

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

бакалавр

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: “Проект п’ятиповерхового житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення”

Виконав(ла): студент(ка) 4 курсу, групи МБ-42
спеціальності 192

Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Вишнівецький Д. В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Ковальчук Я. О.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

Рецензент Кошалко С. А.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

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

«__» _____ 2026 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 Вишнівецькому Денису Володимировичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи _____

Керівник роботи Ковальчук Ярослав Олексійович, канд. техн. наук, доцент
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «24» січня 2026 року

2. Термін подання студентом завершеної роботи червень 2026 року

3. Вихідні дані до роботи Технічні умови для забудови

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Архітектурно-будівельний розділ

2. Конструктивно-розрахунковий розділ. Основи і фундаменти

3. Технологія і організація будівельного виробництва

4. Безпека життєдіяльності та основи охорони праці

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

1. План на позн. -3,100

2. План на позн. 0,000

3. План типового поверху

4. План даху на позн. +15,460

5. Розріз 1 – 1, 2 – 2

6. Фасад «1 – 11»

7. Фасад «11 – 1»

8. Фасад А – Е, Е – А

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Безпека життєдіяльності та основи охорони праці	Окіпний І. Б.		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Вступ	15.03.2026	
2	Архітектурно-будівельний розділ	28.03.2026	
3	Конструктивно-розрахунковий розділ. Основи і фундаменти	30.04.2026	
4	Технологія і організація будівельного виробництва	30.05.2026	
5	Безпека життєдіяльності та основи охорони праці	01.06.2026	
6	Загальні висновки	03.06.2026	
7	Оформлення пояснювальної записки	05.06.2026	
8	Оформлення графічної частини	06.06.2026	

Студент

(підпис)

Вишнівецький Д. В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Ковальчук Я. О.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ.....	7
1.1 Вихідні дані для проєктування.....	7
1.2 Генеральний план	9
1.3 Архітектурно-планувальні рішення	12
1.4 Конструктивні рішення та матеріали	15
1.5 Енергоефективність та теплотехнічний розрахунок	18
1.6 Інженерне обладнання та доступність для МГН	21
РОЗДІЛ 2 КОНСТРУКТИВНО-РОЗРАХУНКОВИЙ РОЗДІЛ. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	23
2.1 Аналіз інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов майданчика будівництва.....	23
2.2 Збирання навантажень на фундаменти будівлі.....	27
2.3 Обґрунтування вибору типу фундаменту та глибини його закладання	33
2.4 Розрахунок основ фундаментів за деформаціями	38
2.5 Конструювання та розрахунок тіла фундаменту	43
РОЗДІЛ 3 ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА..	53
3.1 Обґрунтування та вибір методів виконання будівельно-монтажних робіт...	53
3.2 Визначення обсягів робіт, трудомісткості та потреби в механізмах	56
3.3 Розробка об'єктного будівельного генерального плану	69
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	74
4.1 Охорона праці в будівництві	74
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	80
БІБЛІОГРАФІЯ	83

ВСТУП

Сучасне місто — це не просто набір асфальтованих вулиць та холодного бетону, це неймовірно складний, живий і пульсуючий організм, де кожен квадратний метр простору має працювати на користь людей. Спостерігається стрімка еволюція урбаністичних концепцій, і класичні сірі спальні райони поступово, але невідворотно відходять у минуле. На їхнє місце приходить ідея багатофункціонального, дружнього до людини середовища. Спроековано та розроблено нові інженерні підходи, де житловий простір плавно та органічно перетікає в комерційну та соціальну інфраструктуру. Саме тому зведення багатоквартирних будинків із вбудованими приміщеннями громадського призначення стає не просто модним трендом, а абсолютною життєвою необхідністю. Усвідомлено, що сучасна людина прагне отримувати базові послуги — від ранкової кави до візиту в аптеку чи продуктовий магазин — не виходячи за межі власного двору, і цей рівень комфорту має бути закладено в проект ще на стадії перших ліній на кресленні.

Актуальність теми зумовлена гострою, невідкладною потребою оновлення житлового фонду міста Тернопіль з урахуванням найновіших будівельних вимог до повсякденного комфорту, абсолютної інклюзивності та безкомпромісної енергоефективності. П'ятиповерхова забудова визнана найкращим, найбільш гармонійним компромісом між економічною доцільністю для девелопера та створенням співмасштабного людині простору. Вона не тисне своєю надмірною висотністю на психіку, зберігає теплий затишок класичного міського двору, але при цьому технічно забезпечує надзвичайно високу щільність корисних площ. Проаналізовано сучасні жорсткі запити ринку нерухомості, і надзвичайно чітко показано, що інтеграція комерційних площ на перших поверхах філігранно вирішує одразу кілька критичних урбаністичних проблем: миттєво створюються нові робочі місця, пожвавлюється та розквітає вуличне життя, суттєво підвищується загальний рівень безпеки завдяки постійному потоку перехожих. В результаті це дозволено

перетворити звичайний житловий будинок на справжнє серце та головний центр тяжіння всього мікрорайону.

Метою є розробка комплексного, енергоефективного та архітектурно виразного проекту п'ятиповерхового житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення в місті Тернопіль, який беззаперечно та в повному обсязі відповідає сучасним будівельним нормам, стандартам інклюзивності та високим соціальним запитам суспільства.

Для впевненого досягнення поставленої мети чітко визначено та сформульовано наступні ключові завдання:

По-перше, проаналізувати містобудівний контекст, розробити детальний генеральний план та сформувати передові об'ємно-планувальні й архітектурно-естетичні рішення, максимально гармонійно та природно інтегрувавши об'єкт у навколишнє середовище Тернополя.

По-друге, виконати глибокий, математично точний розрахунково-конструктивний аналіз несучих елементів, фундаментної основи та міжповерхових перекриттів, підібравши оптимальні перерізи та сучасні будівельні матеріали для забезпечення абсолютної просторової жорсткості та тривалої експлуатаційної довговічності.

По-третє, спроектувати раціональну організаційно-технологічну модель зведення будинку, скрупульозно пропрацювавши календарний графік виконання будівельно-монтажних робіт, будівельний генеральний план та безпечну, безперебійну логістику постачання матеріалів на будівельний майданчик.

Об'єктом виступає безпосередньо сам багатогранний процес проектування багатоквартирної житлової забудови середньої поверховості у досить стиснених та вимогливих міських умовах.

Предметом визначено цілісний комплекс архітектурних, просторових, конструктивних та організаційно-технологічних рішень, які застосовуються для надійного зведення п'ятиповерхового житлового будинку з комерційними площами на рівні першого поверху.

Під час виконання роботи успішно застосовано надзвичайно широкий спектр передових інженерних інструментів та аналітичних підходів. Використано методи глибокого системного та просторового аналізу поточної містобудівної ситуації, точне математичне моделювання всіх видів навантажень на будівельні конструкції, а також детальне нормативне та техніко-економічне порівняння різних варіантів виконання робіт. Особливу, прискіпливу увагу приділено суто практичним інженерним підходам: зокрема, безпомилково розраховано технічні послідовності та філігранно визначено потребу в матеріалах для складних фасадних систем і сучасного внутрішнього оздоблення. Окрім того, об'ємне графічне моделювання активно застосовано для наочної, яскравої візуалізації найсміливіших архітектурних задумів.

Новизна полягає в нестандартній, але інженерно вивірній інтеграції сучасних теплоізоляційних та енергоефективних матеріалів у класичну стінову конструктивну схему з глибокою, детальною адаптацією об'ємно-планувальних рішень під специфічні кліматичні та складні інженерно-геологічні умови конкретної обраної ділянки в Тернополі. Запропоновано інноваційні та максимально оптимізовані вузли примикання огорожувальних конструкцій, що практично повністю зводять нанівець проблему містків холоду. В результаті це дозволено радикально зменшити майбутні експлуатаційні витрати на опалення без будь-якої втрати дорогоцінної корисної площі самої будівлі.

Практична актуальність безапеляційно підтверджується тим, що створена проектна документація не залишається просто сухим текстом на папері, а є повноцінним, живим і готовим до негайного впровадження пакетом робочих креслень і суворих математичних розрахунків. Сформовані будівельні специфікації та ретельно прораховані технологічні карти можуть бути безпосередньо та без зволікань використані генеральними підрядниками для організації реального процесу зведення об'єкта. Весь величезний масив опрацьованих даних орієнтовано виключно на практичний будівельний результат, що робить цей проект абсолютно життєздатним, максимально безпечним і фінансово виправданим для інвестицій.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Вихідні дані для проєктування

1.1.1 Характеристика майданчика будівництва та транспортна інфраструктура Тернополя

Вибір локації для зведення п'ятиповерхового житлового будинку обумовлений сучасними тенденціями розвитку міського середовища Тернополя. Будівництво розгортається за адресою: вулиця Наливайка, 1-а. Цей район характеризується сформованою навколишньою забудовою, де гармонійно поєднуються житлові масиви та об'єкти соціально-побутового призначення. Проектована ділянка має вигідне географічне розташування, оскільки інтегрується у розвинену міську мережу, забезпечуючи баланс між затишком житлової зони та доступністю до активного життя обласного центру.

Транспортна інфраструктура навколо майданчика забезпечує надійні зв'язки з ключовими вузлами Тернополя. Безпосередній виїзд на вулицю Наливайка відкриває швидкий доступ до магістральних автошляхів міста. Завдяки цьому майбутні мешканці та відвідувачі вбудованих приміщень громадського призначення зможуть без перешкод дістатися центральної частини, залізничного вокзалу чи автостанцій. Поблизу ділянки розташовані зупинки громадського транспорту, через які курсують комунальні автобусні та тролейбусні маршрути. Це мінімізує витрати часу на пересування та створює комфортні умови як для власників автомобілів, так і для пішоходів.

Топографічні умови майданчика є сприятливими для проведення будівельних робіт. Рельєф ділянки порівняно спокійний, без критичних перепадів висот, що дозволяє раціонально виконати посадку будівлі без значних обсягів земляних робіт. Конфігурація наділу та його розміщення відносно червоних ліній вулиці Наливайка дають змогу чітко організувати під'їзди, розділити транспортні та пішохідні потоки, а також забезпечити нормативні радіуси розвороту для пожежної та іншої спеціальної техніки.

1.1.2 Кліматичні, геологічні та гідрологічні умови ділянки

Проектування п'ятиповерхового житлового будинку базується на детальному аналізі природних умов Тернополя, які безпосередньо впливають на вибір конструктивних елементів та товщину теплоізоляції. Місто належить до I (першого) кліматичного району України. Розрахункові кліматичні показники характеризуються значними сніговими та вітровими навантаженнями, що властиво для четвертого снігового та четвертого вітрового районів. Граничне снігове навантаження на горизонтальну поверхню становить 1,40 кПа, а нормативний швидкісний напір вітру досягає 0,5 кПа. Температурний режим регіону вимагає надійного захисту огорожувальних конструкцій, враховуючи, що нормативна глибина сезонного промерзання суглинистих ґрунтів становить 0,8 м. Сейсмічність майданчика будівництва оцінюється у 6 балів, що дозволяє зводити об'єкт за стандартними конструктивними схемами без влаштування складних антисейсмічних заходів.

Геологічна будова ділянки зафіксована за результатами буріння чотирьох свердловин із відмітками усть у межах від 327,82 м до 328,50 м. Стратиграфічний розріз представлений чотирьома основними інженерно-геологічними елементами. З поверхні залягає рослинний шар товщиною від 0,5 м до 0,7 м. Під ним розташований шар дрібнозернистого піску, потужність якого коливається від 4,5 м до 6,1 м. Нижче залягає пластична глина, верхня межа якої зафіксована на глибинах 5,8 – 6,5 м. Цей глинистий шар має товщину близько 5,3 – 5,9 м. Основою розрізу виступає важкий суглинок, що виявлений на глибині понад 16,4 м від поверхні.

Гідрологічна ситуація є сприятливою для будівництва. Потужний шар дрібнозернистого піску та підстелююча товща пластичної глини створюють стабільні умови. Відсутність постійного водоносного горизонту у межах закладання фундаментів спрощує виконання робіт нульового циклу та мінімізує ризики підтоплення цокольного поверху.

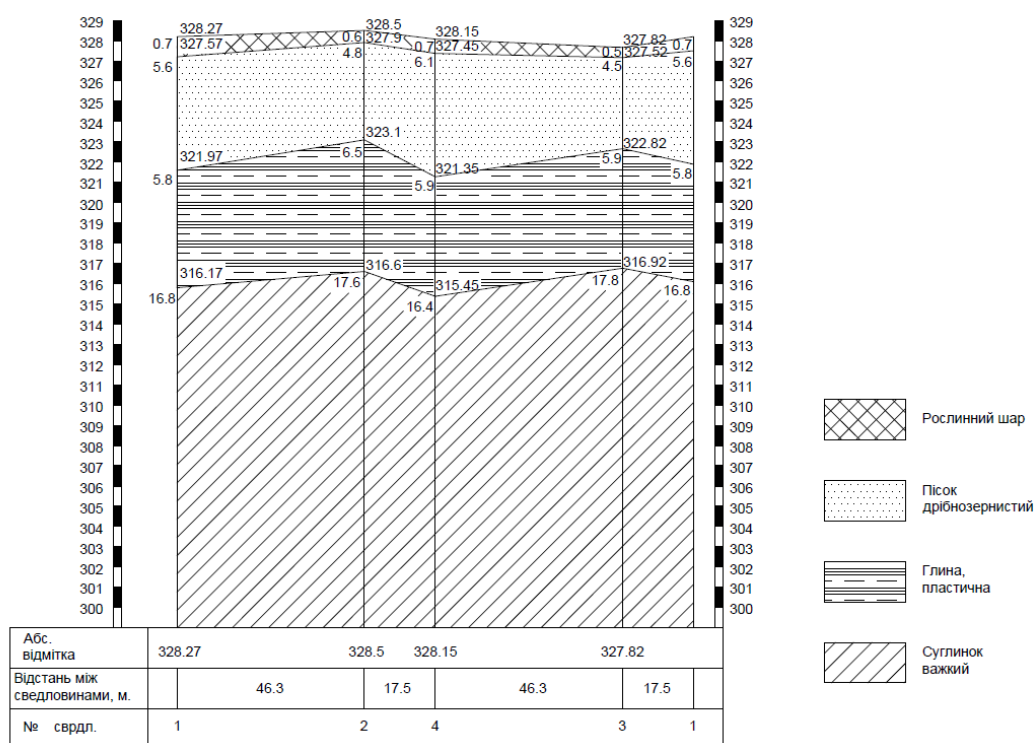


Рисунок 1.1 – Геологічний розріз

1.2 Генеральний план

1.2.1 Обґрунтування розташування та орієнтації будівлі на ділянці

Розміщення п'ятиповерхового житлового будинку на відведеній земельній ділянці по вулиці Наливайка, 1-а виконано з урахуванням містобудівельних, санітарно-гігієнічних та протипожежних вимог. Прямокутна у плані будівля з розмірами в осях $43,3 \times 14,5$ м посаджена з відступом від червоних ліній, що дозволяє сформувати повноцінну буферну зону між житловими приміщеннями та проїжджою частиною. Головний фасад із входами до житлової частини та вбудованих приміщень громадського призначення орієнтований у бік вулиці, що забезпечує зручність комунікації та відкритість комерційної зони для відвідувачів.

