

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект водно-відпочинкового комплексу

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

192 “Будівництво та цивільна інженерія”

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис) Супрун С. В.
(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис) Коваль І. В.
(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

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

Завідувач кафедри

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

Рецензент

(підпис) Качка О. І.
(прізвище та ініціали)

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Супруну Сергію Володимировичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект водно-відпочинкового комплексу

Керівник роботи Коваль Ігор Володимирович, кандидат технічних наук, доцент кафедри БМ
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

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

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

Об'єкт проектування - водно-відпочинковий комплекс; у пояснювальній записці опрацьовано аквацентр сімейного відпочинку в межах рекреаційної міської території.

Вихідні умови - рекреаційна міська ділянка; двоповерхова громадська будівля з аквазоною, кафе, допоміжними й технічними приміщеннями, монолітними залізобетонними конструкціями та сталевими фермами покриття.

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

Розробити вихідні дані, генеральний план, архітектурно-будівельні та об'ємно-планувальні рішення водно-відпочинкового комплексу.

Обґрунтувати функціональне зонування аквацентру: вхідну групу, аквазону, допоміжні приміщення для відвідувачів, зону персоналу, технічні приміщення та кафе.

Прийняти конструктивну схему будівлі з монолітними залізобетонними колонами, балками, плитами перекриття, сталевими фермами покриття та фасадною системою зі структурним склінням.

Виконати теплотехнічні розрахунки огорожувальних конструкцій і скління; передбачити природне освітлення, оздоблення приміщень, доступність, шумозахист і протипожежні заходи.

Виконати розрахунок монолітної плити та просторової розрахункової схеми, визначити розрахункові зусилля й армування основних залізобетонних елементів.

Проаналізувати інженерно-геологічні умови, запроєктувати стовпчасті та стрічкові фундаменти, розробити природоохоронний і протипожежний розділи.

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

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

6. Консультанти розділів роботи

[illegible]

7. Дата видачі завдання 22.01.2026

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Супрун С.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Коваль І.В.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ.....	9
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду будівлі, її просторової, планувальної та функціональної організації	9
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень	10
1.3 Опис та обґрунтування композиційних прийомів при оформленні інтер'єрів будівлі.....	11
1.4 Опис рішень щодо оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	11
1.5 Архітектурні рішення, що забезпечують природне освітлення приміщень	14
1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.....	15
1.7 Опис рішень щодо декоративно-художнього та колірною оздоблення інтер'єрів	15
РОЗДІЛ 2 КОНСТРУКТИВНІ ТА ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ	16
2.1 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівлі, включаючи її просторову схему, прийняту при виконанні розрахунків будівельних конструкцій	16
2.1.1 Розрахункова схема плити та розрахункові прольоти	17
2.1.2 Навантаження та зусилля в плиті перекриття	18
2.1.3 Розрахунок плити за граничними станами першої групи.....	18
2.1.4 Розрахунок плити в програмному комплексі SCAD	23
2.1.5 Перелік заходів щодо захисту будівельних конструкцій від руйнування	25
2.2 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва.....	26

2.2.1 Відомості про особливі природно-кліматичні умови території, на якій розташована земельна ділянка, надана для розміщення об'єкта капітального будівництва	26
2.2.2 Відомості про міцнісні та деформаційні характеристики ґрунту в фундаменті об'єкта капітального будівництва	26
2.2.3 Проектування стрічкового фундаменту	37
РОЗДІЛ 3 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	44
3.1 Загальні положення	44
3.2 Вимоги безпеки до облаштування та утримання будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць	44
3.3 Вимоги безпеки при складуванні матеріалів і конструкцій	46
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	48
БІБЛІОГРАФІЯ	51

ВСТУП

Водно-відпочинкові комплекси є громадськими об'єктами спеціалізованого призначення, у яких поєднуються функції активного відпочинку, оздоровлення, дозвілля, харчування та побутового обслуговування відвідувачів. Їх проектування потребує комплексного врахування архітектурно-планувальних, конструктивних, санітарно-гігієнічних, інженерних і безпекових вимог. Особливістю таких будівель є наявність приміщень із підвищеною вологістю, значною кількістю відвідувачів, складною системою внутрішніх зв'язків та підвищеними вимогами до довговічності конструкцій.

Актуальність кваліфікаційної роботи бакалавра на тему «Проект водно-відпочинкового комплексу» пов'язана з необхідністю створення сучасного громадського об'єкта, придатного для організації сімейного відпочинку, оздоровчих процедур і спортивно-розважальних заходів. Раціональне вирішення такого комплексу передбачає функціональне розділення потоків відвідувачів, персоналу, технічних служб і обслуговуючих приміщень, створення безпечного середовища в аквазоні, забезпечення достатнього природного освітлення, надійності несучих конструкцій та ефективного захисту будівлі від вологи, шуму й експлуатаційних впливів.

Об'єктом проектування є водно-відпочинковий комплекс, запроєктований як окремо розташована двоповерхова будівля складної конфігурації. Просторова композиція споруди утворена прямокутною частиною та двома напівкруглими об'ємами, що формують виразний архітектурний образ і водночас дозволяють розмістити функціональні зони відповідно до їх призначення.

У складі комплексу передбачено вхідну зону, приміщення для відвідувачів, адміністративні та побутові приміщення персоналу, технічні зони, кафе, санітарно-гігієнічні приміщення, роздягальні, душові, кімнати для миття ніг, медичні та службові приміщення. Центральне місце у функціональній структурі займає аквазона із зонами басейнів, для перекриття якої застосовано сталеві ферми. Така

організація забезпечує необхідний простір для відпочинку відвідувачів, розміщення водних зон і безпечного переміщення людей у межах комплексу.

Планувальні рішення побудовані з урахуванням взаємозв'язку між основними приміщеннями. Вхідна група забезпечує розподіл потоків відвідувачів, а коридорна система об'єднує приміщення різного функціонального призначення. Для персоналу передбачені окремі службові, побутові та технічні приміщення. Розміщення санітарних вузлів, душових, роздягалень і допоміжних зон відповідає специфіці водно-відпочинкового об'єкта та спрямоване на забезпечення належних санітарно-гігієнічних умов.

Архітектурне вирішення комплексу підпорядковане водній тематиці. У фасадах застосовано структурне скління, сучасні світлопрозорі конструкції та колірне оформлення з переважанням синіх відтінків. Таке рішення підкреслює функціональне призначення будівлі та формує цілісний образ водно-відпочинкового комплексу. Природне освітлення приміщень забезпечується через вітражні системи, а для окремих зон передбачено додаткове штучне освітлення.

Конструктивна система будівлі прийнята каркасно-монолітною. Основними несучими елементами є монолітні залізобетонні колони, балки, плити перекриттів, сходи та фундаменти. Для перекриття зони басейнів застосовано сталеві ферми зі спарених кутиків, що дозволяє перекрити значний простір без улаштування проміжних опор у межах аквазони. Перекриття передбачені монолітними залізобетонними плитами по залізобетонних балках.

Зовнішні стіни будівлі виконуються із сендвіч-панелей із теплоізоляційним шаром, а фасадні ділянки — зі структурним склінням. Покрівля прийнята безгорищною, комбінованою, експлуатованою та інверсійною. До її складу входять покрівельна ПВХ-мембрана, цементно-піщана стяжка, теплоізоляція, пароізоляція та профільований настил. Водовідведення передбачено внутрішнім, організованим.

Важливою частиною роботи є розрахунково-конструктивне обґрунтування монолітної плити перекриття. Для неї виконано збір постійних і тимчасових навантажень, визначено розрахункові зусилля, підібрано робочу арматуру та виконано перевірки за граничними станами. Додатково проведено розрахунок

плити з аналізом деформаційної схеми, ізополів згинальних моментів, поперечних сил і переміщень. За результатами розрахунку підтверджено достатню міцність і жорсткість прийнятого конструктивного рішення.

Метою кваліфікаційної роботи є розроблення архітектурно-будівельних, конструктивних і фундаментних рішень водно-відпочинкового комплексу з урахуванням його функціонального призначення, особливостей експлуатації приміщень із підвищеною вологістю, вимог до безпеки відвідувачів, надійності несучих конструкцій, енергоефективності огорожувальних елементів та безпечного виконання будівельних робіт.

Для досягнення поставленої мети у роботі вирішено такі завдання:

1. Проаналізовано функціональне призначення водно-відпочинкового комплексу та визначено склад основних, допоміжних, адміністративних, побутових і технічних приміщень.
2. Обґрунтовано об'ємно-просторове рішення двоповерхової будівлі зі складною конфігурацією в плані та функціональним поділом на вхідну, аквазону, зони для відвідувачів, персоналу, кафе й технічного обслуговування.
3. Розглянуто архітектурно-художнє оформлення фасадів та інтер'єрів із використанням структурного скління, сучасних оздоблювальних матеріалів і колірних рішень, пов'язаних із водною тематикою комплексу.
4. Прийнято рішення щодо конструкцій підлог, стін, перегородок, монолітних сходів, перекриттів, покрівлі та світлопрозорих огорожень.
5. Передбачено заходи щодо природного освітлення приміщень, захисту від шуму, вібрації та інших експлуатаційних впливів.
6. Прийнято каркасно-монолітну конструктивну схему з монолітними залізобетонними колонами, балками, плитами перекриттів і сталевими фермами над зоною басейнів.
7. Виконано збір постійних і тимчасових навантажень на плиту перекриття та визначено розрахункові зусилля.
8. Проведено розрахунок монолітної залізобетонної плити за граничними станами першої групи з підбором поздовжнього й поперечного армування.

9. Розглянуто інженерно-геологічні умови майданчика та виконано проєктування монолітного стрічкового фундаменту з перевіркою основи за деформаціями.

10. Опрацьовано заходи з безпеки життєдіяльності та охорони праці під час облаштування будівельного майданчика, складування матеріалів і виконання будівельно-монтажних робіт.

Вихідними даними для проєктування є функціональне призначення об'єкта як водно-відпочинкового комплексу, двоповерхова структура будівлі, наявність аквазони, басейнів, кафе, адміністративних і технічних приміщень, каркасно-монолітна конструктивна система, застосування монолітних залізобетонних колон і перекриттів, сталевих ферм, сендвіч-панелей, структурного скління, експлуатованої покрівлі та монолітних фундаментів.

Методи виконання роботи включають аналіз архітектурно-планувальних і функціональних вимог до громадської будівлі, розроблення конструктивної схеми, збір навантажень, розрахунок монолітної залізобетонної плити за граничними станами, моделювання конструкції, оцінку ґрунтових умов і проєктування фундаментів.

Практичне значення роботи полягає у формуванні комплексного проєктного рішення водно-відпочинкового комплексу, яке забезпечує функціональну організацію аквазони, зон відпочинку та обслуговування, належні умови для відвідувачів і персоналу, надійну роботу несучих конструкцій та безпечну експлуатацію будівлі.

Ключові слова: водно-відпочинковий комплекс, аквазона, монолітний каркас, сталева ферма, стрічковий фундамент.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду будівлі, її просторової, планувальної та функціональної організації

Будівля спортивно-розважального комплексу окремо розташована, двоповерхова. Образ будівлі задає складна форма, що складається з двох напівкруглих частин будівлі. Споруда компактна і цілісна як у плані, так і в обсязі. Функціональні зони, що входять до її складу, об'єднані простором, який і буде основою формоутворення комплексу.

Розміри в крайніх осях—72,0 × 90,0 м.

Висота приміщень:

- першого поверху будівлі —3,45 м;
- другого поверху будівлі —3,55 м;
- першого (технічного) поверху будівлі — 3,2 м.

Загальна висота будівлі від рівня землі до верху 20,55 м, від рівня чистої підлоги до верху 19,9 м.

