l_p \cdot \gamma_p = 1.9 \cdot 4.4 \cdot 25 = 209 \text{ кН}$$

$$Q_{гр} = A_{ум} \cdot H \cdot \gamma'_{III} = 31.97 \cdot 16.95 \cdot 12.72 = 6892.86 \text{ кН}$$

$$p = 333.47 \text{ кПа} < R = 1323.48 \text{ кПа}$$

Розрахунок осідання пальового фундаменту:

Визначаємо навантаження від власної ваги ґрунту характерних точок

На підшві першого шару

$$\sigma_{zq1} = \gamma_I \cdot h_1 = 16.4 \cdot 0.5 = 8.2 \text{ кН/м}^2$$

На підшві ростверку

$$\sigma_{zq2} = \sigma_{zq1} + \gamma_I \cdot h_2 = 8.2 + 17.5 \cdot 3.8 = 74.7 \text{ кН/м}^2$$

На рівні ґрунтових вод (РГВ)

$$\sigma_{zq3} = \sigma_{zq2} + \gamma_{II} \cdot h_3 = 74.7 + 17.5 \cdot 2.2 = 113.2 \text{ кН/м}^2$$

На підшві другого шару $\sigma_{zq4} = \sigma_{zq3} + \gamma_{IIsb} \cdot h_4 = 113.2 + 9.62 \cdot 8.1 =$

$$191.122 \text{ кН/м}^2$$

На підшві умовного фундаменту

$$\sigma_{zq0} = 191.122 + 11.27 \cdot 2.85 = 223.24 \text{ кН/м}^2$$

Визначення додаткового тиску на основу

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zq0} = 333.47 - 223.24 = 110.23 \text{ кН}$$

Таблиця 3.6 – Розрахунок додаткового напруження під фундаментом колони

№	Глибина товщини ґрунту від підшви z	Відносна глибина ξ	α	Напруження від власної ваги σ_{ZQ}	Дод. напруження на глибині σ_{ZP}
0	0.000	0.0	1.000	223.24	110.23
1	2.000	0.9	0.830	244.48	91.49
2	4.000	1.7	0.520	265.72	57.32
3	6.000	2.6	0.293	286.96	32.30

Таблиця 3.7 – Розрахунок осідання фундаменту колони

№	σ_{zpB} , кПа	σ_{zpH} , кПа	σ_{zpi} , кПа	E, кПа	hi, см	Si, см
1	110.23	91.49	100.86	20490.00	200.00	0.79
2	91.49	57.32	74.41	20490.00	200.00	0.58
3	57.32	32.30	44.81	20490.00	200.00	0.35
						1.72

$$286.96 \cdot 0.2 = 57.39 > 44.81 \text{ – умова виконана}$$

$$S = 1.72 \text{ см} \leq 15 \text{ (залізобетонний каркас з монолітними перекриттями)}$$