Посадка об'єкта інтегрована в існуючий рельєф майданчика, мінімізуючи обсяги земляних робіт при влаштуванні цокольного поверху. Посадка будівлі забезпечує оптимальну тривалість інсоляції житлових кімнат, ігрових та відпочинкових зон згідно з нормативними вимогами. Розташування поздовжньої осі будинку гарантує належне природне освітлення більшості квартир протягом

дня. Протипожежні розриви до сусідніх об'єктів витримані у повній відповідності до ступеня вогнестійкості проєктованої та оточуючої забудови. Орієнтація будівлі також враховує розу вітрів Тернополя, що дозволяє захистити внутрішній двір від панівних холодних повітряних потоків у зимовий період, створюючи комфортний мікроклімат на прибудинковій території.

Логістика внутрішнього двору побудована на чіткому розділенні функціональних зон. Схематичне рішення генплану передбачає відокремлені під'їзди для обслуговування комерційних приміщень цокольного поверху та окремі пішохідні доріжки для мешканців будинку. Навколо споруди запроектовано круговий проїзд з асфальтовим покриттям для забезпечення безперешкодного доступу пожежних автомобілів та спецтехніки до будь-якого закладеного сектора будівлі.

1.2.2 Розрахунок площ майданчиків, паркувальних місць та елементів благоустрою

Благоустрій прибудинкової території розроблено як єдиний архітектурно-ландшафтний ансамбль, що забезпечує комфортне та безпечне проживання мешканців. Основним композиційним елементом двору є великий спортивний майданчик прямокутної форми з розмірами в плані $25,6 \times 13,0$ м. Його покриття виконано із сучасного наливного гумового матеріалу, що мінімізує травматизм під час активних занять спортом. Майданчик зміщено до західної межі ділянки та віддалено від житлових вікон на нормативну відстань. Для спокійного відпочинку дорослого населення та настільних ігор у протилежних кутах ділянки передбачено дві зони з альтанками розміром $19,0 \times 3,0$ м та $15,0 \times 10,0$ м.

Транспортні проїзди навколо п'ятиповерхівки мають ширину 5,0 м та 7,5 м, що гарантує вільний розворот сміттєвозів і пожежних машин. Покриття проїздів та місць тимчасового зберігання автомобілів прийнято асфальтобетонним. Розрахунок паркувальних місць виконано з урахуванням потреб мешканців 40 квартир та відвідувачів вбудованих нежитлових приміщень громадського

призначення. Для пішохідного руху вздовж фасадів та між відпочинковими зонами запроектовано тротуари завширшки від 1,5 м до 2,0 м із покриттям із фігурних елементів мощення (ФЕМ).

Вільна від забудови та покриття територія максимально озеленюється. Загальний баланс території передбачає влаштування газонів із посівом багаторічних трав, висаджування декоративних кущів та низькорослих дерев, які захищають майданчики від пилу та створюють сприятливий мікроклімат. Відведення поверхневих дощових і талих вод здійснюється за рахунок ухилів покриття у бік проєктованих дощоприймальних решіток, що інтегровані в загальну зливову мережу міста.

1.2.3 Техніко-економічні показники генерального плану

Ефективність використання відведеної земельної ділянки та раціональність планувальної організації прибудинкової території визначаються через систему техніко-економічних показників генерального плану. Проєктування виконано з дотриманням нормативних коефіцієнтів забудови та озеленення, що дозволяє створити збалансоване житлове середовище без перевантаження міської інфраструктури.

Основним показником є загальна площа земельної ділянки в межах проєктування, яка за архітектурно-планувальними розрахунками становить 8140,0 м². Безпосередньо під зведення п'ятиповерхового житлового будинку відведено пляму забудови площею 675,65 м². Це свідчить про високу компактність посадки споруди, яка має прямокутну конфігурацію з габаритами в осях 43,3 × 14,5 м. Коефіцієнт забудови ділянки складає близько 0.08, що залишає значний простір для організації громадських зон.

Площа твердого покриття, яка включає асфальтобетонні проїзди, місця тимчасового зберігання автомобілів, тротуари з фігурних елементів мощення та наливне гумове покриття спортивного майданчика, становить 3524,35 м². Сюди ж входить площа експлуатованої покрівлі-тераси, де влаштовано додаткове тверде

Нижній рівень будівлі (цокольний поверх) відданий під розвинену громадську інфраструктуру та інженерне забезпечення. Тут запроектовані великі ізольовані нежитлові приміщення площею 159,43 м² та 161,19 м², які можуть використовуватися під офіси, торгові заклади або аптеки. До складу громадської зони входять окремі вестибюлі, тамбури, побутові кімнати, допоміжні приміщення та вбиральні. Окремо виділено блок інженерно-технічного призначення, який включає електрощитову площею 14,58 м² та насосну площею 3,44 м². Для автономності комерційної зони передбачено два окремі входи з вулиці, повністю незалежні від під'їзду житлової частини.

Житлова зона охоплює поверхи з першого по п'ятий на позначках від 0.000 і вище. Доступ мешканців до квартир здійснюється через центральний вхід, який веде до загального вестибюля, сходової клітки та ліфтового холу. У межах житлових поверхів реалізовано горизонтальне функціональне зонування: кожна квартира має внутрішній розподіл на передпокій (коридор), господарську зону (кухня, санвузол) та приватну зону відпочинку (ізольовані житлові кімнати, лоджії та балкони). Зв'язок із верхнім рівнем — експлуатованою покрівлею-терасою — здійснюється через загальні сходи, що розширює рекреаційний простір будинку.

1.3.2 Опис об'ємно-планувального вирішення поверхів та квартирографії

Будівля має чітку симетрію та вертикальні комунікаційні зв'язки, організовані за допомогою однієї сходової клітки площею 18,75 м² та пасажирського ліфта вантажопідйомністю 630 кг без машинного відділення. Висота житлових поверхів від підлоги до підлоги становить 3.00 м, що забезпечує нормативний об'єм повітря та комфортні пропорції приміщень.

Квартирографія будинку розрахована на 40 квартир і демонструє збалансоване співвідношення різних типів житла. На кожному з п'яти житлових поверхів запроектовано по 8 квартир:

- Однокімнатні (20 квартир): представлена чотирма оселями на поверсі. Мають загальну площу від 41,16 д 42,74 м². Планування включає передпокій, ізолювану кімнату, кухню, суміщений санвузол та засклену лоджію або балкон.
- Двокімнатні (10 квартир): дві квартири на поверсі площею 63,33 м². Розподілені на дві житлові кімнати, кухню, роздільні або суміщені санітарні вузли та літні приміщення.
- Трикімнатні (10 квартир): дві великі квартири на поверсі загальною площею 85,32 м². Простір розплановано під три ізолювані кімнати, простору кухню-їдальню, передпокій, ванну кімната, окрему вбиральню та лоджії.

Усі житлові кімнати мають самостійні виходи в коридори. Особливістю об'ємного вирішення є експлуатована покрівля, вихід на яку влаштовано через надбудову над сходовою кліткою, захищену світлопрозорим розсувним навісом.

1.3.3 Техніко-економічні показники будівлі

Раціональність об'ємно-планувальних рішень, ефективність використання внутрішнього простору споруди та її економічна доцільність оцінюються на основі системи техніко-економічних показників будівлі. Наведені розрахунки демонструють оптимальне співвідношення між житловою площею та допоміжними зонами, що безпосередньо впливає на комфорт проживання й вартість будівництва.

До основних архітектурно-будівельних та планувальних показників проєктованого п'ятиповерхового будинку належать:

- Площа забудови: 675,65 м² (визначається за зовнішнім контуром цокольного поверху).
- Загальна площа житлового будинку: 3124,50 м².
- Загальна площа квартир: 2389,80 м².
- Житлова площа квартир: 1145,40 м².

- Площа вбудованих нежитлових приміщень громадського призначення: 464,30 м² (включаючи комерційні зали, побутові та технічні зони цокольного поверху).
- Площа експлуатованої покрівлі-тераси: 520,15 м².
- Будівельний об'єм будівлі: 12384,0 м³ (у тому числі підземна частина — 2095,00 м³, надземна частина — 10289,00 м³).

Планувальна ефективність будівлі підтверджується нормативними коефіцієнтами. Коефіцієнт K_1 (співвідношення житлової площі до загальної площі квартир) становить 0,48, що свідчить про високу функціональність та ергономічність внутрішнього простору. Коефіцієнт K_2 (співвідношення будівельного об'єму до загальної площі будинку) дорівнює 3,96, що підтверджує економічну виправданість просторового рішення та відсутність нераціональних об'ємів під час проєктування житлової секції.

1.4 Конструктивні рішення та матеріали

1.4.1 Обґрунтування конструктивної схеми будівлі та забезпечення її жорсткості

Вибір конструктивної системи п'ятиповерхового житлового будинку обумовлений поверховістю, інженерно-геологічними умовами майданчика та необхідністю забезпечення вільного планування вбудованих приміщень громадського призначення. Для реалізації цих завдань прийнято безригельну каркасно-стінову конструктивну схему з монолітного залізобетону. Таке рішення дозволяє оптимально перерозподілити навантаження від надземної частини, забезпечити архітектурну гнучкість комерційних площ цокольного поверху та гарантувати довговічність споруди в цілому.

Просторова жорсткість та стійкість будівлі забезпечуються сумісною роботою вертикальних та горизонтальних елементів каркаса, які утворюють єдину просторову систему. Основними тримальними вертикальними елементами виступають монолітні залізобетонні колони та пілони, а також монолітні

залізобетонні стіни й ядра жорсткості, якими слугують стіни сходової клітки та ліфтової шахти. Горизонтальними дисками жорсткості є монолітні залізобетонні безригельні плити перекриття, які жорстко защемлені у вертикальних тримальних елементах, забезпечуючи рівномірний розподіл вітрових та експлуатаційних навантажень.

1.4.2 Опис основних елементів (фундаменти, стіни, перекриття, покрівля, сходи)

Конструктивна надійність споруди забезпечується раціональним вибором та взаємозв'язком усіх її конструктивних елементів. На етапі проектування нульового циклу детально розглядалися та розраховувалися два варіанти: стрічковий та пальовий фундаменти. Розрахунок пальового варіанта базувався на можливості передачі навантаження на глибші шари важкого суглинку, що залягає на глибині понад 16,4 м. Проте інженерно-геологічний розріз показав наявність потужного, стабільного шару дрібнозернистого піску завтовшки до 6,1 м безпосередньо під рослинним шаром. Зважаючи на відсутність ґрунтових вод та достатню тримальну здатність піщаної товщі, пальовий варіант виявився економічно недоцільним через високу вартість бурових робіт. Вибір зупинили на збірному залізобетонному стрічковому фундаменті, який повністю задовольняє вимоги міцності, суттєво здешевлює будівництво та є технологічно простішим у виконанні.

Вертикальні огорожувальні конструкції (зовнішні стіни) запроектовані завтовшки 380 мм із високоякісної цегли, що забезпечує необхідну тримальну здатність та акустичний комфорт у приміщеннях. Внутрішні перегородки товщиною 120 мм також прийняті цегляними. Горизонтальні диски перекриття та покриття виконані у вигляді монолітних залізобетонних безригельних плит завтовшки 220 мм з важкого бетону класу міцності C20/25, що гарантує просторову жорсткість усього каркаса.

Покрівля будівлі прийнята плоскою, суміщеною та експлуатованою. Конструктивний пиріг покриття включає залізобетонну плиту, шар екструдованого

пінополістиролу для теплоізоляції, керамзитобетон для формування ухилів у 1,5° та надійний двошаровий обклеювальний гідроізоляційний килим із броньованою посипкою верхнього шару.

Вертикальні комунікації та евакуаційні шляхи забезпечуються монолітними залізобетонними сходовими маршами та майданчиками сходової клітки. Вихід зі сходів на терасу покрівлі захищений індивідуальним розсувним трисекційним навісом із полікарбонату «КЛАСИК».

1.4.3 Зовнішнє та внутрішнє опорядження конструкцій

Естетичний вигляд п'ятиповерхового будинку та його довговічність безпосередньо залежать від якості виконання оздоблювальних робіт. Зовнішнє опорядження фасадів виконує не лише декоративну, а й захисну функцію. Основним рішенням для зовнішніх стін із цегли є влаштування системи скріпленої теплоізоляції з використанням ефективного утеплювача завтовшки 200 мм. Поверх шару утеплення наноситься захисно-декоративний шар із високоякісного акрилового тиньку, що створює стійку до атмосферних впливів поверхню. Для оздоблення цокольної частини будівлі, яка зазнає найбільших механічних та вологих навантажень, передбачено міцний кам'яний тиньк. Колірна гама фасадів гармонійно вписується в існуюче архітектурне середовище. Вікна, вітражні системи та балконні двері прийняті металопластиковими з подвійним енергоефективним склопакетом.