Конструктивна система прямокутної частини будівлі — каркасна.

За відносну відмітку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху.

Фундаменти по контуру будівлі — стрічкові монолітні, в середині будівлі — стовпчасті монолітні під колону.

Зовнішні стіни — з поліуретанових сендвіч-панелей, товщиною 150 мм. Стіна розрахована за теплотехнічним розрахунком.

Зовнішнє оздоблення — фасадна система зі структурним склінням товщиною 36 мм.

Перегородки — гіпсокартонні 100 мм.

Сходи монолітні.

Колони під вхідною зоною та зоною допоміжних приміщень — монолітні, залізобетонні, перерізом 400 × 400, клас бетону В 40.

Колони під зоною басейнів — монолітні, залізобетонні, перерізом 600 x 400 мм по краях і 700 x 400 мм у центрі, клас бетону В 40.

Зону басейнів перекривають сталевими фермами зі спарених куточків.

Перекриття — монолітне залізобетонне на залізобетонних балках розмірами 400 x 400 мм, виконані з бетону класу В15.

Дах — безгорищний, комбінованого типу.

Покрівля — експлуатована інверсійна. Покрівля розрахована за теплотехнічним розрахунком.

Склад експлуатованої покрівлі:

- пвх мембрана;
- цементно-піщана стяжка;
- утеплювач rockwool;
- пароізоляція;
- профнастил.

Профнастил укладається на металеві двотаври. Водовідведення — внутрішнє, організоване. Головні входи розташовані в осях 3 — 4.

Будівля аквацентру включає такі зони:

- вхідна зона;
- зона допоміжних приміщень для відвідувачів;
- зона для працівників аквапарку;
- зона технічних приміщень;
- зона кафе.

1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень

Планувальні рішення проекрованої будівлі забезпечують функціональні взаємозв'язки між окремими приміщеннями кожного поверху. Структура будівлі коридорного типу, з необхідним набором підсобних; технічних; санітарно-гігієнічних; службових приміщень.

Прийняті в проєкті конструктивні, планувальні рішення є ергономічними, а також інженерно-технічні рішення евакуаційних шляхів та виходів з будівлі забезпечують можливість своєчасної та безперешкодної евакуації людей з будівлі до настання загрози їхньому життю та здоров'ю внаслідок впливу небезпечних факторів пожежі.

Також об'ємно-просторові рішення будівлі комплексу забезпечують необхідне природне освітлення, санітарно-епідеміологічні та екологічні вимоги щодо охорони здоров'я людей та навколишнього природного середовища.

Архітектурна виразність будівлі досягається застосуванням у оздобленні фасадів сучасних матеріалів, а також колірним рішенням фасадів.

1.3 Опис та обґрунтування композиційних прийомів при оформленні інтер'єрів будівлі

У зв'язку з водною тематикою проєктованої споруди розріз панелей, засклені вітражі та декоративні колони у поєднанні з формою відповідають різноманітності підводного світу.

Колірне рішення фасадів відображає призначення проєктованого аквапарку.

Відтінки синього нагадують глибини океану.

1.4 Опис рішень щодо оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

Для приміщень основного призначення з постійним перебуванням відвідувачів застосовуються матеріали з високими декоративними та експлуатаційними характеристиками.

Для оздоблення стін коридорів, тамбурів та вестибюля застосовується поліпшена штукатурка, ґрунтовка та фарбування стін фарбою StoColor Puran Satin. Ця фарба нетоксична, має антистатичні властивості, що дозволяє відштовхувати пил від поверхні.

Для оздоблення стін у кабінетах лікарів, бухгалтерії та інших адміністративних приміщеннях ми використовуємо покращену штукатурку з ґрунтовкою, вінілове настінне покриття на паперовій основі з додатковим антибактеріальним покриттям, яке запобігає утворенню статичної електрики і, як наслідок, накопиченню пилу.

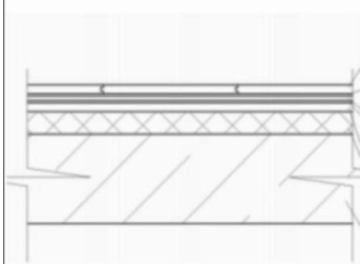
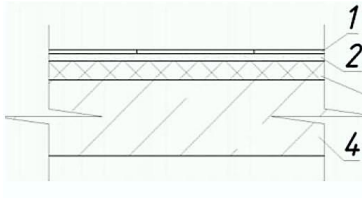
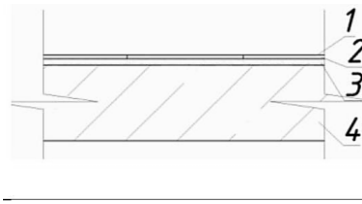
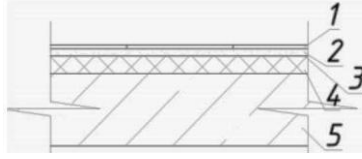
У санвузлах застосовується поліпшена штукатурка з подальшим обклеюванням поверхонь на всю висоту керамічною плиткою.

Площі оздоблення поверхонь наведені в таблицях 1.1 та 1.2.

Таблиця 1.1 - Відомість оздоблення приміщень

Найменування або номер приміщення	Вид оздоблення елементів інтер'єру						
	Стеля	Площа, м ²	Стіни та перегородки	Площа, м ²	Колони	Площа, м ²	Примітки
1	2	3	4	5	6	7	8
Коридори, холи, вестибюль, тамбур, сходові клітки, кафе, кухня, приміщення для відпочинку, господарські приміщення, склади, білизняна в кафе, приміщення для персоналу, приймальна	Навісна гіпсокартонна стеля, високоякісне водоемульсійне фарбування	1579	Затирка, ґрунтовка, фарба StoColor Puran Satin	2052,7	Затирка, ґрунтовка, фарба StoColor Puran Satin	63,2	
Кабінет лікаря,	Натяжна	245	Затирка, ґрунтовка	318,5	Затирка,	9,8	

Таблиця 1.2 — Експлікація підлог

Назва приміщення	Гіпсокартон	Схема підлоги	Дані елементи підлоги (найменування, товщина, основа тощо)	Площа, м ²
1	2	3	4	5
Перший поверх				
Кабінет лікаря, гардероб, приміщення адміністратора, приміщення охорони, магазин	1		1 2 3 5 4 6 7	140,3
Коридори, господарські приміщення, приймальня, тамбури, вестибюль, каса	2		1.Керамічна плитка 12 мм 2. Цементно-піщана стяжка М200 25 мм 3.Теплоізоляційний шар полістирол 50 мм 4. Монолітна залізобетонна плита 200 мм	274,2
Сходова клітка			1. Протиковзке гумове покриття 5 мм 2. Мармурова плитка 10мм 3. Цементно-піщана стяжка М200 20 мм 4. Монолітна залізобетонна плита 200 мм	45,7
Санвузли для відвідувачів, душові, роздягальні, кімнати для миття ніг, переддушові			1.Керамічна плитка 10 мм 2. Цементно-піщана стяжка М200 20 мм 3. Гідроізоляція менше 1 мм 4. Теплоізоляційний шар полістирол 50 мм 5. Монолітна залізобетонна плита 200 мм	841,1

Продовження таблиці 1.2

Другий поверх			
Санвузли для відвідувачів та персоналу, душові, роздягальні для персоналу		1. Керамічна плитка 10 мм 2. Цементно-піщана стяжка М200 20 мм 3. Гідроізоляція менше 1 мм 4. Монолітна залізобетонна плита 200 мм	254,5
Кафе, приміщення для відпочинку, коридори та склади, кухні, приміщення адміністрації		1. Керамічна плитка 10 мм 2. Цементно-піщана стяжка М200 20 мм 4. Монолітна залізобетонна плита 200 мм	870,1
Приміщення кухонь		1. Лінолеум 2. ДВП 20 мм 3. Регульовані стійки (фальшпідлога) 300 мм 4. Монолітна залізобетонна плита 200 мм	281,9

1.5 Архітектурні рішення, що забезпечують природне освітлення приміщень

Об'ємно-планувальні рішення будівлі передбачають природне освітлення приміщень, в яких постійно перебувають люди, за допомогою вітражного скління. Вітражне скління має сітчастий тип. В якості сітчасто-прозорих огорожувальних конструкцій прийнята система Schuco FW50 + AOS (AOT) у поєднанні з тонованим високоміцним склом триплекс А1. Скління розраховане теплотехнічним розрахунком.

Проектована ділянка забудови розташована на незабудованій території, отже, навколишня забудова не впливає на КЕО приміщень у межах діючих нормативів.

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

Взаємне планування виконано таким чином, що шумні приміщення віддалені від приміщень з нормованим рівнем шуму.

Підлоги на міжповерхових перекриттях спроектовані за типом конструкції «плаваючих підлог» у вигляді монолітної плаваючої стяжки, розташованої на звукоізоляційному шарі. У стиках звукоізоляційних плит немає щілин і зазорів. Плаваюча монолітна основа підлоги (стяжка) відокремлена по контуру від стін та інших конструкцій будівлі зазорами шириною 10 мм, що заповнюються звукоізоляційним матеріалом.

Вхідні двері до спортзалу, кінозалу, приміщення для сушіння білизни, зі звукоізоляційним шаром усередині полотна, спроектовані з порогом та ущільнювальними прокладками у притворах.

Труби водяного опалення, водопостачання пропускаються через міжповерхові перекриття та стіни (перегородки) в еластичних гільзах (з пористого поліетилену), що допускають температурні переміщення та деформації труб без утворення наскрізних щілин.

Вентиляційне обладнання та ІТП розміщуються в технічних приміщеннях, розташованих віддалено від приміщень з постійним перебуванням людей

1.7 Опис рішень щодо декоративно-художнього та колірнього оздоблення інтер'єрів

В оздобленні приміщень передбачається використання сучасних, екологічно чистих оздоблювальних матеріалів. Рішення щодо декоративно-художнього оздоблення інтер'єрів за завданням на проєктування не передбачаються.

РОЗДІЛ 2

КОНСТРУКТИВНІ ТА ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ

2.1 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівлі, включаючи її просторову схему, прийняту при виконанні розрахунків будівельних конструкцій

Будівля багатоповерхова, опалювальна, з каркасно-монолітною конструктивною схемою; місце будівництва будівлі - м.Суми; середовище експлуатації-неагресивне.

Довжина будівлі в осях А-П —72м; ширина будівлі в осях 1-16 —90м; кількість поверхів — 2.

Колони монолітні залізобетонні - 400 x 400 мм.

Крок колон 6 м у поперечному та поздовжньому напрямках; прив'язка до координаційних осей-центральна.

Міжповерхові перекриття: залізобетонні монолітні, товщиною 200 мм у конструктивній комірці 6,0 × 6,0 м на монолітних балках 400 × 400 мм.

Покриття-залізобетонне монолітне, товщиною 200 мм у конструктивній комірці 6,0 × 6,0 м.

Усі з'єднання елементів виконані жорсткими.

Склад покрівлі: профнастил - 57 мм, вирівнювальна цементно-піщана стяжка - 15 мм, пароізоляційний шар; теплоізоляційні плити 150 мм, основний покрівельний килим з ПВХ-мембрани.

Матеріали для плити:

Бетон важкий класу В20, $R_{bn} = R_{b,ser} = 15 \text{ МПа}$;

$R_{b,tn} = R_{b,ser} = 1,35 \text{ МПа}$, $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$, коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 0.9$.

Плита піддається термічній обробці при атмосферному тиску. Початковий модуль пружності $E_b = 27,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$. До тріщиностійкості плити висуваються вимоги 2-ї категорії.

Стрижні періодичного профілю класу A400Rs = 350МПа, $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа .

Дротова арматура класу B500Rs = 415 МПа, $R_{sw} = 300$ МПа, табл.6.15], $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа .