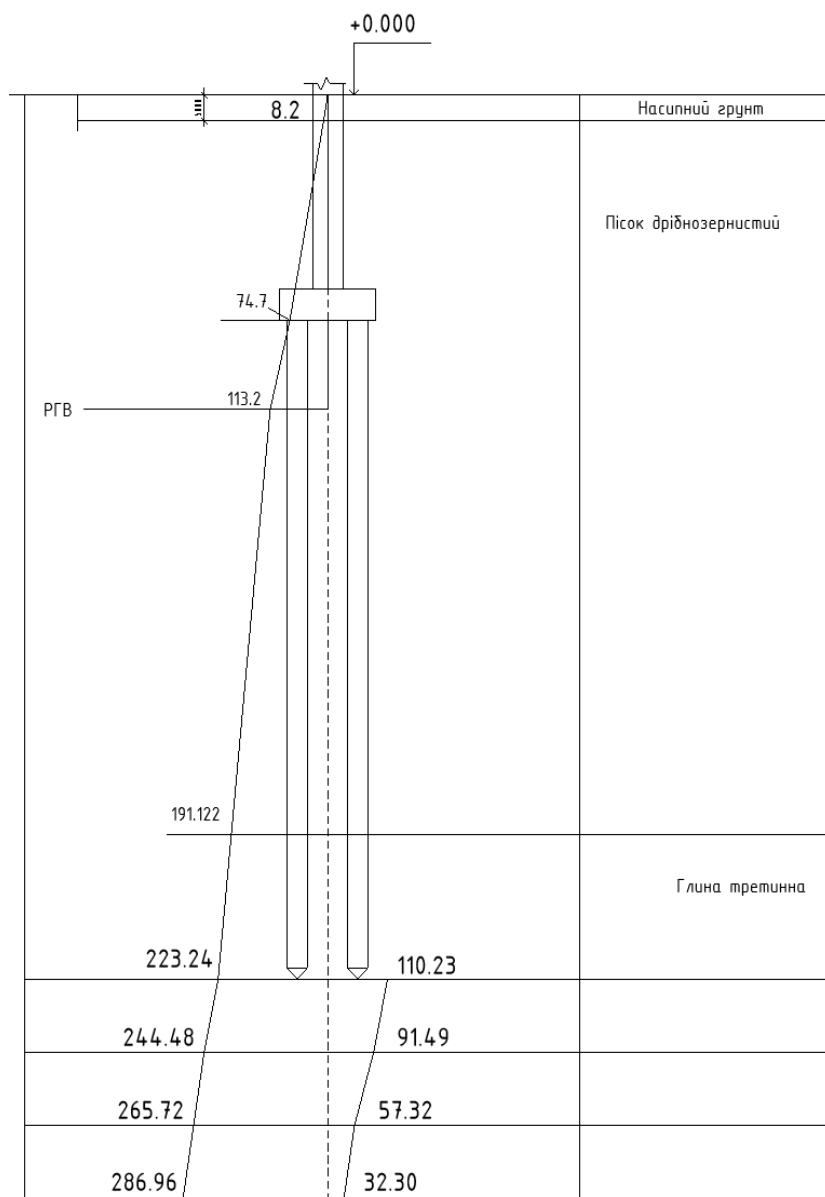


Рисунок 3.8 – Графік додаткових напружень і напружень від власної ваги фундаменту

3.2.3 Розрахунок фундаменту під діафрагму

Для визначення навантаження, що передається від діафрагми жорсткості на фундамент, приймається відповідна вантажна площа перекриття. До неї входить частина площі плити, з якої вертикальні навантаження через монолітну діафрагму передаються на ростверк і пальову основу. Схему вантажної площі діафрагми наведено на рисунку 3.9.

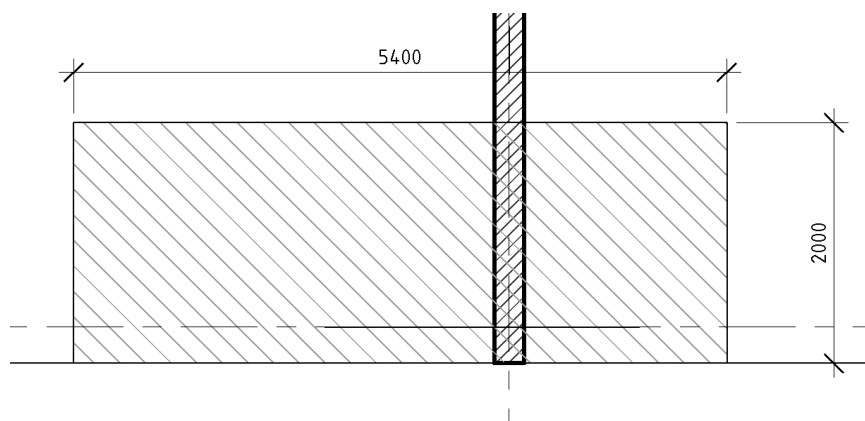


Рисунок 3.9 – Вантажна площа діафрагми

Вантажна площа, з якої навантаження передається на діафрагму жорсткості, прийнята рівною $10,8 \text{ м}^2$.

Постійне навантаження формується від міжповерхових перекриттів, покриття та власної ваги стіни діафрагми. Від п'яти міжповерхових перекриттів навантаження становить:

$$G_{k,1} = 5 \cdot 9,5 \cdot 10,8 = 513 \text{ кН.}$$

Навантаження від покриття при вантажній площі $10,8 \text{ м}^2$ становить:

$$G_{k,2} = 7,0 \cdot 10,8 = 75,6 \text{ кН.}$$

Навантаження від стіни діафрагми визначається з урахуванням її товщини $0,25 \text{ м}$, довжини 6 м , висоти поверху $3,3 \text{ м}$, кількості поверхів та питомої ваги залізобетону 25 кН/м^3 :

$$G_{k,3} = 0,25 \cdot 6 \cdot 3,3 \cdot 2 \cdot 25 = 247,5 \text{ кН.}$$

Загальне постійне характеристичне навантаження дорівнює:

$$G_k = G_{k,1} + G_{k,2} + G_{k,3} = 513 + 75,6 + 247,5 = 836,1 \text{ кН.}$$

Змінне навантаження враховує експлуатаційне навантаження від першого поверху, житлових поверхів та снігове навантаження на покриття. Для першого поверху прийнято навантаження $4,0 \text{ кН/м}^2$:

$$Q_{k,1} = 4,0 \cdot 10,8 = 43,2 \text{ кН.}$$

Для чотирьох житлових поверхів прийнято корисне навантаження $2,0 \text{ кН/м}^2$:

$$Q_{k,2} = 4 \cdot 2,0 \cdot 10,8 = 86,4 \text{ кН.}$$

Снігове навантаження становить:

$$S_k = 1,6 \cdot 10,8 = 17,28 \text{ кН.}$$

Сумарне змінне характеристичне навантаження:

$$Q_k = 43,2 + 86,4 + 17,28 = 146,88 \text{ кН.}$$

Розрахункове поздовжнє зусилля для основної комбінації навантажень першої групи граничних станів визначається з урахуванням коефіцієнтів надійності за навантаженням:

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k.$$

Після підстановки значень:

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 836,1 + 1,5 \cdot 146,88 = 1349 \text{ кН.}$$

Отже, для подальшого розрахунку діафрагми та фундаменту під нею приймається розрахункове поздовжнє зусилля $N_{Ed} = 1349 \text{ кН}$. Визначення глибини закладання підшви ростверку під діафрагму:

Із конструктивних міркувань глибина підшви фундаменту:

$$d_3 = 3,9 \text{ м}$$

Вибір типу палі, її довжини та розмірів поперечного перерізу:

Глибину замонолічування палі приймаємо – $l_{\text{зам}} = 0,35 \text{ м}$

Занурення палі приймаємо – $l_{\text{занур}} = 12,15 \text{ м}$

Приймаємо палю за сортаментом забивних залізобетонних паль ПН13-30 довжиною 13000 мм, поперечним перерізом 300×300 мм. Отже, $L_{\text{палі}} = 13,0 \text{ м}$.

Визначення розрахункового навантаження на одну палю під діафрагму

Розрахункове навантаження на одну палю визначається за формулою:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} \text{ кН}$$

де, F_d – несуча здатність одиночної палі;

γ_k – коефіцієнт надійності, приймається 1,4.

На основі вихідних даних щодо ґрунтових умов для проектування пальових фундаментів визначаємо тип паль за їх роботою в ґрунті. Для «висячих» паль несучу здатність одиночної палі визначаємо за формулою.

$$F_d = \gamma_c \cdot \left(\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \cdot \gamma_{cf} + \sum_{i=1}^n f_i \cdot h_i \right)$$

де, γ_C , γ_{CR} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи палі і ґрунту під вістрям палі і по бічній поверхні приймається рівним 1;

u – периметр палі квадратного перерізу становить: $4 \cdot b_n = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ м;

A – площа поперечного перерізу палі становить: $b_n^2 = 0,09$ м² ;

h_i – довжина розрахункових ділянок, визначаю на основі геологічної будови району будівництва і положень паль у ґрунті

Приймаємо R рівне 3800 кПа.

Таблиця 3.8 – Розрахунок $\sum_{i=1}^n f_i \cdot h_i$

hi, м	zi, м	fi, кПа	fi*hi
2	13.1	69.34	138.68
0.95	14.675	71.545	67.97
		Разом	206.65

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 3800 \cdot 0.09 + 1.2 \cdot 1 + 250.9) = 594.1 \text{ кН}$$

Отже, отримуємо навантаження на 1 палю:

$$P = \frac{594.1}{1.4} = 424.36 \text{ кН}$$

Визначення попередньої кількості паль у ростверку:

Кількість паль у ростверку (попередньо) визначаємо за формулою :

$$n' = \frac{N_{II}}{P} = \frac{1349}{482.5} + 1 \approx 4$$

Прийmemo $n = 4$.