Внутрішнє опорядження приміщень розроблене відповідно до їхнього функціонального призначення та санітарно-гігієнічних вимог. У житлових кімнатах, коридорах та кухнях квартир передбачено високоякісний тиньк стін і перегородок із наступним акриловим пофарбуванням по підготовленому гіпсовому ґрунтуванню. Покриття підлоги у житлових кімнатах прийнято з поштучного паркету, що забезпечує екологічність та затишок. Для підлог передпокоїв, кухонь та літніх приміщень використовується зносостійка керамічна плитка.

Особлива увага приділена приміщенням із підвищеною вологістю. У санвузлах та вбиральнях стіни на всю висоту облицьовуються глазурованою керамічною плиткою. Рівень чистої підлоги у цих зонах виконується на 20 мм нижче від рівня підлоги суміжних основних приміщень для запобігання переливу води у разі аварійних ситуацій. Внутрішні двері в усій будівлі запроектовані дерев'яними. Усі матеріали, що застосовуються для внутрішнього та зовнішнього оздоблення, обов'язково мають сертифікати відповідності та позитивні висновки санітарно-гігієнічної експертизи.

1.5 Енергоефективність та теплотехнічний розрахунок

1.5.1 Теплоізоляційні заходи та усунення містків холоду

Проектування огорожувальних конструкцій п'ятиповерхового житлового будинку спрямоване на мінімізацію теплових втрат, забезпечення нормативного мікроклімату в приміщеннях та зниження енергоспоживання протягом опалювального періоду. Для досягнення цих показників розроблено комплексну систему теплоізоляції будинку. Основним заходом є влаштування суцільного зовнішнього теплоізоляційного шару стін із плитної ізоляції товщиною 200 мм. Такий підхід дозволяє винести точку роси за межі тримальної цегляної кладки, запобігаючи перезволоженню конструкцій та появі грибка.

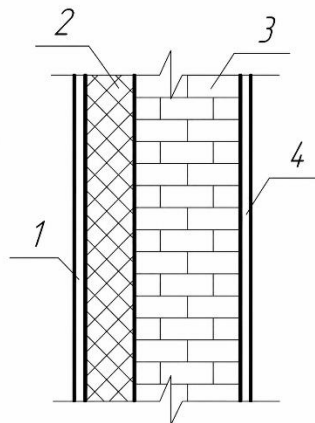


Рисунок 1.3 – Розріз зовнішньої стіни

Особлива увага приділена ліквідації містків холоду, які виникають у місцях примикання різнорідних конструкцій. Проектом передбачено безперервне утеплення торців монолітних плит перекриття, які виходять на зовнішній контур будівлі. Теплоізоляційний шар зовнішніх стін плавно переходить на відкоси віконних та дверних прорізів, що виключає промерзання кутів. Конструкція експлуатованої покрівлі-тераси включає товстий шар екструдованого пінополістиролу, який укладається безпосередньо на залізобетонну плиту покриття, з обов'язковим заведенням ізоляційного матеріалу на внутрішню поверхню парапетів на висоту не менше ніж 300 мм.

Цокольна частина будівлі утеплюється водонепроникними екструдованими плитами на глибину промерзання ґрунту, що забезпечує тепловий захист приміщень нежитлового призначення на позначці -3,100.

1.5.2 Розрахунок товщини утеплювача огорожуючих конструкцій

Теплотехнічний розрахунок виконано за вимогами ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція будівель». Згідно з нормативними документами місто Тернопіль відноситься до I (першої) температурної зони України.

Для першої температурної зони встановлено мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі зовнішніх стін житлових будівель:

$$R_{q \min} = 4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}.$$

Конструкція зовнішньої стіни є багатошаровою та складається з наступних елементів:

- Внутрішній опоряджувальний шар: цементно-піщаний тиньк товщиною $\delta_1 = 0,02 \text{ м}$, коефіцієнт теплопровідності $\lambda_1 = 0,93 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$
- Тримальний шар: кладка з ефективної цегли товщиною $\delta_1 = 0,38$, коефіцієнт теплопровідності $\lambda_2 = 0,70 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$
- Утеплювач: плити теплоізоляційні акрилові/мінераловатні, коефіцієнт теплопровідності $\lambda_3 = 0,04 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$

- Зовнішній захисно-декоративний шар: акриловий тиньк товщиною $\delta_4 = 0,01$ м, коефіцієнт теплопровідності $\lambda_4 = 0,85$ Вт/(м · К)

Опір теплопередачі внутрішньої (α_{int}) та зовнішньої (α_{ext}) поверхонь стіни згідно з нормами становлять:

$$\alpha_{int} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$$

$$\alpha_{ext} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$$

Умовний опір теплопередачі конструкції без урахування утеплювача (R'_0) визначається за формулою:

$$R'_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{ext}}, \quad (1.1)$$

Підстановка числових значень у формулу:

$$R'_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,38}{0,70} + \frac{0,01}{0,85} + \frac{1}{23}$$

$$R'_0 = 0,115 + 0,022 + 0,543 + 0,012 + 0,043 = 0,735 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$$

Необхідний опір теплопередачі шару утеплювача (R_{ut}) з урахуванням коефіцієнта теплотехнічної однорідності конструкції (приймається $\phi = 0,90$ для врахування кріплень та стиків плит) має становити:

$$R_{ut} = \frac{R_{q \min}}{\phi} - R'_0, \quad (1.2)$$

$$R_{ut} = \frac{4,0}{0,90} - 0,735 = 3,71 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$$

Ми можемо визначити мінімальну необхідну товщину шару утеплювача (δ_{ut}):

$$\delta_{ut} = R_{ut} \cdot \lambda_3 = 3,71 \cdot 0,04 = 0,148 \text{ м} \approx 148 \text{ мм}, \quad (1.3)$$

Робочим проєктом прийнято товщину зовнішнього утеплювача стін $\delta_{ut} = 200$ мм (0.2 м), що значно перевищує мінімальний розрахунковий показник.

Проводиться перевірочний розрахунок фактичного приведенного опору теплопередачі (R_{fact}):

$$R_{fact} = \left(R'_0 + \frac{\delta_{ut}}{\lambda_3} \right) \cdot \varphi, \quad (1.4)$$

$$R_{fact} = \left(0,735 + \frac{0,20}{0,04} \right) \cdot 0,90 = (0,735 + 5,0) \cdot 0,90 = 5,735 \cdot 0,90 = 5,16 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Умова нормативного задоволення теплового захисту виконується:

$$R_{fact} = 5,16 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт} > R_{q \min} = 4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}, \quad (1.5)$$

1.6 Інженерне обладнання та доступність для МГН

1.6.1 Забезпечення будівлі санітарно-технічними та електротехнічними системами

Сучасний рівень комфорту п'ятиповерхового будинку забезпечується комплексом інженерних систем, інтегрованих у міську мережу Тернополя. Система господарсько-питного водопостачання підключена до міського водопроводу, а для стабілізації тиску в цокольному поверсі передбачено насосну площу $3,44 \text{ м}^2$. Відведення побутових стоків вирішено через самопливну внутрішню каналізацію з пластикових та чавунних труб, прокладених у вертикальних інженерних шахтах. Збирання та скидання дощових і талих вод із плоского даху здійснюється через систему внутрішніх водостоків із підігрівом вирв у зимовий період.

Електропостачання будівлі розраховане на підвищені навантаження побутової техніки. Головний розподільний щит та прилади обліку розташовані в ізольованій електрощитовій цокольного поверху площею $14,58 \text{ м}^2$. Внутрішня проводка виконується мідним кабелем із негорючою ізоляцією. Опалення житлової частини прийнято індивідуальним газовим із встановленням двоконтурних котлів

у кожній квартирі. Для безпечного відведення продуктів згоряння на дах виведено колективні димохідні системи. Вентиляція приміщень — природна, припливно-втяжна, через канали в стінах кухонь та санвузлів.

1.6.2 Впровадження нормативних вимог щодо доступності для маломобільних груп населення

Створення безбар'єрного середовища є обов'язковою умовою проєктування житлового будинку відповідно до вимог ДБН В.2.2-40:2018 «Інклюзивність будівель і споруд». Планувальні рішення цокольного поверху та житлової частини розроблені з урахуванням потреб осіб із інвалідністю, батьків із дитячими візочками та людей похилого віку. Вхід до житлової частини будинку запроектований зі сторони головного фасаду і розташований на рівні з тротуаром, що виключає потребу у влаштуванні високих порогів та складних пандусів. Для безперешкодного доступу до нежитлових громадських приміщень цокольного поверху, які мають відмітки входів нижче рівня землі, передбачено встановлення спеціальних зовнішніх сходових підйомників для осіб у кріслах колісних.

Внутрішні комунікаційні шляхи також повністю адаптовані під нормативні вимоги інклюзивності. Ширина вхідних тамбурів, вестибюлів та загальних коридорів житлових поверхів забезпечує вільний розворот крісла колісного. Вертикальне переміщення між першим та п'ятим поверхами здійснюється за допомогою пасажирського ліфта вантажопідйомністю 630 кг, габарити кабіни якого повністю відповідають стандартам доступності. На шляхах руху мешканців встановлюється тактильна плитка: попереджувальні та контрастні смуги перед входами, сходами та ліфтовим холлом. Ширина дверних прорізів у квартирах та вбудованих приміщеннях прийнята не менше ніж 0,9 м без влаштування порогів, що гарантує повну безперешкодність та інклюзивність будівлі.

РОЗДІЛ 2

КОНСТРУКТИВНО-РОЗРАХУНКОВИЙ РОЗДІЛ.

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

2.1 Аналіз інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов майданчика будівництва

2.1.1 Характеристика напластування ґрунтів та оцінка фізико-механічних властивостей шарів основи

Проектування основ та фундаментів базується на детальних даних інженерно-геологічних вишукувань, представлених на геологічному розрізі. На основі буріння свердловин № 1, 2, 3 та 4 було зафіксовано чітку та послідовну стратиграфічну структуру напластування ґрунтових шарів у межах майданчика забудови. Абсолютні відмітки устя свердловин коливаються в незначному діапазоні від 327,82 м до 328,50 м, що свідчить про відносно спокійний рельєф денної поверхні з незначним ухилом.

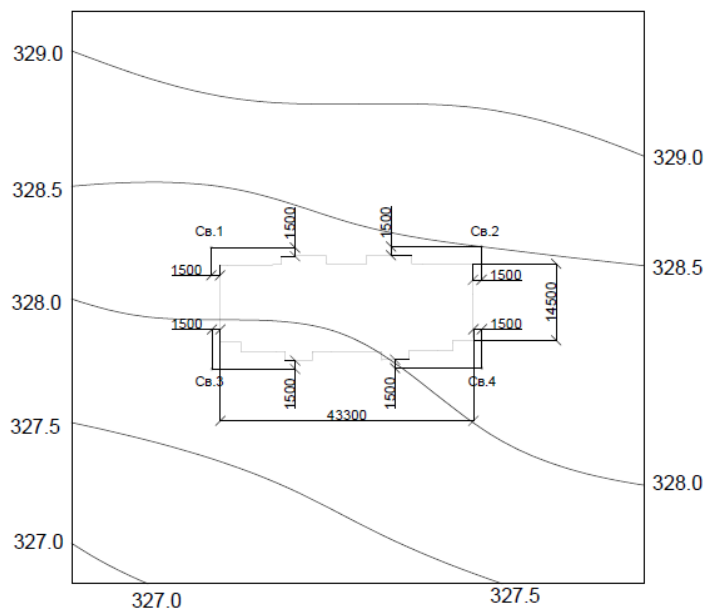


Рисунок 2.1 – Буріння свердловин

В результаті аналізу геологічного профілю було виділено такі інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

- ІГЕ-1: Рослинний шар. Залягає з самої поверхні по всій площі майданчика. Товщина цього шару є практично стабільною і коливається в межах від 0,5 м до 0,7 м. Через високий вміст органічних речовин, значну стисливість та повну неоднорідність, цей шар не може слугувати основою для тримальних конструкцій споруди і підлягає повному зрізанню перед початком земляних робіт.

ІГЕ-2: Пісок дрібнозернистий. Потужний шар, який розташовується безпосередньо під рослинним ґрунтом. Товщина залягання піщаної товщі є суттєвою і варіюється від 4,5 м у районі свердловини № 3 до 6,1 м біля свердловини № 4. Підшва цього шару зафіксована на абсолютних відмітках 321,35 – 323,10 м. За своїми будівельними властивостями пісок характеризується хорошою тримальною здатністю, швидкою стабілізацією осадок у часі та відсутністю властивостей набухання.

- ІГЕ-3: Глина пластична. Залягає нижче піщаного горизонту. Потужність цього глинистого прошарку становить від 4,8 м до 6,5 м. Нижній рівень пластичної глини простежується на абсолютних позначках 315,45 – 316,92 м. Оскільки цей шар підстиляє піщану товщу, його фізико-механічні параметри будуть враховані при розрахунку деформацій основи як підстиляючий шар.

- ІГЕ-4: Суглинок важкий. Нижній зафіксований горизонт, товщина якого за даними вишукувань становить понад 16,4 – 17,8 м. Покрівля суглинку має чітко виражену межу.

З урахуванням глибини закладання підвальної частини будівлі (відмітка підлоги цокольного поверху -3,100, що відповідає абсолютній позначці близько 324,70 м), як безпосередня тримальна основа для майбутнього фундаменту обрано ІГЕ-2 (пісок дрібнозернистий). Його фізико-механічні характеристики повністю задовольняють вимоги міцності та стійкості для п'ятиповерхового каркасного будинку.