2.1.1 Розрахункова схема плити та розрахункові прольоти

Розрахункова схема плити — плита жорстко затиснута в місцях примикання до колон.

Розрахункові прольоти: $l_1 = l_2 = 6000$ мм.

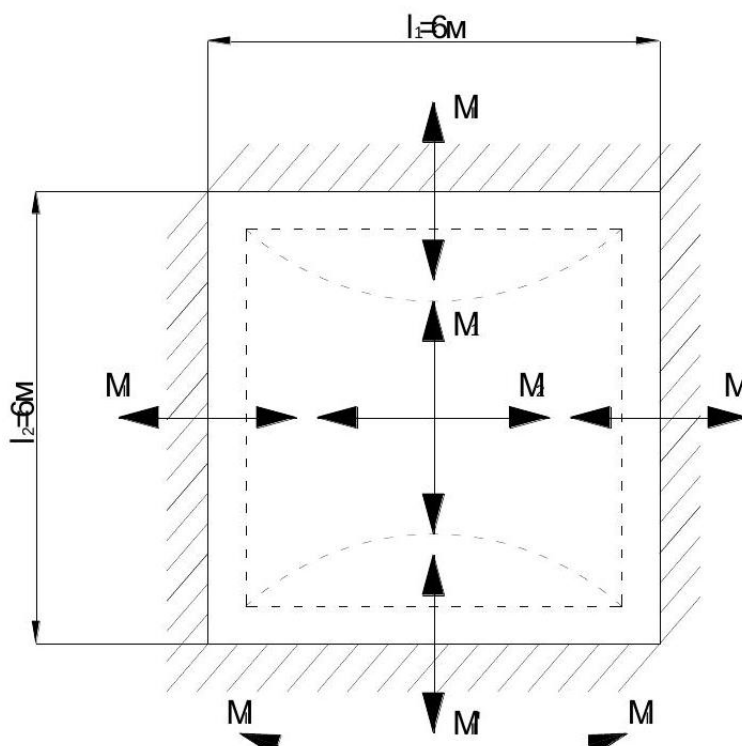


Рисунок 2.1 — Розрахункова схема плити

За методом граничної рівноваги плита представляється у вигляді системи плоских ланок, з'єднаних між собою пластичними шарнірами, згідно з принципом можливих переміщень: якщо система перебуває в рівновазі, то при будь-якому можливому нескінченно малому переміщенні робота зовнішніх сил дорівнює роботі внутрішніх сил.

2.1.2 Навантаження та зусилля в плиті перекриття

Таблиця 2.2 — Збір навантажень на перекриття першого поверху

Навантаження	$q_{\text{нор}}, \text{кН/м}^2$	γ_f	$q_p, \text{кН/м}^2$
Постійне			
$\delta = 12 \text{ мм}; \rho = 2000 \text{ кг/м}^3$	0,24	1,3	0,312
$M2008 = 15 \text{ мм}, \rho = 1800 \text{ кг/м}^3;$	0,27	1,3	0,351
Стяжка цементно-піщана	0,72	1,3	0,936
пінополістирол ПСБ-С-25	0,0062	1,3	0,0081
Гідроізоляція 2 мм, 0,105 кг/м ² ; Перегородки 100 мм	У розрахунку не бере участі 0,4337	1,3	0,5639
Власна вага плити товщиною 200 мм, 2500 кг/м ³	5,0	1,1	5,5
Разом	6,6699	-	7,671
Тимчасова			
Рівномірне навантаження	3,0	1,2	3,6
Разом	3,0	-	3,6
Разом	9,67	-	11,27

Розрахункові навантаження з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 0.95$. Ширина розрахункової смуги 1,0 м.

$$\begin{aligned}
 g &= 0,95 \times 7,67 = 7,29 \text{ кН/м}; \\
 g_n &= 0,95 \times 6,67 = 6,34 \text{ кН/м}; \\
 g + \vartheta &= 0,95 \times 11,27 = 10,71 \text{ кН/м}; \\
 g_n + \vartheta_n &= 0,95 \times 9,67 = 9,19 \text{ кН/м}
 \end{aligned}$$

2.1.3 Розрахунок плити за граничними станами першої групи

Поперечний конструктивний переріз плити замінюємо еквівалентним прямокутним перерізом: $h = 20 \text{ см}$, $h_0 = 17 \text{ см}$, $b = 100 \text{ см}$.

Плита розраховується як затиснута балка, навантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахунок ведемо за найбільшим моментом, що виникає в плиті перекриття.

Зусилля від розрахункового повного навантаження:

Згинальний момент на опорах визначаємо за формулою

$$M = \frac{(g+q) \cdot l_0^2}{12} \quad (2.1)$$

де $g + Q$ - сума тимчасового та постійного навантажень, що діють на плиту;

l_0 - розрахунковий проліт плити.

Приймаємо: $g + Q = 10,71 \text{ кН/м}$; $l_0 = 6 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.1), отримуємо

$$M = \frac{10,71 \cdot 6^2}{12} = 32,13 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,032 \text{ МНм}.$$

Згинальний момент у середині прольоту визначаємо за формулою

$$M = \frac{(g + q) \cdot l_0^2}{24}, \quad (4.1.2)$$

де $g + Q$; l_0 - те саме, що у формулі (2.1)

Поперечну силу в опорах визначаємо за формулою

$$Q = \frac{(g+q) \cdot l}{2}, \quad (2.2)$$

де $g + Q$; l_0 - те саме, що у формулі (2.1)

$$Q = \frac{10,71 \cdot 6}{2} = 32,13 \text{ кН} = 0,032 \text{ МНм}.$$

Розрахунковим моментом приймаємо найбільший, тобто момент на опорах, і далі будемо шукати тільки розрахункові величини.

При розрахунку на міцність розрахунковий поперечний переріз плити прямокутний. Визначаємо α_m за формулою

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} \quad (2.3)$$

де M - розрахунковий момент у плиті;

γ_{b2} - коефіцієнт умов роботи бетону;

R_b - розрахунковий опір бетону;

b, h_0 - параметри прямокутного перерізу.

Приймаємо: $M = 0,032 \text{ МНм}$; $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_b = 11,5 \text{ МПа}$; $h_0 = 0,17 \text{ м}$, $b = 1 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу (2.4), отримуємо $\alpha_m = \frac{0,032}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 1 \cdot 0,17^2} = 0,08$

При $\alpha_m = 0,08 \xi = 0,1 \zeta = 0,95$.

Площу перерізу розтягнутої арматури визначаємо за формулою

$$A_s = \frac{M}{R_s h_0 \zeta} \quad (2.4)$$

де M -те саме, що у формулі (2.4);

R_s - розрахунковий опір арматури;

h_0 - те саме, що у формулі (2.4).

риймаємо: $M = 0,032 \text{ МНм}$; $R_s = 350 \text{ МПа}$; $h_0 = 0,17 \text{ м}$, $\zeta = 0,95$.

Підставляємо значення у формулу (2.5), отримуємо

$$A_s = \frac{0,032}{350 \cdot 0,17 \cdot 0,95} = 0,00056 \text{ см}^2 = 5,6 \text{ см}^2 \text{ За сортаментом приймаємо: } 5 \text{ } \emptyset 12$$

A400 з кроком 200 мм і $A_s = 5,62 \text{ см}^2$.

При розрахунку на міцність розрахунковий поперечний переріз плити прямокутний. Визначаємо α_m за формулою (2.4).

Приймаємо: $M = 0,016 \text{ МНм}$; $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_b = 11,5 \text{ МПа}$; $h_0 = 0,17 \text{ м}$, $b = 1 \text{ м}$.

Підставляємо значення у формулу, отримуємо $\alpha_m = \frac{0,016}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 1 \cdot 0,17^2} = 0,042$

При $\alpha_m = 0,045 \xi = 0,05 \zeta = 0,975$, .

Приймаємо: $M = 0,016 \text{ МНм}$; $R_s = 350 \text{ МПа}$; $h_0 = 0,17 \text{ м}$, $\zeta = 0,975$.

Підставляємо значення у формулу (2.4), отримуємо

$$A_s = \frac{0,016}{350 \cdot 0,17 \cdot 0,95} = 0,00028 \text{ см}^2 = 2,83 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо: 4 $\emptyset 10$ A400 з кроком 200 мм та $A_s = 3,14 \text{ см}^2$.

Поперечна сила $Q = 32,13 \text{ кН}$.

Попередньо опорні ділянки плити армуємо відповідно до конструктивних вимог. Для цього з кожного боку плити встановлюють по чотири каркаси довжиною $l = 0,85$ м з поперечними стрижнями $\varnothing 8$ B500, крок яких $s = 10$ см $\left(s \leq \frac{h}{2} \text{ або } s \leq 150 \right)$.

За формулою [18] перевіряємо умову забезпечення міцності по похилій смугі між похилими тріщинами

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0 \quad (2.5)$$

φ_{w1} — коефіцієнт, що враховує вплив хомутів;

φ_{b1} — коефіцієнт, визначаємо за формулою (2.6);

$R_b; b, h_0$ - те саме, що у формулі (2.4)

Коефіцієнт, що враховує вплив хомутів, визначаємо за формулою

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \quad (2.6)$$

α - коефіцієнт, який визначаємо за формулою (2.8);

μ_w - коефіцієнт поперечного армування.

Визначимо коефіцієнт α за формулою

Підставляємо значення у формулу, отримуємо

$$\alpha = \frac{2 \cdot 10^5}{27,5 \cdot 10^3} = 7,27$$

Коефіцієнт поперечного армування визначаємо за формулою

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs} \quad (2.7)$$

Приймаємо: $A_s = 0,5 \text{ см}^2 (4\varnothing 6 \text{ B500})$; $b = 100$ см; $s = 10$ см.

Підставляємо значення у формулу (2.10), отримуємо

$$\mu_w = \frac{0,5}{100 \cdot 10} = 0,0005 \text{ Підставляємо знайдені значення у формулу (2.7) і}$$

визначаємо коефіцієнт, що враховує вплив хомутів

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 7,25 \cdot 0,0005 = 1,018 \langle 1,3$$

Визначаємо коефіцієнт φ_{b1} за формулою

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \gamma_{b2} R_b \quad (2.8)$$

де $\beta = 0,01$ для важкого бетону;

$\gamma_{b2}; R_b$ - те саме, що у формулі (2.4).

Підставляємо значення у формулу (2.8), отримуємо

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \gamma_{b2} R_b = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,9$$

Перевіряємо умову забезпечення міцності по похилій смугі між похилими тріщинами

$$Q = 32,13 \text{ кН} \leq 0,3 \cdot 1,018 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 100 \cdot 17 \cdot 100 = 179,12 \text{ кН}$$

Отже, розміри поперечного перерізу плити достатні для сприйняття активного навантаження.

Перевіряємо необхідність встановлення розрахункової поперечної арматури, з умови

$$Q \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_f) \gamma_{b2} R_{bt} b h_0 \quad (2.9)$$

де $\varphi_{b3} = 0,6$ - коефіцієнт для важкого бетону;

φ_f - коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць у двотавровому перерізі елементів;

$\gamma_{b2}; R_b; b; h_0$ - те саме, що у формулі (2.4).

Приймаємо: $\gamma_{b2} = 0,9; R_b = 11,5 \text{ МПа}; h_0 = 0,17 \text{ м}, b = 1 \text{ м}; \varphi_{b3} = 0,6$
 $\varphi_f = 0$

Підставляємо значення у формулу (2.9), отримуємо

$$Q = 32,13 \text{ кН} \leq 0,6 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 17 = 82,62 \text{ кН}$$

Отже, умова виконується, арматура встановлюється відповідно до конструктивних вимог, хомути встановлюємо з кроком 10 см, Ø8 В500. Армування плити показано на аркуші.