Конструювання ростверку:

Отже, розміри ростверку становитимуть:

$$b_p = 0.15 \cdot 2 + 0.3 = 0.6 \text{ м}$$

$$l_p = 4 \text{ м}$$

При конструюванні ростверку у вертикальній площині необхідні такі значення:

$$h_{бет} = 0.25 \text{ м}$$

$$l_{зам} = 0.35 \text{ м}$$

$$h_{\text{пл}} = h_{\text{бет}} + l_{\text{зам}} = 0.25 + 0.35 = 0.6 \text{ м}$$

Визначення фактичного навантаження на палю:

Виконуємо подальший розрахунок величин фактичних навантажень за формулою:

$$N = \frac{N_{II} + Q_p + Q_{\text{гр}} + Q_{\text{п}}}{n}$$

$$Q_p + Q_{\text{гр}} = b_p \cdot l_p \cdot d \cdot \gamma_{\text{ср}} = 0.6 \cdot 4 \cdot 3.9 \cdot 20 = 187.2 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{п}} = \gamma_{\text{п}} \cdot A \cdot n \cdot L_p = 25 \cdot 0.09 \cdot 4 \cdot 13 = 117 \text{ кН}$$

$$N = \frac{N_{II} + Q_p + Q_{\text{гр}} + Q_{\text{п}}}{n} = \frac{1349 + 187.2 + 117}{4} = 413.3 \text{ кН}$$

$$N = 413.3 \text{ кН} < P = 424.36 \text{ кН}$$

Визначення величин умовної ширини $B_{\text{ум}}$ і довжини $L_{\text{ум}}$ підшви пальового фундаменту:

Кут розраховуємо за формулою:

$$\alpha = 0.25 \cdot \varphi_{\text{ср}}$$

де $\varphi_{\text{ср}}$ – середньозважене значення кута внутрішнього тертя всіх шарів ґрунту, що прорізаються палями від підшви ростверку до площини умовної підшви пальового фундаменту, який визначаємо за формулою:

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{II} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}$$

$$\alpha = 0.25 \cdot 26.86 = 6.715^\circ$$

$$L_{\text{ум}} = 2 \cdot e + m \cdot b_n + (m - 1)c = 2 \cdot 1.49 + 4 \cdot 0.3 + 3 \cdot 0.6 = 5.98 \text{ м}$$

$$B_{\text{ум}} = 2 \cdot e + m \cdot b_n + (m - 1)c = 2 \cdot 1.49 + 2 \cdot 0.3 + 0 \cdot 0.8 = 3.58 \text{ м}$$

де m – кількість рядів паль у перерізі

C – відстань між палями

$$e = 1.49 \text{ м}$$

Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір ґрунту R основи умовного пальового фундаменту визначаємо за формулою:

$$R_i = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b_{ym} \cdot \gamma_{III} + M_q \cdot H \cdot \gamma'_{III} + M_c \cdot C_{II} \right]$$

γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи

$k = 1.1$ – коли механічні характеристики взяті з таблиць.

M_γ, M_q, M_c – табличні коефіцієнти в залежності від величини кута внутрішнього тертя шару ґрунту, розташованого безпосередньо під підшоною фундаменту

k_z – коефіцієнт, що враховує особливості сумісної роботи широкого фундаменту з основою

γ'_{III} – усереднене значення питомої ваги ґрунту, розташованої вище підшови умовного пальового фундаменту

H – глибина закладання підшови умовного пальового фундаменту.

$$\gamma_{c1} = 1.2, \gamma_{c2} = 1.1 \quad M_\gamma = 0.56, \quad M_q = 3.24, \quad M_c = 5.84, \quad C_{II} = 81$$

$$\gamma_{III} = 11.27 \text{ кН/м}^3$$

$$\begin{aligned} \gamma'_{III} &= \frac{(\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot h_4)}{H} \\ &= \frac{(16.4 \cdot 0.5 + 17.5 \cdot 5.5 + 9.62 \cdot 8.1 + 11.27 \cdot 2.95)}{16.95} = \end{aligned}$$

$$= 12.72 \text{ кН/м}^3$$

$$\begin{aligned} R_i &= \frac{1.2 \cdot 1.1}{1.1} \times [0.56 \cdot 1 \cdot 3.58 \cdot 11.27 + 3.24 \cdot 16.95 \cdot 12.72 + 5.84 \cdot 81] \\ &= 1290.7 \text{ кПа} \end{aligned}$$