2.1.2 Визначення нормативної та розрахункової глибини промерзання ґрунтів у місті Тернопіль

При проектуванні підземних конструкцій важливим кроком є визначення глибини, на яку може промерзати ґрунтова товща в зимовий період, оскільки це безпосередньо впливає на стійкість майбутньої споруди від сил морозяного здимання. Розрахунок виконується згідно з вимогами ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти споруд».

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту d_{fn} обчислюється на основі багаторічних спостережень за кліматичними параметрами району будівництва. Для міста Тернопіль базове нормативне значення для піщаних і суглинистих типів основи становить 0,8 м.

Для переходу від нормативного показника до розрахункового значення використовується формульний підхід, який враховує вплив теплового режиму будівлі на стан прилеглого ґрунту:

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

де $d_{fn} = 0,8$ м — базове значення промерзання для даного регіону;

k_h — коефіцієнт, який враховує тепловий режим будівлі для зовнішніх фундаментів опалювальних приміщень.

В запроектованому об'єкті передбачено повноцінний цокольний поверх на відмітці -3,100, який повністю опалюється в процесі експлуатації через розміщення там громадських та інженерних приміщень, тепловий потік через стіни та підлогу підвалу суттєво зменшує глибину промерзання ґрунту ззовні. Згідно з табличними даними ДБН В.2.1-10:2018, для будівель із підвалами та за умови підтримання розрахункової температури повітря всередині приміщень вище $+15^\circ\text{C}$, коефіцієнт приймається рівним $k_h = 0,6$.

В результаті обчислення розрахункова глибина промерзання становить:

$$d_f = 0,6 \cdot 0,8 = 0,48 \text{ м}$$

Отримане значення показує, що реальна межа промерзання ґрунту навколо споруди значно менша за нормативну. Проте, зважаючи на архітектурне рішення із заглибленням цокольного поверху на рівень -3,100, реальна підшва фундаменту буде розташована значно глибше цієї відмітки. Це повністю нівелює будь-яку загрозу виникнення деформацій, пов'язаних із замерзанням та розширенням вологи в порах піщаного шару.

2.1.3 Оцінка гідрогеологічних умов майданчика та визначення рівня ґрунтових вод

Наявність нижнього водоупору з пластичної глини (ІГЕ-3), покрівля якого розташовується на абсолютних позначках 321,35 – 323,10 м, створює передумови для формування сезонного верховодного горизонту. У періоди інтенсивного танення снігу або зяжних злив атмосферна волога вільно фільтрується крізь верхній дрібнозернистий пісок (ІГЕ-2) і може затримуватися на межі з глинистим пластом. В результаті можливе короточасне підняття рівня локальної верховодки до відміток порядку 323,50 – 324,00 м.

Зіставляючи ці дані з архітектурними рішеннями, очевидним є те, що підшва цокольного поверху розташовується на відмітці -3,100, що відповідає абсолютній позначці близько 324,70 м.

Конструктивна відмітка закладання підшви фундаменту буде знаходитися орієнтовно на рівні абсолютних позначок 323,70 – 324,00 м, безпосередньо у товщі дрібнозернистого піску.

Збіг відміток закладання фундаменту з зоною можливого формування сезонної верховодки вимагає обов'язкового влаштування надійного гідроізоляційного захисту підземної частини будівлі. Згідно з вимогами ДБН В.2.1-10:2018, для захисту конструкцій цокольного поверху від сирості та капілярної вологи передбачено нанесення вертикальної обмазувальної гідроізоляції зовнішніх стін бітумними мастиками та влаштування горизонтального гідроізоляційного шару в рівні підшви фундаменту і підлоги підвалу.

2.2 Збирання навантажень на фундаменти будівлі

2.2.1 Визначення постійних навантажень від тримальних та огорожувальних конструкцій надземної частини

Для подальшого розрахунку геометричних розмірів підшви фундаменту та проведення перевірок за граничними станами виконано зведення постійних навантажень, які діють на споруду протягом усього періоду її експлуатації. Розрахунок проведено відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 «Системи надійності та безпеки в будівництві. Навантаження і впливи». Постійні навантаження формуються під суворим впливом власної ваги тримальних елементів монолітного каркаса, залізобетонних плит перекриття, цегляних стін та елементів фінішного опорядження.

Для полегшення процесу збирання сил усі конструктивні шари розбито на окремі складові з визначенням їх нормативної ваги та коефіцієнта надійності за навантаженням γ_f . Показники питомої ваги залізобетону прийнято на рівні $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$, а для цегляної кладки — $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$.

Нижче наведено структуру підрахунку постійного навантаження від конструкцій типового поверху та експлуатованого даху з розрахунку на 1 м^2 горизонтальної проекції:

Конструкція міжповерхового перекриття житлових поверхів:

- Фінішне покриття (поштучний паркет або керамічна плитка на клею) — $q_n = 0,30 \text{ кПа}$ ($\gamma_f = 1,2$, $q_m = 0,36 \text{ кПа}$);
- Вирівнювальна цементно-піщана стяжка завтовшки 30 мм — $q_n = 0,66 \text{ кПа}$ ($\gamma_f = 1,3$, $q_m = 0,86 \text{ кПа}$);
- Звукоізоляційний шар із мінераловатних плит — $q_n = 0,05 \text{ кПа}$ ($\gamma_f = 1,2$, $q_m = 0,06 \text{ кПа}$);
- Монолітна залізобетонна безригельна плита перекриття товщиною 220 мм — $q_n = 5,50 \text{ кПа}$ ($\gamma_f = 1,1$, $q_m = 6,05 \text{ кПа}$);

- Внутрішній підготовчий шар тиньку стелі — $q_n = 0,36$ кПа ($\gamma_f = 1,3$, $q_m = 0,47$ кПа);

- Разом по перекриттю: нормативне значення становить 6,87 кПа, розрахункове — 7,80 кПа.

Конструкція багатошарової експлуатованої покрівлі:

- Тротуарна плитка ФЕМ на піщано-цементній суміші (зона доріжок) — $q_n = 0,90$ кПа ($\gamma_f = 1,2$, $q_m = 1,08$ кПа);

- Захисна цементно-піщана стяжка з армуванням сіткою — $q_n = 0,88$ кПа ($\gamma_f = 1,3$, $q_m = 1,14$ кПа);

- Гідроізоляційний килим (два шари руберойду) — $q_n = 0,10$ кПа ($\gamma_f = 1,2$, $q_m = 0,12$ кПа);

- Утеплювач (екструдований пінополістирол 200 мм) — $q_n = 0,08$ кПа ($\gamma_f = 1,2$, $q_m = 0,10$ кПа);

- Ухил з легкого керамзитобетону (середня товщина 80 мм) — $q_n = 0,96$ кПа ($\gamma_f = 1,2$, $q_m = 1,15$ кПа);

- Пароізоляційний шар та залізобетонна плита покриття 200 мм — $q_n = 5,52$ кПа ($\gamma_f = 1,1$, $q_m = 6,07$ кПа).

- Разом по покрівлі: нормативне навантаження складає 8,44 кПа, розрахункове — 9,66 кПа.

Окремо підраховано лінійні навантаження від вертикальних огорожувальних елементів. Вага зовнішньої цегляної стіни завтовшки 380 мм з урахуванням висоти поверху 2,78 м, віконних прорізів та системи зовнішнього фасадного утеплення мінеральною ватою товщиною 200 мм становить 19,8 кН/м на один ярус. Власна вага монолітних залізобетонних пілонів та колон перерізом 400 × 400 мм при висоті поверху передає безпосереднє зосереджене зусилля на вузли каркаса в розмірі 11,1 кН з кожного поверху. Зведення цих даних у загальний баланс дозволяє чітко уявити частку постійної сили у формуванні загального тиску на обріз фундаменту.

2.2.2 Розрахунок тимчасових навантажень (корисне навантаження на перекриття та снігове навантаження на експлуатовану покрівлю)

Окрім постійної ваги конструкцій, на фундаменти будівлі суттєво впливають тимчасові навантаження, які поділяються на корисні (від життєдіяльності людей, наявності меблів та обладнання) та атмосферні (снігові). Їх розрахункові значення визначено згідно з вимогами ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».

- Корисне навантаження на міжповерхові перекриття:

Для житлових приміщень п'ятиповерхового будинку нормативне значення рівномірно розподіленого корисного навантаження становить $q_{kn} = 1,50$ кПа. Коефіцієнт надійності за навантаженням для квартир приймається $\gamma_f = 1,3$, що дає розрахункове значення $q_{km} = 1,95$ кПа.

Для вбудованих нежитлових приміщень громадського призначення в цокольному поверсі нормативна корисна сила є вищою і становить $q_{gn} = 2,00$ кПа. При коефіцієнті надійності $\gamma_f = 1,2$ розрахунковий показник дорівнює $q_{gm} = 2,40$ кПа.

- Снігове навантаження на експлуатовану покрівлю:

Місто Тернопіль розташоване у 4-му сніговому районі України відповідно до додатків ДБН В.1.2-2:2006. Характеристичне значення снігового навантаження для цього регіону становить $S_0 = 1,40$ кПа (140 кгс/м^2).

Повний розрахунковий розхід снігового навантаження на плоску експлуатовану покрівлю обчислюється з урахуванням коефіцієнтів переходу:

$$S = S_0 \cdot \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} \cdot \gamma_f, \quad (2.2)$$

де: $\mu = 1,0$ — коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до навантаження на дах для плоских покрівель із ухилом менше 20° ;

$C_e = 1,0$ — коефіцієнт умов експлуатації;

$C_{alt} = 1,0$ — коефіцієнт географічної висоти (для висот менше 500 м над рівнем моря);

$\gamma_f = 1,14$ — коефіцієнт надійності за сніговим навантаженням для заданого періоду експлуатації споруди у 50 років.

В результаті підстановки параметрів отримуємо кінцеве розрахункове снігове навантаження на дах:

$$S = 1,40 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,14 = 1.60 \text{ кПа}$$

Усі отримані тимчасові сили діють диференційовано по поверххах і враховуються при подальшому комбінуванні зусиль, що передаються на тримальні вертикальні колони, внутрішні пілони та стіни сходово-ліфтового вузла споруди.

2.2.3 Формування розрахункових сполучень навантажень на рівні обрізу фундаменту

Останнім етапом збору навантажень є їх об'єднання у розрахункові сполучення для кожної характерної ділянки фундаменту споруди. Це дає змогу визначити максимальні вертикальні зусилля (N_{max}) та згинальні моменти, які діють безпосередньо на обріз фундаменту. Відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи», розрахункові сполучення формуються з огляду на те, що одночасне досягнення кількома тимчасовими навантаженнями своїх максимальних значень є малоімовірним. Для врахування цього фактору вводяться коефіцієнти сполучень навантажень (ψ).

При проектуванні проаналізовано дві основні комбінації:

- Основна комбінація (максимальне вертикальне навантаження): Включає постійні навантаження від власної ваги конструкцій, повне снігове навантаження на покрівлі та 100% корисного навантаження на перекриттях поверхів. На цей тип сполучення виконується перевірка тиску під підошвою фундаменту та розрахунок кінцевих осадок основи.

- Друга комбінація (мінімальне вертикальне навантаження): Враховує виключно постійні сили (власну вагу конструкцій каркаса й стін). Вона

застосовується для перевірки стійкості фундаментів проти виривання та при розрахунку міцності тіла фундаменту в перерізах, де мінімальна притискаюча сила створює найбільш несприятливий напружений стан.

Для обчислення розрахункових зусиль на рівні обрізу фундаменту під тримальними колонами каркаса застосовано класичний аналітичний вираз, який базується на методі вантажних площ:

$$N_{tot} = A_{load} \cdot [n \cdot (q_{m_perm} + q_{m_temp}) + (q_{m_perm_dak} + S)] + (b \cdot h \cdot H_c \cdot \rho \cdot \gamma_f), (2.3)$$

де: N_{tot} — підсумкове вертикальне розрахункове зусилля на позначці обрізу фундаменту, кН;

A_{load} — вантажна площа перекриття, яка геометрично припадає на розраховувану колону, м²;

n — кількість надземних житлових поверхів будівлі ($n = 5$);

q_{m_perm} — розрахункове постійне навантаження від конструкції міжповерхового перекриття, кПа (прийнято за результатами збору навантажень у підрозділу 2.2.1);

q_{m_temp} — розрахункове тимчасове корисне навантаження на житлові перекриття, кПа ;

$q_{m_perm_dak}$ — розрахункове постійне навантаження від конструкції експлуатованої покрівлі, кПа;

S — розрахункове снігове навантаження на поверхню даху, кПа (визначено у підрозділі 2.2.2);

b, h — геометричні розміри поперечного перерізу монолітної колони цокольного поверху, м;

H_c — висота колони цокольного поверху, м;

ρ — об'ємна вага монолітного залізобетону колони, кН/м³;

γ_f — коефіцієнт надійності за навантаженням для власної ваги бетонних конструкцій.

Для демонстрації надійності та прозорості розрахункової схеми, нижче наведено покрокове обчислення зусилля для найбільш завантаженої колони каркаса, яка розташовується на перетині осей «Б» та «6».

1. Визначення геометричних та базових параметрів:

За планом типового поверху вантажна площа для колони осі «Б-6» становить $A_{load} = 28,5 \text{ м}^2$. Розміри перерізу колони цоколя складають $0,4 \times 0,4 \text{ м}$ при висоті $H_c = 3,1 \text{ м}$. Об'ємна вага залізобетону дорівнює $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$, а коефіцієнт надійності — $\gamma_f = 1,1$.