2.1.4 Розрахунок плити в програмному комплексі SCAD

При розрахунку плити перекриття використана інтегрована система аналізу конструкцій SCAD Office.

Після збору всіх навантажень було проведено програмний розрахунок, до якого були включені всі схеми навантаження, а також їх комбінації для визначення найбільш несприятливого виду навантаження: власна вага; власна вага + снігове навантаження.

За результатами аналізу розрахунків можна зробити висновок, що найбільш несприятливою є друга комбінація навантажень, крім того, конструкція працює так, як і передбачалося проєктом. Основними несучими елементами виступають колони, які приймають на себе і передають на фундамент значні зусилля. Деформаційна схема, епюри зусиль і переміщення плити перекриття представлені на рисунках 2.2-2.4.

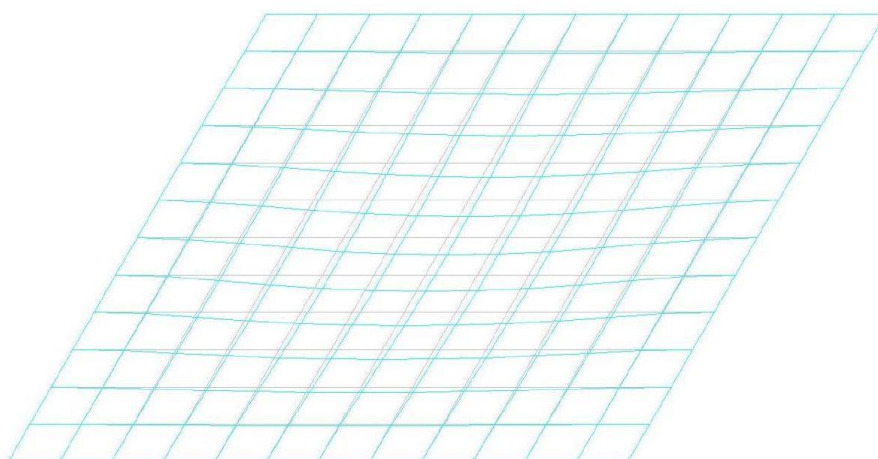
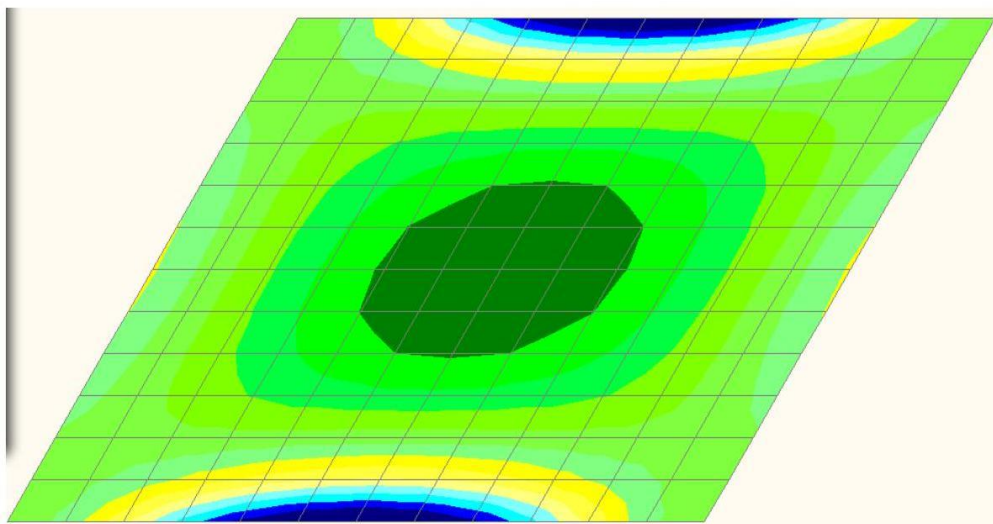
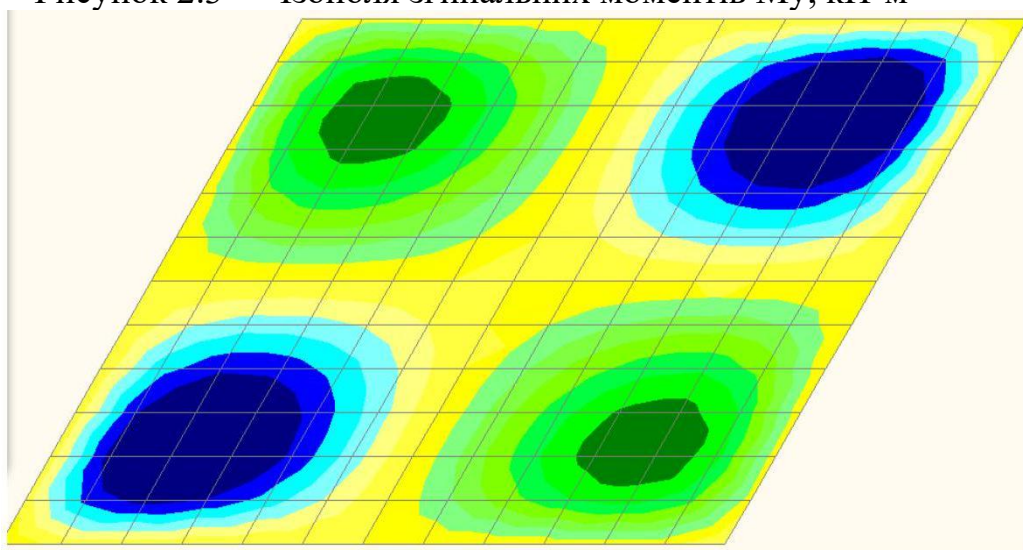


Рисунок 2.2 — Деформаційна схема

Рисунок 2.3 — Ізополя згинальних моментів M_y , кН•мРисунок 2.4 — Ізополя згинальних моментів M_{xy} , кН•м

Мінімальні та максимальні зусилля і напруження зведені в таблицю 2.3, переміщення по осі Z – у таблицю 2.3.

Таблиця 2.3 - Мінімакс зусиль і напружень (комбінації)

Мінімакс зусиль і напружень (комбінації)								
Фактор p	Максимальні значення				Мінімальні значення			
	Е	Елемент	Перетин	Комбінація	Значення	Елемент	Перетин	Комбінація
M_X	31,58	67	1	2	-13,86	7	1	2
M_Y	31,58	67	1	2	-13,86	72	1	2
M_{XY}	3,884	34	1	2	-3 884	118	1	2
Q_X	30 801	7	1	2	-24 801	138	1	2
Q_Y	30 801	73	1	2	-24 801	72	1	2

Таблиця 2.4 — Мінімакс переміщень

Мінімакс переміщень						
Фактор	Максимальні значення			Мінімальні значення		
	Значення	Вузол	Завантаження	Значення	Вузол	Завантаження
X	0	15	1	0	15	1
Y	0	15	1	0	15	1
Z	-0,002	15	2	-0,599	85	3
U _x	0,309	137	3	-0,309	33	3
U _y	0,309	81	3	-0,309	89	3
U _z	0	15	1	0	15	1

Отримані результати переміщень були порівняні з максимально допустимими переміщеннями за [13]. Так, максимальне переміщення плити перекриття становить $f = 0,309$ мм.

Відповідно до [13] максимальний прогин покриттів і перекриттів за наявності на них елементів, схильних до розтріскування (стяжок, підлог, перегородок), визначаємо за формулою

$$f = l/150, \quad (2.13)$$

де l - довжина прольоту.

Приймаємо $l = 6$ м.

Підставляємо значення у формулу, отримуємо $f = 6/150 = 0,04$ м = 4 мм. Порівнюємо отримані переміщення з граничним значенням переміщення

$f = 0,309$ мм $f = 4$ мм. Підводячи підсумок розрахунків, можна зробити висновок, що міцність і жорсткість конструкції забезпечені.

2.1.5 Перелік заходів щодо захисту будівельних конструкцій від руйнування

Конструкції в процесі експлуатації піддаються різним негативним впливам вітру та атмосферних опадів.

У проєкті передбачаються такі заходи щодо захисту конструкцій від цих впливів:

- улаштування необхідного мінімального захисного шару робочої арматури до краю бетону;
- для несучих конструкцій застосовується бетон з мінімальною маркою водонепроникності W6 на портландцементі згідно з [4] із вмістом C3S не більше 65%, C3A не більше 7%, C3A + C4AF, не більше 22%, та морозостійкістю F200;
- захист покрівельною системою та зовнішньою обробкою будівлі.

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

2.2.1 Відомості про особливі природно-кліматичні умови території, на якій розташована земельна ділянка, надана для розміщення об'єкта капітального будівництва

У даному розділі розроблено фундамент під будівлю аквацентру сімейного відпочинку.

Район будівництва-м. Суми

Кліматичний район будівництва — П.

2.2.2 Відомості про міцнісні та деформаційні характеристики ґрунту в фундаменті об'єкта капітального будівництва

Оцінку інженерно-геологічних умов починаємо з побудови колонки та підрахунку фізико-механічних характеристик ґрунту

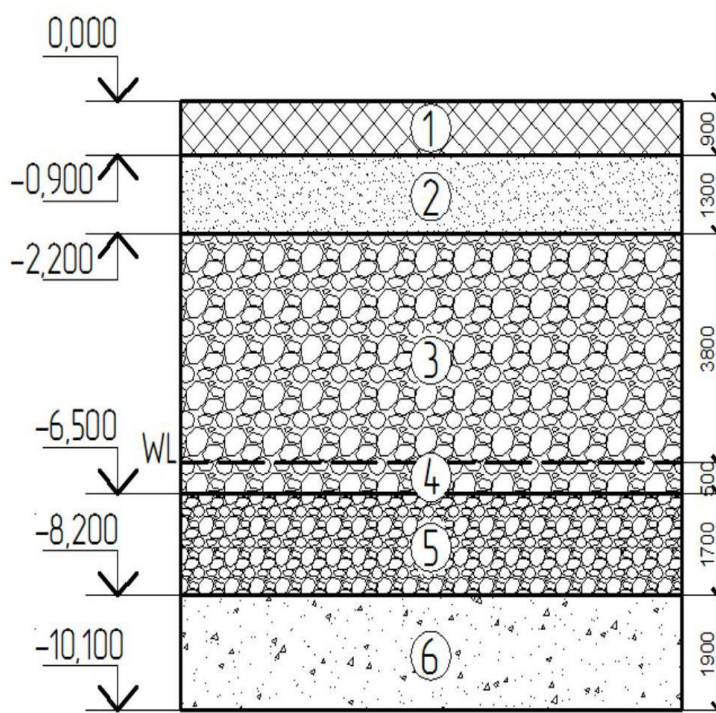


Рисунок 2.7 — Геологічна колонка

Розрахунок проводимо для колони, розташованої по осі 6. Збір навантажень наведено в таблицях 2.5-2.9.