Визначення середнього навантаження на підшову умовного фундаменту

Перевірка величин нормальних напружень під підшоною умовного пальового фундаменту полягає у виконанні нерівності $p < R$

$$p = \frac{N_{II} + Q_p + Q_{гр} + Q_{II}}{A_{ym}} = \frac{1349 + 60 + 4507 + 117}{21.41} = 281.78 \text{ кПа}$$

$$A_{ym} = 3.58 \cdot 5.98 = 21.41 \text{ м}^2$$

$$Q_{II} = 117 \text{ кН}$$

$$Q_p = b_p \cdot l_p \cdot \gamma_p = 0.6 \cdot 4 \cdot 25 = 60 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{гр}} = A_{\text{ум}} \cdot H \cdot \gamma'_{\text{III}} = 21.41 \cdot 16.55 \cdot 12.72 = 4507 \text{ кН}$$

$$p = 281.78 < R = 1290.7$$

Розрахунок осідання пальового фундаменту

Розрахунок просідання пальового фундаменту проводимо як для умовного фундаменту на природній основі.

$$h_1 = 0.4 \text{ м}$$

Визначаємо навантаження від власної ваги ґрунту характерних точок

$$\sigma_{zq0} = 223.24 \text{ кН/м}^2$$

Визначення додаткового тиску на основу:

$$P_0 = P_{\text{ср}} - \sigma_{zq0} = 281.78 - 223.24 = 58.54 \text{ кН/м}^2$$

Таблиця 3.10 – Розрахунок додаткового напруження під фундаментом діафрагми

№	Глибина товщини ґрунту від підшови z	Відносна глибина ξ	α	Напруження від власної ваги σ_{ZQ}	Дод. напруження на глибині σ_{ZP}
1	0.000	0.0	1.000	223.24	58.54
2	0.400	1.3	0.567	227.49	33.19
3	0.800	2.7	0.276	231.74	16.16

Таблиця 3.11 – Розрахунок осідання фундаменту діафрагми

№	σ_{zpB} , кПа	σ_{zpH} , кПа	σ_{zpi} , кПа	E, кПа	hi, см	Si, см
1	58.54	33.19	45.87	20490.00	40.00	0.07
2	33.19	16.16	24.67	20490.00	40.00	0.04
						0.11

$231.74 \cdot 0.2 = 46.35 > 24.67$ – умова виконана $S = 0.11 \text{ см} \leq 15$ (залізобетонний каркас з монолітними перекриттями)

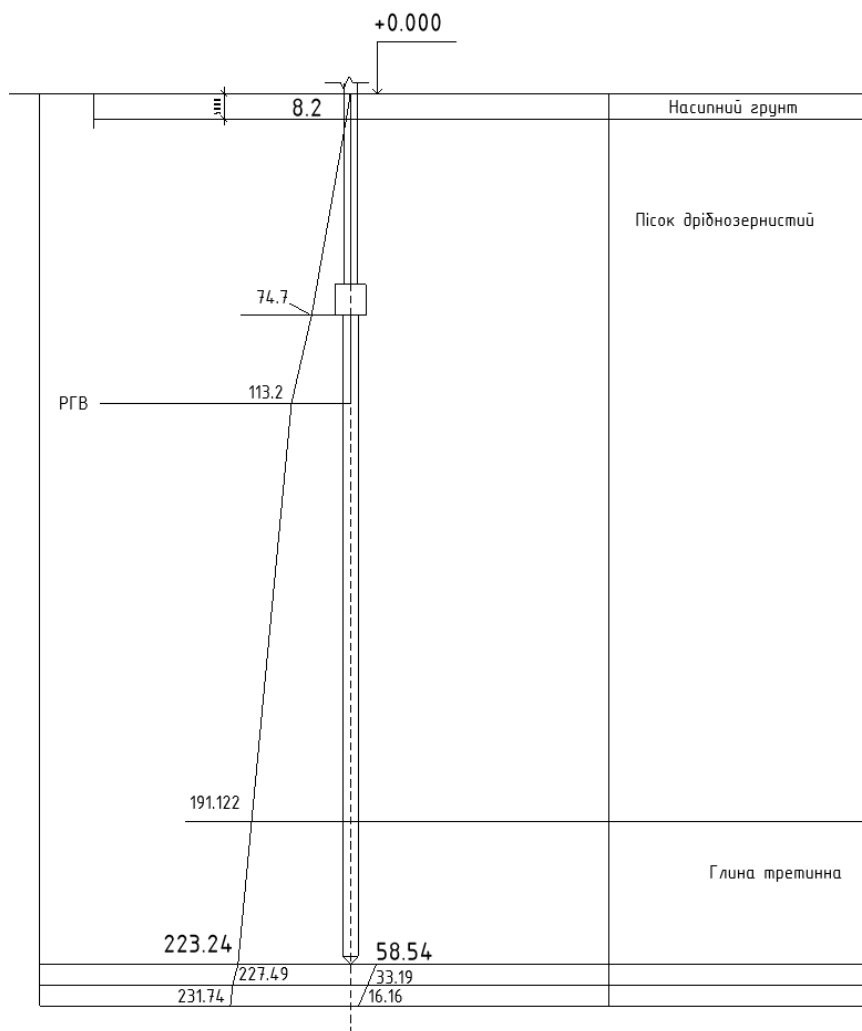


Рисунок 3.10 – Графік додаткових напружень і напружень від власної ваги фундаменту