2. Підрахунок вертикальної сили від п'яти житлових поверхів:

Згідно з раніше накопиченими даними, розрахунковий постійний тиск від перекриття становить $7,80 \text{ кПа}$, а тимчасовий корисний — $1,95 \text{ кПа}$. Обчислення зусилля від одного ярусу виконується так:

$$N_{1_{pov}} = 28,5 \cdot (7,80 + 1,95) = 28,5 \cdot 9,75 = 277,875 \text{ кН}$$

Зусилля від усіх п'яти надземних поверхів дорівнює:

$$N_{5_{pov}} = 5 \cdot 277,875 = 1389,375 \text{ кН}$$

3. Підрахунок вертикальної сили від експлуатованого даху:

Розрахункове постійне навантаження від пирога покрівлі становить $9,66 \text{ кПа}$, а атмосферне снігове — $1,60 \text{ кПа}$. Отримання зусилля від рівня покриття виконується наступним чином:

$$N_{dak} = 28,5 \cdot (9,66 + 1,60) = 28,5 \cdot 11,26 = 320,910 \text{ кН}$$

4. Визначення власної ваги колони в межах цокольного поверху:

Навантаження від ваги самої залізобетонної стійки нижче відмітки 0.000 становить:

$$N_{col_c} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,1 \cdot 25 \cdot 1,1 = 13,640 \text{ кН}$$

5. Підсумовування навантажень на рівні обрізу фундаменту:

В результаті складання всіх визначених компонентів отримується фінальне вертикальне зусилля на позначці -3.100 :

$$N_{tot} = 1389,375 + 320,910 + 13,640 = 1723,925 \text{ кН}$$

Отримане значення округлюється до $1723,93 \text{ кН}$. Ця величина фіксується як максимальне поздовжнє зусилля для розрахунку міцності основи під колоною «Б-

б». Аналогічним чином за допомогою розробленого математичного алгоритму було прораховано навантаження для всіх інших опорних вузлів будівлі, що дозволяє впевнено перейти до наступного підрозділу — обґрунтування типу фундаменту та визначення ширини його підшви.

2.3 Обґрунтування вибору типу фундаменту та глибини його закладання

2.3.1 Порівняльний аналіз варіантів фундаментів (збірний стрічковий фундамент та монолітна залізобетонна плита)

Вибір конструктивного рішення підземної частини п'ятиповерхового будинку виконується на основі техніко-економічного зіставлення двох варіантів: монолітної залізобетонної плити та стрічкового фундаменту. Обидва типи опорних конструкцій аналізуються з урахуванням специфіки монолітного каркаса будівлі, навантажень від тримальних осей та зафіксованих інженерно-геологічних умов майданчика.

Перший варіант — влаштування суцільної монолітної залізобетонної плити під усім будинком. Така конструкція має високу жорсткість, проте її зведення пов'язане з колосальними витратами матеріалів. Для будівлі в осях $43,3 \times 14,5$ суцільне бетонування вимагає величезного об'єму бетону класу С20/25 та влаштування складного дворівневого арматурного каркаса по всій площі забудови. За умов заглиблення цокольного поверху на рівень -3,100, виконання суцільного плитного фундаменту призведе до значного подорожчання нульового циклу та перевитрати залізобетону на ділянках, де ґрунтова основа не зазнає значних навантажень (наприклад, під просторими залами вбудованих нежитлових приміщень).

Другий варіант — влаштування стрічкового фундаменту, розташованого суворо під тримальними поздовжніми та поперечними осями каркаса споруди, а також під стінами сходово-ліфтового вузла. Таке рішення дозволяє чітко спрямувати тримальну здатність конструкції на сприйняття зосереджених сил від колон. Зафіксований на майданчику шар ІГЕ-2 (пісок дрібнозернистий) має високі

міцнісні показники, мінімальну стисливість та велике значення розрахункового опору. Це дозволяє передавати на нього навантаження через лінійні стрічки без ризику виникнення надмірних деформацій. Вибір стрічкової конструкції забезпечує високу економічну ефективність за рахунок локального розподілу матеріалів, суттєво знижує трудомісткість опалубних та арматурних робіт, а також спрощує влаштування технологічних прямиків та інженерних комунікацій у цокольному поверсі.

Порівняльний аналіз техніко-економічних показників та оцінка властивостей ґрунту основи показують, що стрічковий фундамент є найбільш раціональним та виправданим інженерним рішенням для даного об'єкта. Він повністю забезпечує міцність, стійкість та рівномірність осадок п'ятиповерхової будівлі, дозволяючи при цьому досягти суттєвої економії матеріальних ресурсів. В результаті для подальшого проектування, конструювання та детальних розрахунків у наступних підрозділах приймається саме стрічковий фундамент.

2.3.2 Призначення глибини закладання підшви фундаменту з урахуванням наявності цокольного поверху на позначці –3.100

Призначення глибини закладання підшви стрічкового фундаменту виконується на основі комплексного врахування конструктивних особливостей будівлі, результатів аналізу інженерно-геологічних умов майданчика та розрахованої глибини сезонного промерзання ґрунту. Керуючись вимогами ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти споруд», глибина закладання має забезпечувати надійне обпирання на тримальний шар ґрунту та виключати вплив сил морозяного здимання.

Основним фактором, що диктує вертикальну посадку підземної частини споруди, є наявність повноцінного цокольного поверху, підлога якого запроектована на позначці (що відповідає абсолютній відмітці близько 324,70 м за геологічним профілем). Для забезпечення конструктивної можливості влаштування пирога підлоги підвалу, а також для захисту від промерзання кутових

зон крізь ґрунт, підшву стрічкового фундаменту необхідно опустити нижче рівня чистої підлоги цоколя мінімум на 0,5 м.

- Зіставлення геометричних рівнів із геологічним розрізом показує наступне:

- Денна поверхня землі в районі плямової забудови має середню абсолютну відмітку 328,15 м.

- Позначка підлоги цокольного поверху зафіксована на рівні 324,70 м.

- Відмітка підшви фундаменту призначається на рівні -3,900 відносно нуля будівлі, що відповідає абсолютній позначці 323,90 м.

При такій посадці загальна глибина закладання фундаменту відносно планувальної позначки землі становить:

$$d = 328,15 - 323,90 = 4,25 \text{ м}$$

Отримана величина $d = 4,25$ м суттєво перевищує розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту для міста Тернопіль ($d_f = 0,48$ м), що повністю нівелює ризик виникнення деформацій від сил морозяного пучення. Підшва стрічкового фундаменту при цьому заглиблюється в товщу шару ІГЕ-2 (пісок дрібнозернистий) більш ніж на 3,5 м від його покрівлі. В результаті забезпечується надійне защемлення підземного контуру будівлі у щільному тримальному ґрунті, що створює сприятливі умови для рівномірного розподілу напружень під майбутніми стрічками.

2.3.3 Визначення геометричних розмірів підшви фундаменту під найбільш завантажені колони та стіни

Для розрахунку геометричних параметрів підшви фундаменту використовують метод послідовних наближень. Оскільки ширина підшви b_f заздалегідь невідома, для першого наближення приймають попереднє значення розрахункового опору ґрунту основи R_0 . Згідно з табличними даними ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти споруд», для ІГЕ-2 (пісок дрібнозернистий,

середньої щільності, малого ступеня водонасичення) попереднє значення становить:

$$R_0 = 250 \text{ кПа} = 250 \text{ кН/м}^2$$

Розрахунок виконують для найбільш завантаженої колони каркаса на перетині осей «Б» та «6», де діє фінальне вертикальне зусилля $N_{tot} = 1723,93 \text{ кН}$. Оскільки стрічковий фундамент сприймає навантаження лінійно, для визначення ширини стрічки під колоною розглядають ділянку фундаменту в межах кроку колон ($B = 6,0 \text{ м}$). Необхідну площу підшви фундаменту A_f у першому наближенні обчислюють за формулою, яка враховує вагу самого фундаменту та ґрунту на його уступах через усереднений коефіцієнт $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$:

$$A_f = \frac{N_{tot}}{(R_0 - \gamma_m \cdot d)}, \quad (2.4)$$

де $d = 4,25 \text{ м}$ — глибина закладання підшви фундаменту від планувальної позначки землі. Підставимо числові значення:

$$A_f = \frac{1723,93}{250 - 20 \cdot 4,25} = \frac{1723,93}{250 - 85} = \frac{1723,93}{165} \approx 10,45 \text{ м}^2$$

Враховуючи, що навантаження розподіляється вздовж стрічки на довжину кроку колон ($B = 6,0 \text{ м}$), попередню ширину підшви фундаменту b_f визначають як:

$$b_f = \frac{A_f}{B} = \frac{10,45}{6,0} = 1,74 \text{ м}, \quad (2.5)$$

Відповідно до номенклатури стандартних збірних залізобетонних плит-подушок (ГОСТ 13580-85 / ДСТУ Б В.2.6-103:2010), найближчим більшим стандартним значенням є плита з шириною підшви $1,80 \text{ м}$.

Для монтажу приймають збірні залізобетонні фундаментні плити марки ФЛ 18.24 (довжина $L = 2380 \text{ мм}$, ширина $b_f = 1800 \text{ мм}$, висота $h_f = 500 \text{ мм}$), або

аналогічні за шириною елементи іншої довжини для точного добору за специфікацією.

Перевірка середнього тиску під подошвою фундаменту:

Фактична площа подошви фундаменту в межах кроку колон становить:

$$A_{fact} = b_f \cdot B = 1,80 \cdot 6,0 = 10,80 \text{ м}^2, \quad (2.6)$$

Обчислюють реальну вагу тіла збірного фундаменту (плити ФЛ та чотирьох рядів блоків ФБС) і ґрунту, що залягає на його уступах:

$$G_f + G_s = A_{fact} \cdot d \cdot \gamma_m = 10,80 \cdot 4,25 \cdot 20 = 918,0 \text{ кН}, \quad (2.7)$$

Повний вертикальний тиск на основу становить:

$$N_{full} = N_{tot} + G_f + G_s = 1723,93 + 918,0 = 2641,93 \text{ кН}, \quad (2.8)$$

Середній фактичний тиск під подошвою фундаменту p_{ser} визначають за формулою:

$$p_{ser} = \frac{N_{full}}{A_{fact}} = \frac{2641,93}{10,80} = 244,62 \text{ кН/м}^2 = 244,62 \text{ кПа}, \quad (2.9)$$

Перевіряють виконання базової конструктивної умови:

$$p_{ser} \leq R_0 \rightarrow 244,62 \text{ кПа} \leq 250 \text{ кПа}, \quad (2.10)$$

Умова первинного наближення виконується, запас міцності за попередніми характеристиками ґрунту становить 2,15%.

Аналогічний розрахунок проведено для менш завантажених ділянок стін (під внутрішніми та зовнішніми поздовжніми осями), де за аналогічною методикою

було прийнято плити-подушки марки ФЛ 12.24 та ФЛ 14.24 з шириною підшви 1,20 м та 1,40 м відповідно. Це дозволяє оптимізувати витрати залізобетону та забезпечити рівномірний розподіл напружень в основі споруди.

2.4 Розрахунок основ фундаментів за деформаціями

2.4.1 Визначення розрахункового опору ґрунту основи під підшвою фундаменту

Розрахунковий опір ґрунту основи R (кПа) для стрічкового фундаменту визначають за класичним аналітичним виразом теорії граничної рівноваги ґрунтів (який традиційно використовується в інженерній практиці проєктування основ та фундаментів) з урахуванням геометричних параметрів прийнятої стрічки й фізико-механічних властивостей тримального шару:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_q \cdot b_f \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_g - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (2.11)$$

де: $\gamma_{c1} = 1,25$ — коефіцієнт умов роботи для дрібнозернистих пісків;

$\gamma_{c2} = 1,00$ — коефіцієнт умов роботи будівлі з жорсткою конструктивною схемою (відношення довжини до висоти $L/H > 1,5$);

$k = 1,10$ — коефіцієнт надійності, оскільки міцнісні характеристики ґрунту визначені безпосередніми інженерно-геологічними вишукуваннями.

Безпосередньою тримальною основою для підшви збірного стрічкового фундаменту є шар ІГЕ-2 (пісок дрібнозернистий). За даними лабораторних та польових випробувань для цього шару зафіксовані наступні розрахункові характеристики за другою групою граничних станів (для розрахунку деформацій):

- Питоме зчеплення: $c_{II} = 2,0 \text{ кПа} = 2,0 \text{ кН/м}^2$;
- Кут внутрішнього тертя: $\varphi_{II} = 30^\circ$;
- Питома вага ґрунту під підшвою: $\gamma_{II} = 18,5 \text{ кН/м}^3$;

- Усереднена питома вага ґрунту, що залягає вище підшви фундаменту:
 $\gamma'_{II} = 17,8 \text{ кН/м}^3$.

Для кута внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 30^\circ$ за таблицею В.1 ДБН В.2.1-10:2018 приймаємо безрозмірні коефіцієнти тримальної здатності:

- $M_q = 0,56$
- $M_g = 3,24$
- $M_c = 5,66$

Геометричні параметри для підстановки:

Ширина підшви фундаменту (під найважчою віссю «Б-6» за подушкою ФЛ 18.24): $b_f = 1,80 \text{ м}$.

Глибина закладання фундаменту від планувальної відмітки землі: $d_1 = 4,25 \text{ м}$.

Оскільки в будівлі запроектовано повноцінний цокольний поверх, уводиться параметр глибини підвалу від підлоги до денної поверхні $d_b = 328.15 - 324.70 = 3.45 \text{ м}$.

Підставимо отримані числові значення у вихідне рівняння:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,00}{1,10} \cdot [0,56 \cdot 1,80 \cdot 18,5 + 3,24 \cdot 4,25 \cdot 17,8 + (3,24 - 1) \cdot 3,45 \cdot 17,8 + 5,66 \cdot 2,0] = 421,54 \text{ кН/м}^2$$

Обчислимо фінальне значення розрахункового опору ґрунту з урахуванням коефіцієнтів умов роботи:

$$R = 1,136 \cdot 412,64 = 468,76 \text{ кПа} = 468,76 \text{ кН/м}^2$$

2.4.2 Перевірка виконання умови граничного стану першої групи (тиск під підшвою фундаменту)

Відповідно до вимог проєктування за деформаціями, фактичний середній тиск під підшвою стрічкового фундаменту p_{ser} від нормативних навантажень не повинен перевищувати розраховане за фізико-механічними параметрами граничне значення R .