Таблиця 2.5 — Сума навантажень на 1 м² покрівлі

Вид навантаження	$q^{нор}$, кН/м ²	γ_f	q^p , кН/м ²
2. Теплоізоляційні плити $\delta = 150\text{мм}$ $\rho = 37\text{ кг/м}^3$	0,018	1,3	0,023
3. Пароізоляційний шар $\delta = 3\text{ мм}$ $\rho = 550\text{ кг/м}^3$	0,017	1,3	0,022
4. Вирівнювальна цементно-піщана стяжка $\delta = 15\text{мм}$ $\rho = 1800\text{ кг/м}^3$	0,27	1,1	0,297
5. Профнастил $\delta = 57\text{мм}$ $\rho = 98\text{ кг/м}^3$	0,56	1,1	0,61
6. Балки з I- $\rho = 18,6\text{ кг/м}^3$	0,186	1,1	0,21
Разом постійне	1,106		1,228
Тимчасове навантаження:			
Снігове	1,26	1,4	1,764
Повне навантаження:	2,366		2,992

Таблиця 2.6 — Сума навантажень на 1 м² перекриття другого поверху

Навантаження	q _{нор} , кН/м ²	γ _f	q _p , кН/м ²
Постійна			
Керамічна плитка	0,24	1,3	0,312
Цементно-піщаний розчин M200 δ = 15 мм, ρ = 1800 кг/м ³ ;	0,27	1,3	0,351
Стяжка цементно-піщана δ = 40мм, ρ = 1800 кг/м ³ ;	0,72	1,3	0,936
Перегородки R 125 мм	0,4337	1,3	0,5639
Власна вага плити товщиною 200 мм, 2500 кг/м ³	5,0	1,1	5,5
Разом	6,664	-	7,663
Тимчасова			
Корисна	2,0	1,2	2,4
Разом	2,0	-	2,4
Разом	8,6637	-	10,063

Таблиця 2.7 — Сума навантажень на 1 м² перекриття першого поверху

Навантаження	q _{нор} , кН/м ²	γ _f	q _p , кН/м ²
Постійне			
Керамічна плитка δ = 12мм; ρ = 2000 кг/м ³	0,24	1,3	0,312
Цементно-піщаний розчин M200 δ = 15 мм, ρ = 1800 кг/м ³ ;	0,27	1,3	0,351
Цементно-піщана стяжка δ = 40мм, ρ = 1800 кг/м ³ ;	0,72	1,3	0,936
Звуко-теплоізоляція пінополістирол ПСБ-С-25 δ = 25мм, ρ = 25 кг/м ³ ;	У розрахунку не бере участі	1,3	0,0081
Перегородки 125 мм	0,4337	1,3	0,5639
Власна вага плити товщиною 200 мм, 2500 кг/м ³	5,0	1,1	5,5
Разом	6,67	-	7,671
Тимчасове			
Корисна	2,0	1,2	2,4
Разом	2,0	-	2,4
Разом	8,67	-	10,071

Таблиця 2.8 — Сума навантажень на 1 м² перекриття технічного поверху

Навантаження	$q_{\text{нор}}$, кН/м ²	γ_f	q_p , кН/м ²
Постійне			
Наливна підлога 8 мм	2,2	1,3	2,86
Ґрунт для наливної підлоги	0,45	1,3	0,59
Гідроізоляція 4 мм	0,075	1,3	0,098
Стяжка ЦПР з армуванням 40 мм, 1800 кг/м ³ ;	0,708	1,3	0,92
Екструдований пінополістирол, 40 кг/м ³ ;	0,392	1,3	0,51
Власна вага плити товщиною 200 мм, 2500 кг/м ³ ;	4,91	1,1	5,401
Разом	8,735	-	10,379
Тимчасове			
Корисна	2,0	0,7	2,8
Разом	2,0	-	2,8
Разом	12,735	-	13,179

Навантаження від власної ваги колони наведено в таблиці 2.8

Таблиця 2.9 - Сума навантажень від власної ваги колон

Навантаження	$q_{\text{нор}}$, кН/м ²	γ_f	q_p , кН/м ²
Постійне			
Власна вага колони 400 х 400 мм, 2500 кг/м ³ h = 12,15	48,6	1,1	53,46
Разом	48,6	-	53,46

Збираємо навантаження з вантажної площі колони. Вантажна площа колони визначається за формулою:

$A_{\text{гр}} = a \cdot b$, де a , b - довжина та ширина вантажної площі відповідно.

$A_{\text{гр}} = 6 \cdot 6 = 36 \text{ м}^2$. Навантаження з вантажної площі для колони зводимо на фундамент: $P = (2,992 + 10,063 + 10,071 + 13,179) \cdot 36 + 53,46 = 1361 \text{ кН}$.

Розрахункові зусилля отримано за допомогою програми SCAD: $Q = 5,41 \text{ кН}$,

$N = P = 1361 \text{ кН}$, $M = 4,79 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Приймаємо фундаменти мілкового закладення. Його застосування обумовлено інженерно-геологічними умовами.

Як несучого шару ростверку обираємо гальковий маловологий ґрунт з піщаним заповнювачем; що залягає на глибині 3,0 м. Глибина закладення підоснови фундаменту залежить від конструктивного рішення підземної частини будівлі та висоти стрічкового фундаменту.

Відмітку верху фундаменту будівлі приймаємо рівною — — 3,150. Будівля з підвалом, пучинисті ґрунти та насипи відсутні.

Вибираємо висоту ростверку виходячи з умов: фундамент повинен бути кратним 300 мм. Зазвичай для будівель з технічним поверхом приймають глибину закладення 1,5 м.

При аналізі інженерно-геологічних умов будівельного майданчика та характеру навантажень, що діють на обріз фундаменту, обирається несучий шар, який може слугувати природною основою для фундаментів ($R_0 > 150 \text{ кПа}$).

Вибираючи глибину закладення фундаменту, слід дотримуватися таких загальних правил:

- глибина закладення повинна бути не менше 0,5 м;
- у несучий шар фундамент повинен заглиблюватися не менше 0,1 ... 0,2 м;
- за можливості закладати фундамент вище рівня ґрунтових вод

Розраховується у тих випадках, коли верхній шар неглибокий і розраховується найменша витрата бетону, вище і нижче межі шарів. Оскільки на даному шарі, на якому розташований ростверк, доцільно його влаштовувати, з цього випливає, що геологічні умови не обмежують глибину закладення.

Оскільки фундамент буде знаходитися в галькових ґрунтах, то висота не буде залежати від глибини сезонного промерзання.

З 3 груп умов вибираємо найбільше d. Приймаємо глибину закладення фундаменту $d = 1,5 \text{ м}$

Тоді відмітка підоснови — 4,500 м. Відмітки обчислюються від поверхні землі.

Визначення попередніх розмірів підоснови фундаменту

$$A = \frac{N_{OI}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{1361}{400 - 20 \cdot 1,8} = 3,67 \text{ м}^2$$

де A — площа основи фундаменту; $\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$ — середнє значення питомої ваги фундаменту та бетону; $d = 1,5 \text{ м}$ — глибина закладення фундаменту; $R_0 = 400 \text{ кПа}$ — розрахунковий опір, прийнятий за табл. [1]

Розміри підосви визначають, вважаючи, що фундамент має квадратну або прямокутну форму. Співвідношення сторін прямокутного фундаменту $\eta = 1/b$ рекомендується обмежувати значенням $\eta \leq 1,65$; розміри сторін його підосви визначаються за співвідношеннями:

$$b = \sqrt{A/\eta} = \sqrt{\frac{3,67}{1,65}} = 1,5 \text{ м}$$

$$l = \eta \cdot b = 1,65 \cdot 1,5 = 2,475 \approx 2,7 \text{ м}$$

Отримані дані округлюють (кратно модулю 300 мм).

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} [M_{\gamma} b \gamma_{II} + M_g d \gamma'_{II} + M_c C_{II}]$$

де $\gamma_{c1} = 1,4$ і $\gamma_{c2} = 1,2$ - коефіцієнти умов роботи залежно від виду ґрунту;

$K = 1,1$ - коефіцієнт, що враховує надійність;

$M_{\gamma} = 2,46$, $M_g = 10,85$, $M_c = 11,73$ - коефіцієнти, що залежать від ф;

$C = 1 \text{ кПа}$ - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підосвою фундаменту;

$\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3$, - питома вага ґрунту вище підосви фундаменту та під підосвою фундаменту.

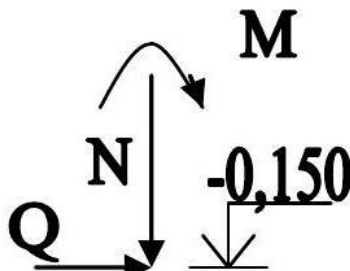
$\gamma'_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3$ - питома вага ґрунту нижче підосви фундаменту та під підосвою фундаменту.

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1,1} \cdot (2,46 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 10,85 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 11,73 \cdot 1) = 633,9 \text{ кПа.}$$

$$R_0 = N/A = 1361/(1,5 \cdot 2,7) = 336 \text{ кПа}$$

Якщо розбіжності $R \geq R_0$ ($633,9 \text{ кПа} \geq 336 \text{ кПа}$), умова задоволена.

Таблиця 2.10- Навантаження, що діють на фундамент

Розрахункова схема	Вид розрахунку	Комбінація	N, кН	M, кН · м	Q, кН
	Для розрахунку тіла фундаменту за граничним станом	I I	1361	4,79	5,41

Комбінація I:

$$N = N_{\max} + N_{cr} + b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{cp} = 1361 + 150 + 1,5 \cdot 2,7 \cdot 1,5 \cdot 20 = 1632,5 \text{ кН}$$

$$M = M_B - N_{cr} \cdot d = 4,79 - 150 \cdot 0,55 = -77,71 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розділяємо основу на горизонтальні шари товщиною не більше $0,4b = 0,4 \times 1,8 = 0,72$ м до глибини $4b = 4 \times 1,8 = 7,2$ м. Межі шарів поєднуємо з поверхнею пластів і горизонтом підземних вод.

Напруження визначається за формулою:

$$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i \cdot h_i;$$

Знаходимо додатковий тиск на підшву фундаменту за формулою:

$$P_0 = P_{II} - \sigma_{zq0} = 724,33 - 40,6 = 683,73 \text{ кПа};$$

За даними $2z/b$ та співвідношенням сторін підшви $\eta = l/b = 2,4/1,8 = 1,33$ значення коефіцієнта розсіювання напружень α ; для проміжних значень $2z/b$ та η значення α визначаються інтерполяцією.

За даними σ_{zg} та σ_{zp} будують епюри напружень у ґрунті від власної ваги (ліворуч від осі z) та напружень від додаткового тиску $\sigma_{zp} = \alpha P_0$ (праворуч від осі z).

Для кожного з шарів у межах стискуваної товщі визначають середнє додаткове вертикальне напруження в шарі за формулою $(\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi+1})/2$.

Середній осадження основи обчислюють за формулою $S_i = \sigma_{zpi} h_i \beta / E_i$, де $\beta = 0,8$.

Підсумовують показники осідання шарів у межах стискуваної товщі й отримують осідання основи S .

Оскільки знайдене значення $S_u = 2,53$ см не перевищує граничного значення осідання $S_u = 15$ см, то розрахунок основи вважається закінченим.

4.2.3.7 Проектування стовпчастого фундаменту

Перетин колони 400 x 800 мм. Розмір підколонника 900 x 900 мм; $b = 1,5$ м, $l = 2,7$ м, $S_A = 4,05$ м². Визначення розмірів висоти (h) та вильоту (c):

по довгій стороні: $h_1 = 450$ мм, $h_2 = 450$ мм. $c_1 = 450$ мм, $c_2 = 450$ мм.

По короткій стороні: $h_1 = 450$ мм. $c = 450$ мм.