3.3 Висновки за розділом 3

У розрахунково-конструктивному розділі виконано комплексний аналіз та проектування основних несучих елементів монолітного залізобетонного каркаса будівлі, включаючи плиту перекриття, колони та пальові фундаменти.

На основі заданих геометричних параметрів і навантажень визначено розрахункові зусилля в плиті перекриття за основними комбінаціями навантажень відповідно до вимог ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Виконано розрахунок згинальних моментів у двох напрямках, їх перерозподіл між колонними та середніми смугами методом еквівалентної рами, що дозволило врахувати просторову роботу плити.

За результатами розрахунків підібрано робоче армування плити в обох напрямках. Перевірки міцності за першою групою граничних станів показали, що прийняте армування забезпечує несучу здатність елементів. Додатково виконано перевірки на продавлювання, тріщиностійкість і прогини, які підтвердили відповідність конструкції нормативним вимогам та відсутність необхідності у збільшенні товщини плити або додатковому поперечному армуванні.

Розрахунок колон показав, що прийнятий переріз 600×400 мм із арматурою класу A500C забезпечує достатню несучу здатність при дії поздовжніх навантажень від надземної частини будівлі з необхідним запасом міцності та стійкості.

У розділі також виконано інженерно-геологічний аналіз майданчика, визначено характеристики ґрунтів та розраховано пальові фундаменти під колони та діафрагми. Проведені перевірки несучої здатності паль, ростверків та умовного фундаменту показали їхню працездатність при прийнятих конструктивних рішеннях. Розраховані осідання не перевищують гранично допустимих значень, що підтверджує деформативну надійність основи.

Загалом, прийняті конструктивні рішення забезпечують вимоги міцності, жорсткості, тріщиностійкості та довговічності конструкцій будівлі, а також підтверджують коректність вибору типів фундаментів і параметрів несучих елементів.

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Заходи із забезпечення безпеки життєдіяльності і охорони праці

Організація будівельного виробництва при зведенні проектного багатоповерхового монолітно-каркасного житлового будинку з підземним поверхом вимагає комплексного підходу до забезпечення безпечних умов праці на всіх етапах виконання робіт. Специфіка об'єкта, що характеризується наявністю розвиненого підземного простору та регулярною сіткою колон із плоскими безкапітальними перекриттями, зумовлює необхідність суворого дотримання нормативних вимог безпеки. Згідно з положеннями ДБН А.3.2-2-2009 «Системи безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві», «керівники робіт зобов'язані забезпечити безпеку праці на робочих місцях, включаючи їх належне утримання, організацію проходів, проїздів та заходи щодо захисту працюючих від дії небезпечних і шкідливих виробничих факторів» [5, с. 14]. Безпека праці на будівельному майданчику базується на завчасному визначенні небезпечних зон від роботи вантажопідіймальних механізмів, зокрема баштового крана, межі яких встановлюються з урахуванням висоти підйому, габаритів вантажів та траєкторії їх переміщення. При цьому категорично забороняється пронесення будівельних матеріалів чи елементів опалубки над робочими зонами, де в цей момент виконується армування або бетонування конструкцій, а всі операції зі стропування здійснюються виключно навченим персоналом із використанням інвентарних, перевірених стропів.

Початковий етап будівництва, пов'язаний із розробкою котловану глибиною понад 4 метри та влаштуванням пальового фундаменту під ростверки, належить до категорій робіт із підвищеною небезпекою і супроводжується ризиками обвалення ґрунтових мас та затоплення. Зважаючи на інженерно-геологічні умови та рівень залягання ґрунтових вод, вертикальні стіни виїмки підлягають обов'язковому тимчасовому кріпленню або розробляються з улаштуванням безпечних укосів, причому рух та встановлення будівельної техніки дозволяється лише поза межами

призми обрушення. По периметру бровки котловану в обов'язковому порядку монтується захисне огородження заввишки не менше 1,2 м, а робоча зона бурового чи копрового устаткування для занурення палей позначається як небезпечна в радіусі дії машини плюс додаткові 5 метрів. Безпосереднє зрубування голів палей до проектної позначки для подальшого влаштування монолітного ростверку виконується механізованим способом із обов'язковим застосуванням робітниками засобів індивідуального захисту, включаючи захисні окуляри, каски та віброзахисні рукавиці.