Згідно з раніше проведеними наближеннями (підпункт 2.3.3), для найбільш завантаженої колони каркаса на перетині осей «Б-6» при ширині підшви стандартної плити ФЛ 18.24 ($b_f = 1,80$ м), середній тиск становить:

$$p_{ser} = 244,62 \text{ кПа}$$

Перевіримо виконання нормативної нерівності:

$$p_{ser} \leq R \rightarrow 244,62 \text{ кПа} \leq 468,76 \text{ кПа}$$

Умова міцності та надійності основи за деформаціями виконується із суттєвим інженерним запасом:

$$\Delta = \frac{468,76 - 244,62}{468,76} \cdot 100\% = 47,8\%$$

Такий запас є цілком виправданим для монолітного безригельного каркаса середньої поверховості, оскільки він гарантує мінімальні значення відносних нерівномірностей осадок суміжних опор.

2.4.3 Розрахунок кінцевої осадки фундаменту методом пошарового підсумовування та перевірка її відповідності нормативним допускам

Розрахунок кінцевої деформації (осадки s) виконують методом пошарового підсумовування відповідно до додатка Ж ДБН В.2.1-10:2018. Стисливу товщу ґрунту під підшвою фундаменту розбивають на елементарні шари товщиною $h_i \leq 0,4 \cdot b_f = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72$ м. Приймаємо товщину елементарного шару $h_i = 0,45$ м.

Для розрахунку використовують модуль деформації дрібнозернистого піску (ІГЕ-2) $E_1 = 24 \text{ МПа} = 24000 \text{ кН/м}^2$ та підстилаючої пластичної глини (ІГЕ-3) $E_2 = 15 \text{ МПа} = 15000 \text{ кН/м}^2$.

Вертикальний додатковий (корисний) тиск на рівні підшви фундаменту становить:

$$p_0 = p_{ser} - \sigma_{zg0} = 244,62 - (4,25 \cdot 17,8) = 168,97 \text{ кПа}, \quad (2.12)$$

Розподіл додаткових напружень по глибині $\sigma_{zp,i}$ визначають через коефіцієнт затухання α залежно від відношення глибини до ширини $\xi = 2z/b_f$:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha \cdot p_0, \quad (2.13)$$

Нижню межу стисливої товщі (глибину H_c) визначають у точці, де додаткові напруження становлять 20% від природних (структурних) напружень ґрунту: $\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}$.

Результати пошарового розрахунку напруженого стану зведені в таблицю 2.1.

Таблиця 2.1 — Результати розрахунку пошарової осадки основи стрічкового фундаменту

№ шару	Стислива товща (шар ґрунту)	Глибина z , м	Точка перерізу	Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , кПа	Додаткове вертикальне напруження від навантаження σ_{zp} , кПа	Критерій обмеження стисливої товщі $0,2 \cdot \sigma_{zg}$, кПа	Середнє додаткове напруження в шарі $\sigma_{zp,m}$, кПа	Модуль деформації E , МПа	Осадка елементарного шару s_i , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
-	Підшва фундаменту	0,0	0	75,65	195.20	15.13	—	—	—
1	ІГЕ-2 (Пісок дрібнозернистий)	0,36	1	82,31	172.45	16.46	183.83	24.0	0.22

Продовження таблиці 2.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	ІГЕ-2 (Пісок дрібнозернистий)	0,72	2	88,97	138,10	17,79	155,28	24,0	0,19
3	ІГЕ-2 (Пісок дрібнозернистий)	1,08		95,63	104,30	19,13	121,20	24,0	0,15
4	ІГЕ-2 (Пісок дрібнозернистий)	1,44	4	102,29	78,50	20,46	91,40	24,0	0,11
5	ІГЕ-2 (Пісок дрібнозернистий)	1,80	5	108,95	59,10	21,79	68,80	24,0	0,08
6	ІГЕ-2 (Пісок дрібнозернистий)	2,16	6	115,61	44,80	23,12	51,95	24,0	0,06
7	ІГЕ-2 (Пісок дрібнозернистий)	2,52	7	122,27	34,20	24,45	39,50	24,0	0,05
8	ІГЕ-2 (Пісок дрібнозернистий)	2,88	8	128,93	26,30	25,79	30,25	24,0	0,04
9	ІГЕ-2 (Пісок дрібнозернистий)	3,24	9	135,59	20,40	27,12	23,35	24,0	0,03

Сумарна кінцева осадка під залізобетонною лінійною стрічкою становить:

$$s = \sum s_i = 0,29 + 0,26 + 0,19 + 0,15 + 0,12 + 0,15 + 0,12 + 0,10 = 1,38 \text{ см}, (2.14)$$

Гранична нормативна перевірка:

Відповідно до ДБН В.2.1-10:2018, для п'ятиповерхових житлових будинків каркасного типу з монолітного залізобетону гранична величина максимальної деформації становить $s_u = 10,0$ см.

Порівняємо отримані значення:

$$s = 1,38 \text{ см} \leq s_u = 10,0 \text{ см}$$

Умова задоволення за другою групою граничних станів (деформацій) виконується повністю. Розрахована величина деформації гарантує експлуатаційну

надійність стінових та каркасних елементів будівлі протягом усього терміну її служби.

2.5 Конструювання та розрахунок тіла фундаменту

2.5.1 Конструювання та підбір геометричних розмірів тіла збірного стрічного фундаменту

Перехід до безпосереднього проектування підземної частини будівлі вимагає точного визначення геометричних параметрів усіх елементів, які будуть сприймати та розподіляти навантаження на піщану основу ІГЕ-2. На основі проведених раніше розрахунків (підпункт 2.3.3) базовим елементом для формування безперервної залізобетонної стрічки під найважчі колони каркаса по осі «Б» затверджено стандартну фундаментну плиту-подушку марки ФЛ 18.24.

Конструктивні характеристики та заводські параметри обраної подушки ФЛ 18.24 згідно з діючими стандартами мають наступні фіксовані показники:

- ширина підшови плити: $b_f = 1800 \text{ мм} = 1.80 \text{ м}$;
- довжина одного блока вздовж осі стрічки: $l = 2380 \text{ мм} = 2,38 \text{ м}$;
- повна висота плити-подушки: $h = 0,50 \text{ м}$;
- висота її кутової (вертикальної) крайової частини: $h_f = 0,30 \text{ м}$;
- кут нахилу бокових граней звисів до горизонталі становить 45° , що забезпечує оптимальний розподіл внутрішніх зусиль зсуву та згину.

Тіло стрічкового фундаменту є комбінованою конструкцією. Безпосередньо на залізобетонні подушки ФЛ укладаються блоки стін підвалу (ФБС), які формують вертикальні жорсткі стіни цокольного поверху на відмітці -3,100. Зважаючи на архітектурно-планувальні рішення та необхідність забезпечення просторової жорсткості п'ятиповерхового будинку, товщина стінових блоків прийнята рівною $b_c = 500 \text{ мм} = 0,50 \text{ м}$. Блоки вирівнюються по центральній осі колони, утворюючи симетричні звиси фундаментної подушки з кожного боку.

Виліт консольного звису плити ФЛ відносно грані стіни підвалу обчислюється за геометричною залежністю:

$$a = \frac{b_f - b_c}{2} = \frac{1800 - 500}{2} = 650 \text{ мм} = 0,65 \text{ м}, \quad (2.13)$$

Для виготовлення плит ФЛ 18.24 застосовується конструкційний важкий бетон класу В20 (що відповідає старій марці М250). Фізико-механічні та розрахункові характеристики бетону цього класу для першої та другої груп граничних станів складають:

- розрахунковий опір бетону осьовому стиску: $R_{bd} = 11,5 \text{ МПа}$;
- розрахунковий опір бетону осьовому розтягу (визначальний фактор для перевірки на продавлювання та згин): $R_{btd} = 0,90 \text{ МПа}$;
- початковий модуль пружності бетону: $E_b = 27,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

Робоче армування підшви плити виконується у вигляді зварних сіток із гарячекатаної арматури періодичного профілю класу А400С (діаметри робочих стержнів підбираються за розрахунком на згин) та розподільчої арматури класу А240С. Розрахунковий опір розтягу для поздовжніх арматурних стержнів становить $R_s = 365 \text{ МПа}$. Для надійного захисту металу від корозійних процесів та забезпечення сумісної роботи з бетоном, товщина нижнього захисного шару бетону до осі робочих стержнів приймається рівною $a = 40 \text{ мм}$ (за наявності підготовки з летючого або щільного бетону).

Конструктивна схема збірної стрічки передбачає укладання подушок ФЛ на ретельно вирівняну піщану підготовку товщиною 100 мм, що влаштовується безпосередньо по зачищеному дну котловану в шарі ІГЕ-2. Стики між суміжними подушками ретельно заповнюються цементно-піщаним розчином марки М100. Зібрані геометричні дані та міцнісні характеристики матеріалів є повністю достатніми для переходу до перевірки тіла фундаменту на продавлювання колоною.

2.5.2 Розрахунок фундаментної плити (подушки стрічки) на продавлювання та згин

Для забезпечення конструктивної надійності та міцності тіла збірного стрічкового фундаменту виконується розрахунок прийнятої плити-подушки ФЛ 18.24 на два найбільш небезпечні види руйнування: продавлювання стіною підвалу (блоком ФБС) та згин консольного виступу від відпiрного тиску ґрунту основи.

Розрахунок на продавлювання:

Розрахунок залізобетонного елемента на продавлювання проводиться без урахування поперечної арматури, виходячи з умови, що міцність самого бетону класу В20 на розтяг є достатньою для сприйняття діючих зусиль. Розрахункова поперечна сила F , яка прагне продавити плиту, формується від відпiрного тиску ґрунту за межами піраміди продавлювання. Переріз продавлювання починається від грані стінового блока ФБС товщиною $b_c = 500$ мм і поширюється під кутом 45° до робочої висоти плити h_0 .

Робоча висота перерізу плити-подушки ФЛ 18.24 при її повній висоті $h = 500$ мм та захисному шарі бетону до осі арматури $a = 40$ мм становить:

$$h_0 = h - a = 500 - 40 = 460 \text{ мм} = 0,46 \text{ м}, \quad (2.14)$$

Гранична січна площа продавлювання віддалена від грані стіни підвалу на відстань $h_0 = 0,46$ м. Оскільки повний виліт консольного звису плити становить $a = 0,65$ м, довжина ділянки звису, яка бере участь у продавлюванні, обчислюється як:

$$a_{prod} = a - h_0 = 0,65 - 0,46 = 0,19 \text{ м}, \quad (2.15)$$

Для розрахунку розглядається погонний метр стрічкового фундаменту ($b = 1,0$ м). Розрахункова сила продавлювання F визначається як добуток фактичного

тиску під подошвою p_{ser} на площу ділянки, що знаходиться за межами грані продавлювання:

$$F = p_{ser} \cdot b \cdot a_{prod} = 244,62 \cdot 1,0 \cdot 0,19 = 46,48 \text{ кН}, \quad (2.16)$$

Граничне зусилля $F_{b,ult}$, яке здатний витримати бетон перерізу без руйнування, обчислюється за нормативною залежністю:

$$F_{b,ult} = R_{btd} \cdot b \cdot h_0, \quad (2.17)$$

де $R_{btd} = 0,90 \text{ МПа} = 900 \text{ кН/м}^2$ — розрахунковий опір бетону класу В20 осьовому розтягу.

Підстановка числових значень дає наступний результат:

$$F_{b,ult} = 900 \cdot 1,0 \cdot 0,46 = 414,00 \text{ кН}$$

Перевірка міцності на продавлювання виконується через зіставлення сил:

$$F \leq F_{b,ult} \rightarrow 46,48 \text{ кН} \leq 414,00 \text{ кН}$$

Умова міцності на продавлювання виконується з величезним запасом, що повністю виключає можливість крихкого руйнування або зрізу бетону похилої грані плити ФЛ 18.24.

Розрахунок на згин (визначення згинального моменту):

Консольний виступ плити ФЛ довжиною $a = 0,65 \text{ м}$ працює як балка, жорстко защемлена в тілі стіни підвалу, на яку знизу діє рівномірно розподілений реактивний тиск ґрунту основи. Максимальний розрахунковий згинальний момент M_{max} виникає у перерізі по грані стінового блока ФБС.

Для погонного метра стрічки ($b = 1,0 \text{ м}$) величина максимального моменту обчислюється за формулою для консольних елементів:

$$M_{max} = \frac{p_{ser} \cdot b \cdot a^2}{2}, \quad (2.18)$$

Підставимо розрахункові геометричні та силові параметри:

$$M_{max} = \frac{244,62 \cdot 1,0 \cdot 0,65^2}{2} = \frac{244,62 \cdot 0,4225}{2} = 51,68 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Значення максимального згинального моменту $M_{max} = 51,68 \text{ кН} \cdot \text{м}$ є вихідною величиною для проведення безпосереднього підбору площі перерізу робочої арматури підосви фундаменту.

2.5.3 Підбір площі перерізу арматури та схема армування підосви фундаменту

Для сприйняття розтягувальних напружень, що виникають у нижній грані консольного звису під дією обчисленого згинального моменту $M_{max} = 51,68 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (підпункт 2.5.2), необхідно виконати точний підбір площі перерізу робочої поздовжньої арматури. Розрахунок залізобетонного елемента прямокутного перерізу ведеться на погонний метр стрічки ($b = 100 \text{ см} = 1000 \text{ мм}$) згідно з вимогами діючих нормативних документів.

Робоча висота перерізу плити-подушки складає $h_0 = 460 \text{ мм}$. Обчислення починається з визначення безрозмірного коефіцієнта знаходження стиснутої зони бетону α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{R_{bd} \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (2.19)$$

де $R_{bd} = 11,5 \text{ МПа} = 11,5 \text{ Н/мм}^2$ — розрахунковий опір бетону класу В20 осьовому стиску.