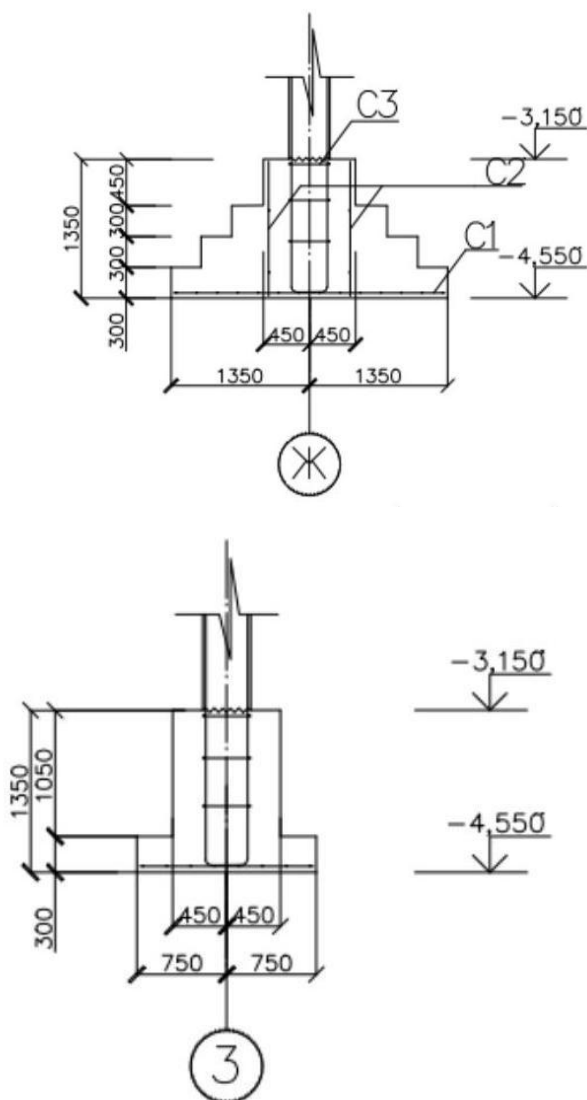


Рисунок 2.8 — Стовпчастий фундамент

Розрахунок арматури по підшві фундаменту по стороні І:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1,5 \cdot 2,7^2}{6} = 1,83 \text{ м}^2 C_1 - \text{виліт розрахункового перерізу, площа підшви } A = b \cdot l = 1,5 \cdot 2,7 = 4,05 \text{ м}^2$$

Обчислюємо тиск у розрахункових перерізах:

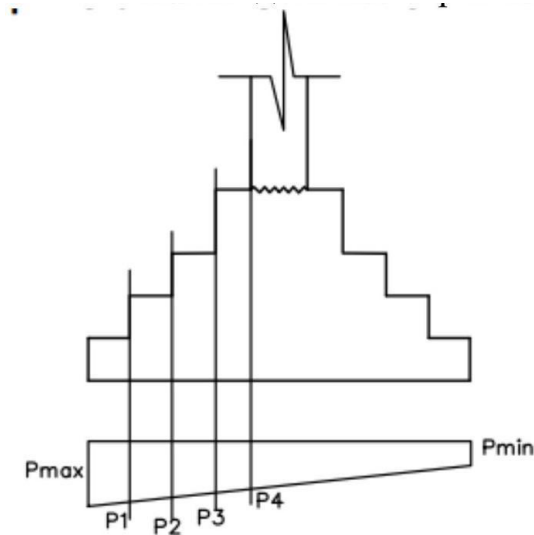


Рисунок 2.9 — Тиск у стовпчастому фундаменті

$$P_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1632,5}{4,05} + \frac{77,71}{1,83} = 446 \text{ кН}$$

$$P_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{1632,5}{4,05} - \frac{77,71}{1,83} = 361 \text{ кН}$$

$$P_1 = \frac{N}{A} + K'_1 \frac{M}{W} = \frac{1632,5}{4,05} + 0,78 \frac{77,71}{1,83} = 436 \text{ кН}$$

$$K'_1 = 1 - \frac{2 \cdot C_1}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 0,3}{2,7} = 0,78 \quad P_2 = \frac{N}{A} + K'_2 \frac{M}{W} = \frac{1632,5}{4,05} + 0,56 \frac{77,71}{1,83} = 427 \text{ кН}$$

$$K'_2 = 1 - \frac{2 \cdot C_2}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 0,6}{2,7} = 0,56$$

$$P_3 = \frac{N}{A} + K'_3 \frac{M}{W} = \frac{1632,5}{4,05} + 0,33 \frac{77,71}{1,83} = 417 \text{ кН}$$

$$K'_3 = 1 - \frac{2 \cdot C_3}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 0,9}{2,7} = 0,33$$

$$P_4 = \frac{N}{A} + K'_4 \frac{M}{W} = \frac{1632,5}{4,05} + 0,15 \frac{77,71}{1,83} = 410 \text{ кН}$$

$$K'_4 = 1 - \frac{2 \cdot C_4}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 1,15}{2,7} = 0,15$$

Моменти в розрахункових перерізах:

$$M_{11} = \frac{C_1^2 * b}{6} (2P_{\max} + P_1) = \frac{0,3^2 * 1,5}{6} (2 * 446 + 436) = 30 \text{ кН м}$$

$$M_{12} = \frac{C_2^2 * b}{6} (2P_{\max} + P_2) = \frac{0,6^2 * 1,5}{6} (2 * 446 + 427) = 119 \text{ кН м}$$

$$M_{13} = \frac{C_3^2 * b}{6} (2P_{\max} + P_3) = \frac{0,9^2 * 1,5}{6} (2 * 446 + 417) = 265 \text{ кН м}$$

$$M_{14} = \frac{C_4^2 * b}{6} (2P_{\max} + P_4) = \frac{1,15^2 * 1,5}{6} (2 * 446 + 410) = 444 \text{ кН м.}$$

Площа арматури:

$$A_{S1} = \frac{M_1}{0,9 * h_1 * R_S} = \frac{30}{0,9 * 0,3 * 365} = 3,1 \text{ см}^2$$

$$A_{S2} = \frac{M_2}{0,9 * h_2 * R_S} = \frac{119}{0,9 * 0,6 * 365} = 6,1 \text{ см}^2$$

$$A_{S3} = \frac{M_3}{0,9 * h_3 * R_S} = \frac{265}{0,9 * 0,9 * 365} = 8,96 \text{ см}^2$$

$$A_{S4} = \frac{M_4}{0,9 * h_4 * R_S} = \frac{444}{0,9 * 1,35 * 365} = 10,02 \text{ см}^2$$

h_i - найбільша висота розрахункового перерізу

R_S - розрахунковий опір арматури класу А-III (365 МПа)

Беремо сторону $l = 2,7$ м, віднімаємо по 25 з кожного боку випуску арматури, а також 50 з кожного боку захисного шару, ділимо на 200 мм, отримуємо:

$$n = ((2700 - (25^2) - (25^2)) : 200 = 13 \text{ проміжків}$$

$$n + 1 = 13 + 1 = 14 \text{ стрижнів}$$

$$S_{\text{од.ст}} = 10,02 : 14 = 0,72 \text{ см}^2$$

$$\varnothing = 2 * \sqrt{\frac{S_{\text{од.ст}}}{\pi}} = 0,96 \text{ см} \approx 10 \text{ мм}$$

По стороні b :

$$W = \frac{l * b^2}{6} = \frac{2,7 * 1,5^2}{6} = 1,0125 \text{ м}^2 C_i - \text{виліт розрахункового перерізу}$$

A - площа підшвиць $l = 4,05 \text{ м}^2$

Розраховуємо тиск у розрахункових перерізах:

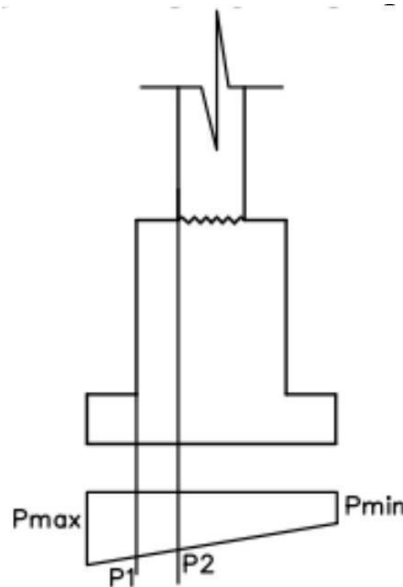


Рисунок 2.10 — Тиск у стовпчастому фундаменті

$$P_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{1632,5}{4,05} - \frac{77,71}{1,0125} = 326 \text{ кН}$$

$$P_1 = \frac{N}{A} - K'_1 \frac{M}{W} = \frac{1632,5}{4,05} + 0,6 \frac{77,71}{1,0125} = 449 \text{ кН}$$

$$K'_1 = 1 - \frac{2 * C_1}{b} = 1 - \frac{2 * 0,3}{1,5} = 0,6$$

$$P_2 = \frac{N}{A} - K'_2 \frac{M}{W} = \frac{1632,5}{4,05} + 0,26 \frac{77,71}{1,0125} = 423 \text{ кН}$$

$$K'_2 = 1 - \frac{2 * C_2}{b} = 1 - \frac{2 * 0,55}{1,5} = 0,26 \text{ Моменти в розрахункових перерізах:}$$

$$M_{11} = \frac{C_1^2 * l}{6} (2P_{\max} + P_1) = \frac{0,3^2 * 2,7}{6} (2 * 480 + 449) = 57 \text{ кН м}$$

$$M_{12} = \frac{C_2^2 * l}{6} (2P_{\max} + P_2) = \frac{0,55^2 * 2,7}{6} (2 * 480 + 423) = 189 \text{ кН м}$$

Площа арматури:

$$A_{S1} = \frac{M_1}{0,9 * h_1 * R_S} = \frac{57}{0,9 * 0,3 * 365} = 5,8 \text{ см}^2 \quad A_{S2} = \frac{M_2}{0,9 * h_2 * R_S} \\ = \frac{189}{0,9 * 1,35 * 365} = 4,26 \text{ см}^2$$

h_i - найбільша висота розрахункового перерізу

R_S - розрахунковий опір арматури класу А-III (365 МПа)

Беремо сторону $l = 1,5\text{м}$, віднімаємо по 25 з кожного боку випуску арматури, а також 50 з кожного боку захисного шару, ділимо на 200 мм, отримуємо

$$n = ((1400 - (25^2) - (25^2)) : 200 = 7 \text{ проміжків}$$

$$+1 = 7 + 1 = 8 \text{ стрижнів}$$

$$S_{\text{одн.стерж}} = 5,8 : 8 = 0,725 \text{ см}^2 \varnothing = 2 * \sqrt{\frac{S_{\text{одн.стерж}}}{\pi}} = 0,96 \text{ см} \approx 10 \text{ мм}$$

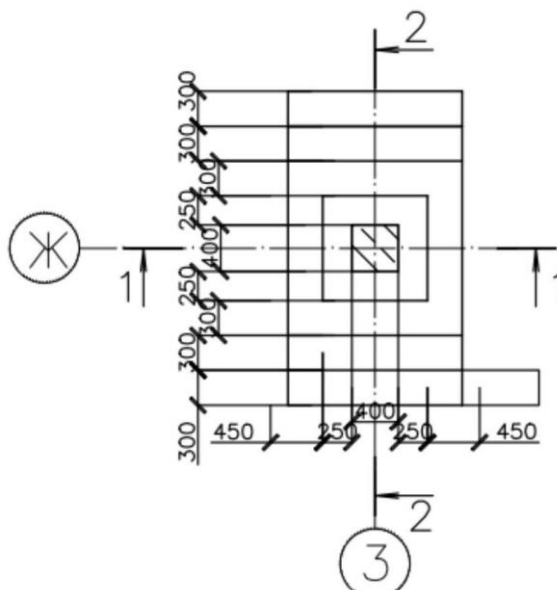


Рисунок 2.11 — План стовпчастого фундаменту

2.2.3 Проектування стрічкового фундаменту

Розрахунок проводимо для колони, розташованої на осях 13 та М/1.