Циклічний процес зведення надземної частини будівлі, що включає монтаж опалубки, укладання арматури та приймання бетону за допомогою автобетононасоса, вимагає чіткого контролю технологічних параметрів та безпеки робочих місць. Сама опалубна система плоских безкапітельних плит розраховується на значні тимчасові навантаження від ваги свіжовикладеної бетонної суміші та маси бетонотранспортного обладнання, а її демонтаж (розпалублення) допускається лише після досягнення бетоном 70% проектної міцності за письмовим дозволом головного інженера. При бетонуванні колон та перекрить автобетононасос розміщують на безпечній відстані від бровки котловану, контролюючи тиск у бетоноводах за допомогою манометрів, а робітники-бетонярі, які працюють із глибинними вібраторами, забезпечуються діелектричним взуттям та спеціальними рукавицями. Заготовку арматурних каркасів та різання стержнів виконують на спеціально обладнаних майданчиках, а монтаж вертикальних каркасів колон здійснюється з інвентарних риштувань, оскільки використання самої арматури як драбини для підйому суворо заборонено.

Оскільки проектувана будівля є багатоповерховою, а архітектурне рішення безкапітельного перекриття утворює рівну крайку плити без виступаючих контурних балок, критичного значення набуває запобігання падінню працюючих з висоти. Всі відкриті краї плит перекриття, на яких ще не зведені зовнішні стіни або огорожувальні конструкції, обладнуються тимчасовими захисними огородженнями заввишки не менше 1,1 м з обов'язковим улаштуванням бортової дошки для унеможливлення падіння предметів на нижні яруси. У випадках, коли

специфіка монтажу опалубки крайніх ділянок не дозволяє встановити стаціонарне огородження, арматурники та монтажники зобов'язані використовувати запобіжні пояси, зачеплені за заздалегідь натягнуті страхувальні канати або надійні елементи залізобетонного каркаса. Підйом персоналу на робочі горизонти та підмости здійснюється виключно по маршових сходах або інвентарних металевих драбинах, що виключає використання випадкових підручних засобів.

Забезпечення електробезпеки та пожежної безпеки на території будівельного майданчика є невід'ємною частиною загальної системи охорони праці при зведенні монолітного будинку. Тимчасові живильні та освітлювальні електричні мережі виконуються ізольованим кабелем, підвішеним на опорах на безпечній висоті (не менше 2,5 м над робочими місцями), а підключення електроінструменту та ручних вібраторів здійснюється через пристрої захисного відключення (ПЗВ) у замкнених розподільчих шафах. Пожежна безпека майданчика забезпечується організацією наскрізних проїздів для пожежної техніки, а місця складування дерев'яної чи фанерної опалубки, як зони підвищеної пожежної небезпеки, комплектуються пожежними щитами з первинними засобами пожежогасіння. Виконання зварювальних робіт під час стикування арматурних випусків колон чи плит дозволяється лише після очищення радіуса п'яти метрів від горючих матеріалів та за наявності оформленого наряду-допуску, що гарантує безпечне ведення вогневих робіт у безпосередній близькості до будівельних конструкцій.

4.2 Висновки за розділом 4

У розділі розглянуто основні питання охорони праці та безпеки життєдіяльності під час будівництва й експлуатації 5-поверхового житлового будинку з вбудованими громадськими приміщеннями. Визначено основні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, характерні для виконання монолітних залізобетонних робіт, та розроблено комплекс організаційних і технічних заходів щодо їх усунення або мінімізації.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено проєкт п'ятиповерхового житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення у місті Тернопіль. Під час виконання роботи було проведено аналіз архітектурно-планувальних, конструктивних та інженерних рішень, а також виконано розрахунок основних несучих конструкцій будівлі.

У теоретичній частині роботи розглянуто особливості проєктування монолітних залізобетонних плоских плит перекриття та пальових фундаментів. Встановлено, що застосування безригельних плоских плит забезпечує архітектурну гнучкість планувальних рішень, спрощує прокладання інженерних комунікацій та дозволяє зменшити будівельну висоту поверху. Особливу увагу приділено роботі плити на продавлювання в зоні спирання на колони, що є визначальним фактором для даного типу конструкцій.