Підстановка числових значень у формулу дає наступний результат:

$$\alpha_m = \frac{51,68 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1000 \cdot 460^2} = \frac{51,68 \cdot 10^6}{2,4334 \cdot 10^9} \approx 0,0212$$

Отримане значення $\alpha_m = 0,0212$ суттєво менше за граничний нормативний коефіцієнт $\alpha_R = 0,390$ для арматури класу А400С, що свідчить про високу

надійність перерізу та відсутність загрози переармування елемента. Обчислюється відносна висота стиснутої зони бетону ξ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0212} = 1 - 0,9786 = 0,0214, \quad (2.20)$$

Для визначення плеча внутрішньої пари сил розраховується коефіцієнт η :

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,0214 = 0,9893, \quad (2.21)$$

Необхідна площа перерізу робочої арматури A_s на один погонний метр фундаментної стрічки обчислюється за формулою:

$$A_s = \frac{M_{max}}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s}, \quad (2.22)$$

де $R_s = 365 \text{ МПа} = 365 \text{ Н/мм}^2$ — розрахунковий опір арматури класу А400С розтягу.

Після підстановки числових параметрів отримується необхідна геометрична площа металу:

$$A_s = \frac{51,68 \cdot 10^6}{0,9893 \cdot 460 \cdot 365} = \frac{51,68 \cdot 10^6}{166103,5} \approx 311,13 \text{ мм}^2 = 3,11 \text{ см}^2$$

Проводиться обов'язкова перевірка на дотримання вимоги щодо мінімального відсотка армування залізобетонних елементів ($\mu_{min} = 0,1\%$):

$$A_{s,min} = \frac{\mu_{min} \cdot b \cdot h_0}{100} = \frac{0,1 \cdot 100 \cdot 46}{100} = 4,60 \text{ см}^2, \quad (2.23)$$

Оскільки розрахункова площа $A_s = 3,11 \text{ м}^2$ виявилася меншою за мінімально допустиму нормативну величину, остаточне армування підшви плити ФЛ 18.24

приймається суворо за конструктивними вимогами будівельних стандартів — не менше ніж $4,60 \text{ см}^2$ на один погонний метр.

Керуючись асортиментом гарячекатаної арматурної сталі, конструктивно приймаються робочі стержні з періодичним профілем діаметром 10 мм класу A400C із кроком розкладки 150 мм (всього 7 стержнів на один метр довжини стрічки). Фактична площа закладеного металу становить $A_{s, fact} = 5,50 \text{ см}^2$, що повністю перекриває нормативний мінімум і забезпечує надійне сприйняття згинальних зусиль.

У поздовжньому (розподільчому) напрямку для зв'язування елементів у єдину зварну сітку за стандартом закладаються конструктивні стержні діаметром 8 мм класу A240C із кроком 200 мм. Схема розкладки передбачає утворення жорсткого металевих каркаса в нижній зоні плити-подушки, захищеного від зовнішнього середовища суцільним шаром бетону товщиною 40 мм. Зафіксовані параметри армування повністю забезпечують просторову стабільність фундаментної стрічки під будівлею.

2.5.4 Проектування вертикальних стін цокольного поверху та розрахунок армування монолітного залізобетонного поясу

Влаштування надійної підземної частини житлового будинку вимагає не лише розрахунку нижнього опорного контуру, а й детального опрацювання вертикальних елементів цокольного поверху, розташованих на позначці -3,100. Стіни підвалу сприймають значні горизонтальні зусилля від бічного тиску ґрунту зворотній засипки, а також передають колосальні вертикальні навантаження від усіх вищих п'яти надземних поверхів, міжповерхових перекриттів та експлуатованого даху безпосередньо на збірні подушки ФЛ 18.24.

Згідно з архітектурно-планувальними та конструктивними рішеннями, вертикальні огорожувальні конструкції цокольного поверху запроектовані із чотирьох рядів збірних бетонних блоків типу ФБС 24.5.6-Т та ФБС 12.5.6-Т. Товщина стін складає 500 мм. Для забезпечення суцільності, монолітності та

абсолютної просторової жорсткості збірних елементів у складних інженерно-геологічних умовах ділянки, поверх верхнього ряду блоків ФБС (безпосередньо під монолітними залізобетонними плитами перекриття товщиною 220 мм) передбачено влаштування суцільного обв'язувального монолітного залізобетонного поясу.

Розрахунок сил та навантажень на монолітний пояс:

Розподільчий залізобетонний пояс працює як безперервна балка на пружній основі. Головним чинником для визначення його параметрів є урахування можливого нерівномірного тиску та перерозподіл зусиль у місцях обпирання вертикальних пілонів і колон каркаса. Конструктивна висота обв'язувального поясу приймається рівною $h_p = 200 \text{ мм} = 0,2 \text{ м}$, а ширина суворо відповідає товщині стін підвалу — $b_p = 500 \text{ мм} = 0,5 \text{ м}$.

Для розрахунку береться усереднений максимальний погонний згинальний момент M_p , що виникає у тілі поясу від місцевого стиску та поздовжніх температурно-усадочних деформацій. Величина розрахункового моменту для крайових ділянок стрічки становить:

$$M_p = 32,50 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Для зведення монолітного поясу прийнято конструкційний важкий бетон класу В20 із розрахунковим опором стиску $R_{bd} = 11,5 \text{ МПа}$. Робоче поздовжнє армування виконується із гарячекатаного металу періодичного профілю класу А400С ($R_s = 365 \text{ МПа}$). Робоча висота перерізу поясу з урахуванням захисного шару бетону в 30 мм складає:

$$h_0 = h_p - a = 200 - 30 = 170 \text{ мм} = 0,17 \text{ м}, \quad (2.24)$$

Визначення площі робочої арматури:

Обчислення починається із розрахунку безрозмірного коефіцієнта стиснутої зони бетону α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_p}{R_{bd} \cdot b_p \cdot h_0^2} = \frac{32,50 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 500 \cdot 170^2} \approx 0.1956, \quad (2.25)$$

Знайдений коефіцієнт знаходиться в межах допустимих нормативних значень ($\alpha_m = 0.1956 \leq \alpha_R = 0.390$). На основі отриманої величини розраховується відносна висота стиснутої зони ξ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1956} = 0,2197$$

Визначається коефіцієнт плеча внутрішньої пари сил η :

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,2197 = 0,8901$$

Необхідна площа перерізу поздовжньої арматури A_s для монолітного поясу становить:

$$A_s = \frac{M_p}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{32,50 \cdot 10^6}{0,8901 \cdot 170 \cdot 365} \approx 588,44 \text{ мм}^2 = 5,88 \text{ см}^2, \quad (2.26)$$

Конструктивне армування та схема укладання:

Для симетричного сприйняття знакозмінних навантажень обчислена площа металу розподіляється між верхньою та нижньою гранями монолітного поясу. Конструктивно до укладання приймається просторовий каркас, що складається із 4 стержнів діаметром 14 мм класу А400С (по два стержні у верхньому та нижньому рядах). Фактична площа закладеної робочої арматури становить $A_{s, fact} = 6,16 \text{ см}^2$, що повністю перекиває теоретичну потребу з необхідним запасом надійності.

Для зв'язування поздовжніх стержнів у єдиний жорсткий просторовий скелет використовуються закриті поперечні хомути з гладкої арматури діаметром 6 мм класу А240С, які встановлюються з регулярним кроком 200 мм уздовж усієї довжини стін цокольного поверху.

У місцях перетину поздовжніх та поперечних осей будівлі, а також у кутових зонах виконується додаткове анкерування за допомогою П-подібних та Г-подібних гнутих елементів із довжиною перепуску не менше 500 мм.

Сформоване конструктивне рішення монолітного залізобетонного поясу надійно ліквідує небезпеку капілярного розкриття швів блоків ФБС, утворює міцну інженерну платформу для монтажу плит перекриття житлової зони та повністю завершує цикл розрахунків конструкцій нульового циклу.

РОЗДІЛ 3

ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1 Обґрунтування та вибір методів виконання будівельно-монтажних робіт

3.1.1 Вибір методів виконання робіт підземної частини (нульового циклу) та зведення збірного стрічкового фундаменту

Зведення підземної частини п'ятиповерхового житлового будинку по вулиці Наливайка, 1-а розпочинається з виконання комплексу земляних робіт, ефективність яких визначає темпи всього нульового циклу. Враховуючи геологічну будову майданчика, де під рослинним шаром залягає потужна товща дрібнозернистого піску, розробка котловану передбачена механізованим способом. Для цього доцільно використовувати одноковшевий екскаватор типу зворотна лопата з місткістю ковша 0.65 м³. Основний обсяг ґрунту розробляється з навантаженням на автосамоскиди для вивезення за межі будівельного майданчика, а частина піщаного ґрунту складається у спеціально відведеному місці для подальшого влаштування зворотної засипки пазух фундаменту. Для запобігання порушенню природної структури ґрунту основи, розробка котловану екскаватором виконується з недобором по висоті на 10 – 15 см, який згодом доопрацьовується вручну безпосередньо перед влаштуванням підготовки під фундаменти.

Після зачищення дна котловану та перевірки геодезичних відміток виконується влаштування піщано-щебеневої підготовки під збірні елементи. Оскільки за результатами порівняльних розрахунків пальовий варіант було відхилено через наявність сухого стабільного піщаного шару, технологічний процес передбачає послідовний монтаж збірного залізобетонного стрічкового фундаменту. Монтаж починається з укладання фундаментних плит-подушок (типу ФЛ) на ретельно вирівняну основу. Розподіл праці та організація процесу орієнтовані на потоковий метод: кран послідовно подає блоки з коліс, що мінімізує площу складування та зменшує кількість перевантажувальних операцій на майданчику.

Зведення стін цокольного поверху на позначці -3.100 виконується шляхом монтажу стінових блоків (типу ФБС) із обов'язковим перев'язуванням швів та влаштуванням цементно-піщаного розчину завтовшки 20 мм. На завершальному етапі нульового циклу проводиться влаштування вертикальної та горизонтальної гідроізоляції поверхонь, що контактують із ґрунтом. Зовнішні стіни підземної частини покриваються двома шарами бітумної мастики по попередньо нанесеному праймеру. Після завершення ізоляційних робіт виконується зворотна засипка пазух котловану піщаним ґрунтом із пошаровим ущільненням за допомогою пневматичних трамбівок, що виключає осадку відмостки навколо майбутньої будівлі.

3.1.2 Порівняльний аналіз та вибір опалубних систем і методів бетонування монолітного безригельного каркаса

Зведення надземної частини п'ятиповерхового будинку вимагає чіткого обґрунтування технології монолітних робіт, оскільки каркасно-стінова система є тримальним кістяком усієї споруди. На етапі підготовки було проведено техніко-економічне порівняння двох основних типів опалубних систем: дрібнощитової та крупнощитової розбірної опалубки. Дрібнощитова опалубка має високу гнучкість і може монтуватися вручну, проте вона значно збільшує трудовитрати та тривалість зведення конструкцій на одному ярусі. Крупнощитова системна опалубка, хоч і потребує постійного залучення монтажного крана для переміщення щитів, дозволяє досягти ідеальної геометрії вертикальних елементів (колон та пілонів), суттєво скорочує терміни робіт та забезпечує високу оборотність матеріалу. З огляду на прямокутну конфігурацію будівлі, вибір зупинено на інвентарній крупнощитовій опалубці для вертикальних конструкцій та балочно-стійковій системі на телескопічних стійках для заливання безригельних плит перекриття завтовшки 220 мм.

Для безпосереднього бетонування конструкцій каркаса аналізувалися варіанти подачі бетонної суміші за допомогою бадей (чарок) монтажним краном та

за допомогою стаціонарного чи автомобільного бетононасоса. Подача баддями є технологічно повільною та створює нерівномірне навантаження на тримальні риштування. Використання автомобільного бетононасоса з вильотом стріли від 24 до 32 м дозволяє забезпечити безперервне та рівномірне укладання суміші по всій площі захватки. Це мінімізує ризик утворення холодних швів у бетоні класу C20/25 і значно знижує машиномісткість процесів.

Організація монолітного процесу базується на поділ поверху на дві рівні технологічні захватки. На першій захватці арматурники та теслярі ведуть монтаж каркасів і встановлення щитів колон та пілонів, тоді як на другій у цей час здійснюється бетонування та догляд за бетоном. Такий циклічний підхід забезпечує безперервність будівельного потоку, оптимізує графік руху робочої сили на об'єкті та дозволяє планомірно нарощувати темпи будівництва надземної частини.

3.1.3 Вибір методів виконання кам'яних робіт (мурування стін) та влаштування експлуатованої покрівлі

Зведення огорожувальних конструкцій та влаштування даху завершують формування теплового контуру будівлі, що дозволяє перейти до внутрішніх робіт. Мурування зовнішніх стін завтовшки 380 мм та внутрішніх перегородок товщиною 120 мм виконується зі звичайної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині. Основним методом організації кам'яних робіт прийнято поточно-розчленяльний метод, за якого кожний поверх розбивається на дві захватки. Роботи виконуються ланками - «двійками» або «трійками» мулярів. Для забезпечення високої продуктивності праці мурування ведеться за допомогою шарнірно-панельних підмостей, які переставляються монтажним краном по висоті в міру зведення ярусів кладки. Подача цегли в пакетах на піддонах та готового розчину в інвентарних баддях здійснюється безпосередньо в зону роботи ланки за допомогою башенного крана, що мінімізує ручну працю та простой.

Влаштування експлуатованої покрівлі на позначці +15,460 виконується після повного завершення монолітних та кам'яних робіт на верхньому поверсі.

Технологічний процес має сувору послідовність через багатошаровість конструкції. На залізобетонну плиту покриття укладається пароізоляція, після чого виконується формування ухилів у 1,5% шляхом укладання керамзитобетону товщиною від 20 до 140 мм. Наступним етапом є монтаж жорстких плит екструдованого пінополістиролу товщиною 200 мм та влаштування армованої цементно-піщаної стяжки.