Підбір навантажень на 1 м^2 покриття приймаємо за таблицею 2.11

Таблиця 2.11 - Збір навантаження

Вид навантаження	$q^{\text{нор}}, \text{кН/м}^2$	γ_f	$q^p, \text{кН/м}^2$
1. Основний покрівельний килим з ПВХ-мембрани $\delta = 3 \text{ мм}$ $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$	0,018	1,3	0,023
2. Теплоізоляційні плити $\delta = 150 \text{ мм}$ $\rho = 37 \text{ кг/м}^3$	0,055	1,2	0,066
3. Пароізоляційний шар з $\delta = 3 \text{ мм}$ $\rho = 550 \text{ кг/м}^3$	0,017	1,3	0,022

Продовження таблиці 2.11

4. Вирівнювальна цементно-піщана стяжка $\delta = 15\text{мм}$, $\rho = 1800\text{ кг/м}^3$	0,27	1,1	0,297
5. Профнастил $\delta = 57\text{мм}$, $\rho = 98\text{ кг/м}^3$	0,56	1,1	0,61
6. Балки з І $\rho = 18,6\text{ кг/м}^3$	0,186	1,1	0,21
7. Сталева ферма з куточків II_1 = 36 м, m = 6370кг	0,177	1,1	0,195
Разом постійне	1,283		1,423
Тимчасове навантаження:			
Снігове	1,26	1,4	1,764
Повне навантаження:	2,543		3,187

Таблиця 2.12 — Збір навантажень на 1 м^2 на 1 поверх

Навантаження	$q_{\text{нор}}$, кН/м ²	γ_f	$q_{\text{рас}}$, кН/м ²
Постійна			
$\delta = 12\text{мм}$; $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$	0,24	1,3	0,312
мм, $\rho = 1800\text{ кг/м}^3$;	0,27	1,3	0,351
Цементно-піщана стяжка $\delta = 40\text{мм}$, $\rho = 1800\text{ кг/м}^3$;	0,72	1,3	0,936
Звуко-теплоізоляція пінополістирол			
ПСБ-С-25 $\delta = 25\text{мм}$, $\rho = 25\text{ кг/м}^3$;	0,0062	1,3	0,0081
	У розрахунку не бере участі		
Власна вага плити товщиною 200 мм, 2500 кг/м^3	5,0	1,1	5,5
Разом	6,23	-	7,107
Тимчасове			
Корисне	2,0	1,2	2,4
Разом	2,0	-	2,4
Разом	8,67	-	9,507

Таблиця 2.13 — Сума навантажень на 1 м² перекриття технічного поверху

Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне			
Наливна підлога 8 мм	2,2	1,3	2,86
Ґрунт для наливної підлоги	0,45	1,3	0,59
Гідроізоляція 4 мм	0,075	1,3	0,098
Стяжка ЦПР з армуванням 40 мм, 1800 кг/м ³ ;	0,708	1,3	0,92
Екструдований пінополістирол, 40 кг/м ³ ;	0,392	1,3	0,51
Власна вага плити товщиною 200 мм, 2500 кг/м ³ ;	4,91	1,1	5,401
Разом	8,735	-	10,379
Тимчасове			
Корисне	2,0	0,7	2,8
Разом	2,0	-	2,8
Разом	12,735	-	13,179

Навантаження від власної ваги колони наведено в таблиці 2.9

Таблиця 2.14 — Сума навантажень від власної ваги колон

Навантаження	$q_{нор}$, кН/м ²	γ_f	q_p , кН/м ²
Постійне			
Власна вага колони 400 × 700 мм, 2500 кг/м ³ h = 19 м	133	1,1	146,3
Разом	133	-	146,3

Збираємо навантаження з вантажної площі колони. Вантажна площа колони визначається за формулою: $A_{2p} = a_u \cdot b_\sigma = 6 \cdot 6 = 36 \text{ м}^2$

Навантаження з вантажної площі зводимо на фундамент:

$$P = (3,187 + 9,507 + 13,179) \cdot 36 + 149,3 = 1081 \text{ кН.}$$

Розрахункові зусилля отримано за допомогою програми SCAD: $Q = 5,01 \text{ кН}$,
 $N = 1081 \text{ кН}$, $m = 4,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Обираємо фундаменти неглибокого закладення; по контуру будівлі обираємо стрічковий фундамент. Його застосування обумовлено інженерно-геологічними умовами — міцний малостисливий ґрунт.

Як несучого шару обираємо гальковий маловологий ґрунт з піщаним заповнювачем. Глибина закладення підшви фундаменту залежить від конструктивного рішення підземної частини будівлі та висоти стрічкового фундаменту.

Відмітку верху стрічкового фундаменту для купольної частини будівлі приймаємо рівною — 3,150. Будівля з підвалом, пучисті ґрунти та насипи відсутні, отже, приймаємо так само, як і для стовпчастого фундаменту.

Відмітка підшви — 4,500 м. Відмітки обчислюються від поверхні землі.

Визначаємо ширину підшви стрічкового фундаменту. У першому наближенні:

$$b = \frac{1081}{400 - 20 \cdot 1,5} = 2,93 \text{ м},$$

Найближчий розмір (ширина) 3.

Визначаємо R за формулою $b = 3 \text{ м}$. Розрахунковий опір ґрунту для будівель:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} [M_{\gamma} k z b \gamma_{II} + M_g d \gamma_{II} + (M_g - 1) d_b \gamma_{II} + M_c C_{II}]$$

Підставляємо значення, отримуємо:

$$R = \frac{1,4 \cdot 1}{1,1} [2,46 \cdot 1,0 \cdot 3 \cdot 20,2 + 10,85 \cdot 3 \cdot 20,2 + (10,85 - 1) \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 11,73 \cdot 1] = 1422 \text{ кПа},$$

де γ_{c1} і γ_{c2} — коефіцієнти умов роботи;

γ_{c1} для галькових ґрунтів з піщаним заповнювачем 1,4 за [12];

γ_{c2} для одноповерхових громадських будівель 1;

$K = 1,1$ оскільки C та φ - табличні значення;

M_γ, M_g, M_c -коефіцієнти, що залежать від φ ($\varphi = 40$) $M_\gamma = 2,46, M_g = 10,85, M_c = 11,73$, визначаються за [12];

γ_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підшви фундаменту, $\gamma_{II} = 20,2$;

γ_{II}' – розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підшви фундаменту, $\gamma_{II}' = 20,2$;

C_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підшвою фундаменту, кПа, $C_{II} = C = 1$;

d – глибина закладення фундаменту, $d = 1,5$ м.

Визначаємо b у другому наближенні:

Найближчий розмір (ширина) фундаментної плити 1,5 м.

Приводимо навантаження до підшви фундаменту:

$$N_{II'} = 1081 + 1,5 \cdot 20 \cdot 2 = 1141 \text{ кН};$$

Перевіряємо середній тиск:

$$P_{\text{ср}} = 1141/2 = 570,5 < 1422 \text{ кПа},$$

Умова виконується, отже остаточно приймаємо ширину фундаменту 1500 мм.

Перетин колони 400 х 700 мм; розмір підколонника 1200 х 1200 мм; $b = 1,5$ м; визначення розмірів висоти (h) і вильоту (c): $h_1 = 150$ мм, $c_1 = 150$ мм.

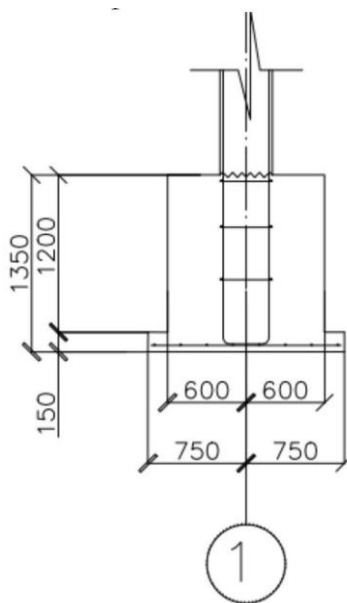


Рисунок 2.12 — Стрічковий фундамент

Розраховуємо армутуру за 1 комбінацією.

$$\text{По стороні } b: W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1,5 \cdot 1^2}{6} = 0,25 \text{ м}^2,$$

C_i - виліт розрахункового перерізу;

A - площа підшви.

$$A = b l = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ м}^2$$

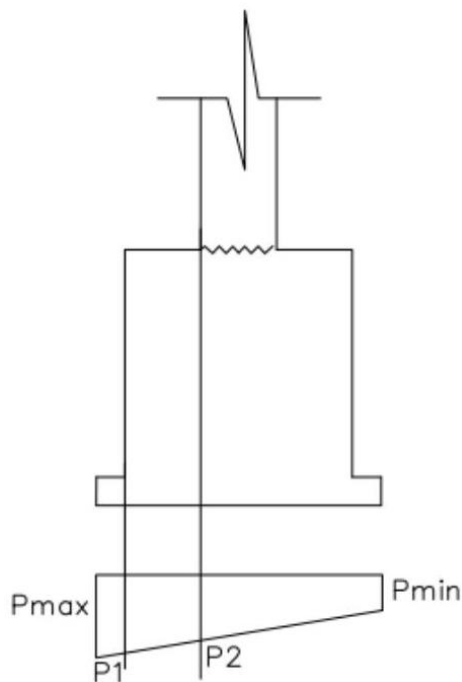


Рисунок 2.13 — Тиск у стовпчастому фундаменті

Розраховуємо тиск у розрахункових перерізах:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1 \cdot 1,5^2}{6} = 0,375 \text{ м}^2$$

C_i - виліт розрахункового перерізу

A — площа основи $b l$

$A = b l = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ м}^2$ Обчислюємо тиск у розрахункових перерізах:

$$P_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1141}{1,5} + \frac{4,5}{0,375} = 773 \text{ кН}$$

$$P_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{1141}{1,5} - \frac{4,5}{0,375} = 749 \text{ кН}$$

$$P_2 = \frac{N}{A} - K'_2 \frac{M}{W} = \frac{1141}{1,5} + 0,3 \frac{4,5}{0,375} = 764 \text{ кН}$$

$$K'_2 = 1 - \frac{2 * C_2}{l} = 1 - \frac{2 * 0,15}{1} = 0,3$$

Моменти в розрахункових перерізах:

$$M_{11} = \frac{C_1^2 * b}{6} (2P_{\max} + P_1) = \frac{0,15^2 * 1,5}{6} (2 * 773 + 764) = 13 \text{ кН м}$$

Вибираємо найбільший момент

$$A_{S1} = \frac{M_1}{0,9 * h_1 * R_S} = \frac{13}{0,9 * 1,35 * 365} = 0,3 \text{ см}^2 h_i - \text{найбільша висота розрахункового}$$

перерізу.

R_S - розрахунковий опір арматури класу А-III (365 МПа). Беремо $сторону l = 1,5$ м, віднімаємо по 25 з кожного боку випуску арматури, а також 50 з кожного боку захисного шару, ділимо на 200 мм, отримуємо:

$$n = \left((1500 - (25 * 2) - (25 * 2)) : 200 = 7 \text{ проміжків} \right)$$

$$n + 1 = 7 + 1 = 8 \text{ стрижнів}$$

$$S_{\text{одн.стерж}} = 0,3 : 8 = 0,04 \text{ см}^2 \varnothing = 2 * \sqrt{\frac{S_{\text{одн.стерж}}}{\pi}} = 0,10 \text{ см} \approx 10 \text{ мм}$$

РОЗДІЛ 3

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

3.1 Загальні положення

Працівники організацій виконують обов'язки з охорони праці, що визначаються з урахуванням спеціальності, кваліфікації та (або) займаної посади в обсязі посадових інструкцій, розроблених з урахуванням рекомендацій або інструкцій з охорони праці

Представники роботодавців та працівників організацій відповідно до законодавства вживають заходів щодо поліпшення умов та охорони праці, які повинні визначатися під час укладення колективних договорів та угод з охорони праці відповідно до законодавства та рекомендацій.