В архітектурно-будівельному розділі обґрунтовано генеральний план, об'ємно-планувальні та конструктивні рішення будівлі. Прийнята конструктивна схема у вигляді монолітного залізобетонного безригельного каркаса з ядром жорсткості забезпечує необхідну просторову жорсткість та стійкість споруди. Передбачені заходи з енергоефективності дозволяють досягти нормативних показників теплозахисту та забезпечують комфортні умови експлуатації будинку.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано розрахунок монолітної плити перекриття товщиною 280 мм. Визначено навантаження, згинальні моменти, виконано підбір робочої арматури та перевірки за першою і другою групами граничних станів. Результати розрахунків показали, що прийняте армування забезпечує необхідну несучу здатність, тріщиностійкість та жорсткість конструкції.

Виконана перевірка плити на продавлювання центральною колоною підтвердила достатню несучу здатність вузла без необхідності встановлення спеціального поперечного армування. Отриманий коефіцієнт використання несучої

здатності не перевищує нормативного значення, що свідчить про надійну роботу конструкції при розрахункових навантаженнях.

Також виконано розрахунок центральної колони монолітного каркаса та встановлено, що прийнятий переріз 600×400 мм з армуванням $10\varnothing 20$ класу А500С забезпечує необхідний запас міцності та стійкості.

На основі аналізу інженерно-геологічних умов ділянки обґрунтовано використання пальового фундаменту з монолітним залізобетонним ростверком. Застосування паль дозволяє передати навантаження від будівлі на надійні ґрунтові шари та мінімізувати нерівномірні осідання споруди в умовах високого рівня ґрунтових вод.

У роботі також враховано вимоги безпеки життєдіяльності, зокрема забезпечення безпечних умов праці під час будівельно-монтажних робіт, дотримання норм охорони праці та пожежної безпеки, що є важливою складовою реалізації проєкту.

Таким чином, розроблений проєкт відповідає чинним нормативним вимогам, забезпечує надійність, довговічність та безпечну експлуатацію будівлі. Отримані результати підтверджують доцільність прийнятих конструктивних рішень і можуть бути використані при подальшому проєктуванні подібних об'єктів.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Швець В. Б., Бойко І. П., Винников Ю. Л. та ін. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти: підручник / за ред. д.т.н., професора В. Б. Швеця. – Вид. 2-ге, перероб. і доп. – Дніпропетровськ: Пороги, 2014. – 231 с.
2. Парфентьєва І. О., Верешко О. В., Гусачук Д. А. Основи та фундаменти. Навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Луцьк: ЛНТУ, 2017. – 296 с.
3. Бабич Є. М., Клименко Є. В. Залізобетонні конструкції: основи теорії, розрахунку і конструювання. – Рівне, 2020.
4. Павліков А. М., Ковальчук В. В. Проектування та розрахунок залізобетонних конструкцій багатоповерхових будівель. – Львів: Львівська політехніка, 2018.
5. ДБН А.3.2-2:2009. Системи безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 109 с.
6. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. – К.: Мінрегіонрозвитку України, 2019. – 184 с.
7. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Основні вимоги. – К.: Мінрегіон України, 2017. – 43 с.
8. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 114 с.
9. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
10. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – К.: Мінрегіонрозвитку України, 2019. – 46 с.
11. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. – К.: Мінрегіонрозвитку України, 2019. – 58 с.
12. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіон України, 2021. – 49 с.

13. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 97 с.
14. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 124 с.
15. ДСТУ Б В.2.1-17:2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних характеристик. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 43 с.
16. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 204 с.
17. Конончук О. П., Гудь М. І. Методичний посібник до виконання курсової роботи з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. – Тернопіль: ТНТУ, 2024. – 33 с.
18. Підгурський М. І., Підгурський І. М. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти : методичні вказівки для виконання курсового проєкту студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Тернопіль: ТНТУ ім. І. Пулюя, 2023. – 140 с.
19. Cadee.Pro : онлайн-сервіс для теплотехнічних розрахунків огорожувальних конструкцій [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://cadee.pro/> (дата звернення: 01.06.2026).
20. Flat Slab Design / Structural Basics. — URL: <https://www.structuralbasics.com/flat-slab-design/> (дата звернення: 01.06.2026).