Під час будівництва рибопереробного заводу учасники несуть встановлену законодавством відповідальність за порушення вимог нормативних документів

3.2 Вимоги безпеки до облаштування та утримання будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць

Облаштування виробничих територій, їх технічна експлуатація повинні відповідати вимогам будівельних норм і правил, національних стандартів, санітарних, протипожежних, екологічних та інших чинних нормативних документів.

Виробничі території та ділянки робіт у населених пунктах повинні бути огорожені, щоб уникнути доступу сторонніх осіб.

Висота огорожі виробничих територій повинна бути не менше, а ділянок робіт — не менше 1,2 огорожі, що примикають до місць масового проходу людей, повинні мати висоту не менше 2 м і бути обладнані суцільним захисним козирком.

При виконанні робіт у закритих приміщеннях, на висоті, під землею повинні бути передбачені заходи, що дозволяють здійснювати евакуацію людей у разі ви-

никнення пожежі або аварії. Біля в'їзду на територію будівельного майданчика встановлено схему внутрішньобудівельних доріг і проїздів із зазначенням місць розвороту транспортних засобів, об'єктів пожежного водопостачання тощо

Допуск на територію будівництва сторонніх осіб, а також працівників у нетверезому стані або тих, хто не зайнятий роботами на даній території, забороняється. На входах, в'їздах встановлені контрольно-пропускні пункти. Внутрішні автомобільні дороги будівельної території відповідають будівельним нормам і правилам та обладнані відповідними дорожніми знаками, що регламентують порядок руху транспортних засобів і будівельних машин відповідно до Правил дорожнього руху.

На виробничих територіях, ділянках робіт і робочих місцях працівники повинні бути забезпечені питною водою, якість якої має відповідати санітарним вимогам. Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби освітлені відповідно до вимог державних стандартів. Виконання робіт у неосвітлених місцях не допускається.

Зона монтажу позначена знаками безпеки та попереджувальними написами.

Вимикачі, рубильники та інші комутаційні електричні апарати, що застосовуються на відкритому повітрі, влаштовані в захищеному виконанні. Усі електропускові пристрої розміщені так, щоб виключалася можливість пуску машин, механізмів та обладнання сторонніми особами. Розподільні щити та рубильники мають замикаючі пристрої.

Струмопровідні частини електроустановок, а також розводка тимчасових електромереж напругою до 1000 В ізольовані, огорожені або розміщені в місцях, недоступних для випадкового дотику до них. Будівельний майданчик забезпечений аптечками з медикаментами та засобами для надання першої медичної допомоги [24].

Робочі місця та проходи до них, розташовані на перекриттях, покриттях на висоті понад та на відстані менше 3 м від межі перепаду висот, повинні бути огорожені захисними огорожами, а за їх відсутності — захищені уловлювальними

сітками. При відстані понад 3 м від межі перепаду висот допускається встановлення сигнальних огорож, що відповідають вимогам національних стандартів.

При виконанні робіт на висоті, внизу, під місцем робіт, необхідно виділити небезпечні зони. При поєднанні робіт по одній вертикалі нижчерозташовані місця повинні бути обладнані відповідними захисними пристроями (настилами, сітками, козирками), встановленими на відстані не більше 6 м по вертикалі від нижчерозташованого робочого місця.

3.3 Вимоги безпеки при складуванні матеріалів і конструкцій

Складування матеріалів, прокладка транспортних шляхів, установка опор повітряних ліній електропередачі та зв'язку повинні здійснюватися за межами призми обвалення ґрунту незакріплених виїмок (котлованів, траншей), а їх розміщення в межах призми обвалення ґрунту біля виїмок із кріпленням допускається за умови попередньої перевірки стійкості закріпленого укосу за паспортом кріплення або розрахунком з урахуванням динамічного навантаження.

Матеріали (конструкції) слід розміщувати відповідно до вимог цих норм і правил та міжгалузевих правил з охорони праці на вирівняних майданчиках, вживаючи заходів проти самовільного зміщення, просідання, осипання та розкошування матеріалів, що складаються.

Складські майданчики повинні бути захищені від поверхневих вод. Забороняється здійснювати складування матеріалів, виробів на насипних неуцільнених ґрунтах.

Матеріали, вироби, конструкції та обладнання при складуванні на будівельному майданчику та робочих місцях повинні укладатися наступним чином [24]: стінові панелі — у касети або піраміди (панелі перегородок — у касети вертикально); ригелі та колони — у штабель висотою до 2 м на підкладках і з прокладками; дрібносортовний метал — у стелаж висотою не більше 1,5 м; великогабаритне та важке обладнання та його частини — в один ярус на підкладках; чорні прокатні метали

(листова сталь, швелери, двотаврові балки, сортова сталь) - у штабель висотою до 1,5 м на підкладках і з прокладками.

Складування інших матеріалів, конструкцій та виробів слід здійснювати відповідно до вимог стандартів та технічних умов на них.

Між штабелями (стелажами) на складах повинні бути передбачені проходи шириною не менше 1 м і проїзди, ширина яких залежить від габаритів транспортних засобів і вантажно-розвантажувальних механізмів, що обслуговують склад.

Притуляти (опирати) матеріали та вироби до огорож, дерев та елементів тимчасових і капітальних споруд не допускається [24].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено проєкт водно-відпочинкового комплексу, призначеного для організації спортивного, оздоровчого та сімейного дозвілля. Проєктне рішення об'єднує водно-розважальну частину, приміщення для відвідувачів, адміністративно-службові, технічні та допоміжні зони, а також кафе. Такий склад приміщень забезпечує можливість комплексного функціонування об'єкта та належного обслуговування відвідувачів.

Робота виконана з урахуванням вимог до громадської споруди з масовим перебуванням людей. У межах проєктування обґрунтовано об'ємно-планувальне вирішення будівлі, її конструктивну схему, склад огорожувальних конструкцій, фундаментну частину та заходи, необхідні для безпечного будівництва й подальшої експлуатації комплексу.

Будівлю прийнято окремо розташованою, двоповерховою, зі складною композицією, утвореною двома напівкруглими об'ємами. Така форма формує виразний силует споруди й водночас дає змогу функціонально об'єднати вхідну групу, зони відвідувачів, басейни, приміщення персоналу, технічні приміщення та заклад харчування. Просторове рішення комплексу відповідає характеру водно-відпочинкового об'єкта та забезпечує зручні внутрішні зв'язки між основними приміщеннями.

Архітектурний образ сформовано із застосуванням сучасного фасадного скління, структурних вітражів і кольорової гами, пов'язаної з водною тематикою. Використання відтінків синього, світлопрозорих огорожень і плавних обрисів об'ємів підкреслює призначення комплексу та створює впізнаваний характер будівлі. Природне освітлення основних приміщень передбачено через вітражне скління, що також сприяє формуванню комфортного внутрішнього середовища.

Внутрішнє оздоблення прийнято відповідно до призначення приміщень та умов їх експлуатації. У коридорах, вестибюлях, тамбурах і громадських зонах використано матеріали, придатні для інтенсивного користування та регулярного прибирання. У душових, роздягальнях, санітарних вузлах і приміщеннях для миття

ніг передбачено вологостійкі покриття, гідроізоляцію та керамічне облицювання. Для сходових кліток прийнято протиковзкі покриття, що підвищує безпеку руху відвідувачів.

Окремо враховано вимоги щодо акустичного комфорту. Шумні технічні приміщення віддалено від зон постійного перебування людей, а міжповерхові підлоги запроектовано із застосуванням звукоізоляційних шарів. Вентиляційне обладнання та інженерні системи розміщено в технічних приміщеннях, що зменшує їхній вплив на відвідувачів і персонал.

Конструктивну основу комплексу становить каркасно-монолітна система. Вертикальні несучі елементи виконано у вигляді монолітних залізобетонних колон, а міжповерхові перекриття та покриття передбачено монолітними залізобетонними. Просторову роботу будівлі забезпечує сумісна дія колон, монолітних балок і плит перекриттів. Над зоною басейнів застосовано сталеві ферми, що дозволяє перекрити необхідний внутрішній простір без надмірного загромодження його проміжними опорами.

Покрівля комплексу прийнята безгорищною, комбінованою, з експлуатованою інверсійною системою. У її складі передбачено профільований настил, пароізоляцію, утеплювач, вирівнювальні шари та ПВХ-мембрану. Організоване внутрішнє водовідведення забезпечує відведення атмосферних опадів і захист конструкцій покриття від зволоження.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано розрахунок монолітної плити перекриття товщиною 200 мм. Для плити визначено навантаження, розрахункові зусилля, необхідне армування у прольотних та опорних зонах, а також перевірено роботу конструкції за граничними станами. Результати розрахунку підтвердили достатність прийнятої товщини плити, її міцність і жорсткість.

Для захисту залізобетонних конструкцій передбачено нормативний захисний шар арматури, застосування бетону з необхідними показниками водонепроникності й морозостійкості, а також захист конструкцій покрівельною системою та зовнішнім оздобленням. Ці рішення є особливо важливими для водно-

відпочинкового комплексу з підвищеним вологісним режимом окремих приміщень.

Підземна частина будівлі вирішена із застосуванням монолітних стрічкових фундаментів по контуру споруди та окремих фундаментних конструкцій під внутрішні колони. Для вибору параметрів фундаментів проаналізовано інженерно-геологічні умови майданчика, розрахункові навантаження від надземної частини та деформаційні властивості ґрунтів. Як природну основу прийнято гальковий ґрунт із піщаним заповнювачем, що забезпечує необхідні умови для передавання навантажень від каркаса будівлі.

У розділі безпеки життєдіяльності розглянуто вимоги до облаштування та утримання будівельного майданчика, організації робочих місць, складування матеріалів і конструкцій. Передбачені положення спрямовані на зниження ризику травматизму, безпечне виконання будівельно-монтажних процесів та підтримання належного порядку на майданчику.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Биків, Н. З. (2020). Застосування сплавів з пам’яттю форми для підвищення стійкості конструкцій при динамічних навантаженнях. Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 26-26.
9. Hud, M., Koval, I., & Frankiv, M. (2024). Переваги та недоліки легких сталевих тонкостінних конструкцій. *SWorldJournal*, (25-02), 15-22.
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Hud, M., Chornomaz, N., Ihnatieva, V., & Koval, I. (2022). Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool. *Вісник Тернопільського національного технічного університету*, 106(2), 133-137.
12. Конончук, О. П., Лещук, М. Р., Винницький, М. В., Лещишена, О. В., Бариш, С. В., & Антоняк, Я. В. (3.5). Вивчення напружено-деформованого стану

залізобетонних елементів таврового профілю. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 20-20.

13. Кіцак, І., & Коваль, І. В. (2022). Визначальні фактори енергоефективності будівлі. *Матеріали V Міжнародної студентської науково-технічної конференції "Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання"*, 146-146.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

24. ДБН В.2.6-31:2016. Покриття підлог. — Київ: Мінрегіонбуд

України, 2016.

25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд / Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.

26. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.

27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.

28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. — 64 с.

29. Ясній, В. П., & Микитишин, Т. (3.7). Вплив форми та розміру зразків на міцність бетону за стиску. Вісник Тернопільського національного технічного університету, 111(3.8), 97-105.

30. Щепановський, В., Лебедева-Скочеляс, Н., Янковий, С., & Ясній, В. П. (3.9). Моделювання поведінки залізобетонної балки підсиленої сплавом із пам'яттю форми. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 47-48.

31. Політов, Л. Л., & Коваль, І. В. (2020). Принципи проектування сейсмостійких будівель. *Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 1, 115-115.

32. Древницький, В. І., & Коваль, І. В. (2020). Теплоізоляція стіни різними ізоляційними шарами. *Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 1, 62-62.

33. Гаврилишин, Р. І., & Коваль, І. В. (2023). Вогнестійкість EPS сендвіч-панелей. *Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 27-27.

34. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. — 38 с.

35. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. — 50 с.