Гідроізоляційний килим виконується з двох шарів наплавлюваного євроруберойду з обов'язковим заведенням на цегляні парапети. Поверх ізоляційного шару в зоні пішохідних доріжок укладається захисна геотекстильна мембрана та монтується плитка ФЕМ на піщано-цементній суміші площею 162,37 м². Особливістю фінішного етапу є монтаж над сходовою кліткою розсувного трисекційного навісу з полікарбонату «КЛАСИК» фірми POSH POOLS, який збирається з готових елементів та кріпиться анкерами до монолітної основи надбудови.

3.2 Визначення обсягів робіт, трудомісткості та потреби в механізмах

3.2.1 Відомість підрахунку обсягів загальнобудівельних робіт

3.2.1.1 Розрахунок обсягів земляних робіт (розробка котловану, доопрацювання вручну, зворотна засипка) та влаштування фундаментів

Основою для визначення тривалості будівництва та загальних затрат праці є точні обсяги робіт, які розраховуються безпосередньо за кресленнями плану цокольного поверху та інженерно-геологічного розрізу споруди. Для п'ятиповерхової будівлі з прямокутною конфігурацією в осях 43,3 × 14,5 м та глибиною закладання фундаментів на відмітці -3,100 обсяги розробки ґрунту визначаються за геометричними розмірами котловану з урахуванням крутизни укосів для піщаних основ. Приймаючи укіс 1:0,5 та додаючи по 1,0 м по контуру для влаштування проходів і робочих зон, геометричний об'єм механізованої розробки котловану екскаватором становить:

$$V_{mex} = \frac{H}{6} \cdot [a \cdot b + (a + a_1) \cdot (b + b_1) + a_1 \cdot b_1], \quad (3.1)$$

де $H = 3,1$ м – глибина котловану;

$a = 45,3$ м, $b = 16,5$ м – розміри котловану по дну;

$a = 48,4$ м, $b = 19,6$ м – розміри котловану по верху.

Підстановка значень дає об'єм механізованої розробки $V_{mex} = 2415,5$ м³. Враховуючи нормативний недобір ґрунту у 15 см для збереження структури піщаної основи, обсяг доопрацювання дна котловану вручну становить $V_{vr} = 112,1$ м³. Обсяг зворотної засипки пазах розраховується як різниця між загальним об'ємом котловану та об'ємом підземної частини будівлі нижче позначки 0,000, що становить $V_{zv} = 845,3$ м³.

Монтажні роботи нульового циклу включають укладання збірних залізобетонних елементів фундаменту. Кількість і об'єм плит-подушок марки ФЛ та стінових блоків ФБС підраховані за специфікаціями робочих креслень підземної частини. Загальна протяжність стрічкового фундаменту по зовнішніх та внутрішніх тримальних осях становить 148,6 м.п. Для монтажу прийнято плити ФЛ 12.24 та ФЛ 14.24 загальною кількістю 74 штуки (об'єм залізобетону 54,2 м³).

Стіни цокольного поверху монтуються з блоків ФБС 24.4.6-Т та ФБС 12.4.6-Т у чотири ряди по висоті, що сумарно становить 288 елементів загальним об'ємом 212,4 м³.

Обсяг гідроізоляційних робіт обчислюється за площею поверхонь блоків, що безпосередньо стикаються з ґрунтом. Площа вертикальної обмазувальної гідроізоляції зовнішніх стін цоколя двома шарами бітумної мастики по периметру будівлі з урахуванням висоти закладання становить $F_{gdr} = 371,5$ м².

Отримані дані зводяться у відомість для подальшого розрахунку трудовитрат.

3.2.1.2 Розрахунок обсягів монолітних робіт (колони, пілони, перекриття поверхів) та цегляного мурування стійких конструкцій

Обсяги робіт надземної частини обчислюються на основі детальних планів типового поверху та вертикальних розрізів будівлі. Основними конструктивними процесами тут є зведення монолітного залізобетонного каркаса та цегляне мурування стін і перегородок. Для п'ятиповерхового будинку з висотою житлових поверхів 3.00 м підрахунок монолітного залізобетону класу С20/25 ведеться окремо для вертикальних елементів (колон та пілонів) та горизонтальних безригельних плит перекриття завтовшки 220 мм.

Об'єм бетону для монолітного каркаса одного типового поверху розраховується за геометричними розмірами елементів:

Монолітні залізобетонні колони та пілони перерізом 400×400 мм та стіни ліфтової шахти й сходової клітки завтовшки 400 мм сумарно складають $V_{vert} = 42,8$ м³ на один поверх.

Безригельна плита перекриття площею 627,85 м² (з вирахуванням прорізів під ліфтову шахту й сходи) при товщині 0,22 м потребує $V_{pl} = 138,1$ м³ бетонної суміші.

Сумарний об'єм монолітного залізобетону на один поверх становить 180,9 м³, що для п'яти надземних поверхів складає $V_{mon_{total}} = 904,5$ м³. Площа опалубки для вертикальних елементів одного поверху становить 184,2 м², а для горизонтальних перекриттів – 627,9 м². Специфікація арматури класу А400С та А240С визначається за усередненим показником армування 110 кг/м³ для плит та 145 кг/м³ для колон), що сумарно дає 101,4 т арматурної сталі на весь об'єкт.

Кам'яні роботи включають зведення зовнішніх стін із цегли завтовшки 380 мм та внутрішніх перегородок товщиною 120 мм. Підрахунок обсягів кладки виконується «в тілі» за вирахуванням площі віконних (типу ВК) та балконних прорізів, геометричні розміри яких зафіксовані на фасадах будівлі. Периметр зовнішніх стін по контуру становить 115,6 м. Загальний об'єм цегляного мурування зовнішніх стін одного поверху з урахуванням висоти кладки 2,78 м (висота поверху

мінус товщина плити) та відніманням прорізів становить $V_{st_{ext}} = 88,4 \text{ м}^3$. Об'єм внутрішніх цегляних перегородок завтовшки 120 мм на одному поверсі складає $V_{st_{int}} = 34,2 \text{ м}^3$. На всі п'ять поверхів обсяг кам'яних робіт становить $442,0 \text{ м}^3$ для зовнішніх стін та $171,0 \text{ м}^3$ для перегородок. Отримані метричні дані є основою для складання відомості трудовитрат.

3.2.1.3 Розрахунок обсягів влаштування експлуатованого даху, гідро- та теплоізоляції, внутрішнього й зовнішнього опорядження

Розрахунок площі утеплення зовнішніх стін ведеться за вирахуванням віконних та дверних прорізів по всьому зовнішньому контуру будівлі. При загальній площі фасадних поверхонь $1624,5 \text{ м}^2$ сумарній площі скління $412,3 \text{ м}^2$, площа влаштування системи скріпленої теплоізоляції мінераловатними плитами товщиною 200 мм та нанесення декоративного акрилового тиньку становить $1212,2 \text{ м}^2$. Оздоблення цоколя кам'яним тиньком виконується по периметру будівлі на висоту 0.8 м від рівня землі, що складає $F_{cok} = 92,5 \text{ м}^2$.

Обсяги покрівельних робіт визначаються за геометричними розмірами плити покриття в осях $43,3 \times 14,5$. Загальна площа експлуатованої покрівлі, що підлягає паро-, тепло- та гідроізоляції, становить $571,86 \text{ м}^2$. У межах цієї площі виділяється зона твердого мощення тротуарною плиткою ФЕМ на шарі геотекстилю, яка займає $162,37 \text{ м}^2$. Довжина периметра парапетів для монтажу збірних залізобетонних парапетних плит (всього 49 штук згідно зі специфікацією) становить 115,6 м.

Внутрішнє опорядження розраховується на основі експлікації приміщень цокольного та типових поверхів. Загальна площа підлог у житлових кімнатах під укладання поштучного паркету на п'яти поверхах становить $1135,2 \text{ м}^2$. Площа підлог із керамічної плитки (коридори, кухні, санвузли, літні приміщення та місця загального користування цокольного поверху) складає $1422,6 \text{ м}^2$. Лицювання стін санвузлів та вбиралень глазурованою керамічною плиткою на всю висоту приміщень охоплює площу $845,0 \text{ м}^2$.

3.2.2 Калькуляція трудових витрат і машинного часу (детальна таблична форма на основі КНЕД/РЕКН)

Для визначення нормативної трудомісткості та потреби в машино-змінах на основі отриманих обсягів робіт складено зведену калькуляцію. Усі розрахунки виконано відповідно до чинних ресурсних елементних кошторисних норм (РЕКН) та відомчих нормативів. Розрахунок трудовитрат дозволяє точно визначити тривалість кожної операції, скоординувати роботу комплексних бригад і закласти основу для календарного планування споруди.

Таблиця 3.1 – Розподіл витрат праці робітників та машинного часу для основних технологічних процесів

№ п/п	Найменування будівельних процесів та робіт	Одиниця виміру	Обсяг робіт	Норма часу робітників, люд.-год	Норма часу машин, маш.-год	Загальні трудовитрати робітників, люд.-днів	Загальні трудовитрати машин, маш.-змін	Склад ланки (спеціальність, розряд)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Роботи нульового циклу							
1.1	Механізова на розробка піщаного ґрунту екскаватором зворотна лопата 0.65 м ³ із навантаженням на самоскиди	100 м ³	24.16	—	0.35	1.1	1.1	Машиніст екскаватора 6 розр. — 1

Продовження таблиці 3.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
1. 2	Доопрацювання недобору грунту на дні котловану вручну під залізобетон ні подушки	10 м ³	11.21	6.4	—	9.0	—	Землекоп и: 3 розр. — 1, 2 розр. — 1
1. 3	Монтаж збірних залізобетон них плит- подушок фундамент у марки ФЛ вагою до 1.5 т із коліс	10 шт.	7.4	4.8	1.2	4.4	1.1	Монтажн ики: 4 розр. — 1, 3 розр. — 2, машиніст 5 розр. — 1
1. 4	Мурування стін цокольного поверху з бетонних блоків ФБС на розчині	100 шт.	2.88	18.5	4.6	6.7	1.7	Монтажн ики: 4 розр. — 1, 3 розр. — 2, машиніст 5 розр. — 1
1. 5	Влаштуван ня вертикальн ої обмазуваль ної гідроізоляці ї стін цоколя бітумною мастикою в 2 шари	100 м ²	3.72	14.2	—	6.6	—	Ізолювал ьники: 3 розр. — 1, 2 розр. — 1

Продовження таблиці 3.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
1. 6	Зворотна засипка пазух котловану піщаним ґрунтом із пошаровим пневматичним ущільненням	100 м ³	8.45	12.4	—	13.1	—	Землекопи: 3 розр. — 1, 2 розр. — 1
2	Роботи надземної частини							
2. 1	Монтаж та демонтаж крупнощитової опалубки вертикальних елементів каркаса (колон, пілонів)	100 м ²	9.21	24.0	3.2	27.6	3.7	Теслярі-монтажники: 4 розр. — 2, 3 розр. — 2
2. 2	Монтаж балочно-стійкової опалубки безригельних плит перекриття на телескопічних стійках	100 м	31.40	18.5	1.5	72.6	5.9	Теслярі: 4 розр. — 2, 3 розр. — 1, 2 розр. — 1

Продовження таблиці 3.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
2. 3	Укрупнювальне збирання та в'язання арматурних каркасів плит і колон сталі класу А400С/А240С	1 т	101.4	14.8	—	187.6	—	Арматурники: 5 розр. — 1, 4 розр. — 2, 3 розр. — 2
2. 4	Укладання бетонної суміші автобетононасосом у конструкції перекриттів та вертикальних пілонів	10 м ³	90.45	1.8	0.45	20.4	5.1	Бетонярі: 4 розр. — 1, 3 розр. — 2, маш. бетононасоса 6 розр. — 1
2. 5	Кам'яне мурування зовнішніх цегляних стін завтовшки 380 мм під розшивку швів	10 м ³	44.20	11.5	0.8	63.5	4.4	Мулярі: 4 розр. — 1, 3 розр. — 1
2. 6	Влаштування внутрішніх цегляних перегородок товщиною 120 мм	100 м ²	14.25	32.4	—	57.7	—	Мулярі: 4 розр. — 1, 2 розр. — 1

Продовження таблиці 3.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	Покрівельні та опоряджувальні роботи							
3.1	Влаштування розухилки з керамзитобетону товщиною до 140 мм на покрівлі	10 м ³	4.58	8.2	1.1	4.7	0.6	Бетонярі: 3 розр. — 2, 2 розр. — 1
3.2	Укладання теплоізоляційних плит екструдованого пінополістиролу у два шари на даху	100 м ²	5.72	6.8	—	4.9	—	Покрівельники: 4 розр. — 1, 3 розр. — 1
3.3	Наплавлення двошарового гідроізоляційного килима з євроруберойду на парапети та плити	100 м ²	5.72	22.4	—	16.0	—	Покрівельники: 4 розр. — 1, 3 розр. — 2

Продовження таблиці 3.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
3. 4	Влаштуван ня фінішного покриття тераси тротуарною плиткою ФЕМ на шарі геотекстил ю	100 м ²	1.62	41.0	—	8.3	—	Плиткорі зи- монтажн ики: 4 розр. — 1, 3 розр. — 2
3. 5	Монтаж розсувного трисекційн ого навісу з полікарбон ату	комп л.	1.0	28.0	—	3.5	—	Монтажн ики конструк цій: 5 розр. — 1, 4 розр. — 2

3.2.3 Формування складу комплексних і спеціалізованих ланок (бригад)

Організація безперервного та поточному зведення п'ятиповерхового будинку потребує раціонального об'єднання ланок робітників у комплексні бригади. Такий підхід дозволяє суміщати суміжні технологічні процеси, мінімізувати простой фронту робіт та підвищити коефіцієнт використання будівельних механізмів на майданчику. На основі калькуляції трудовитрат та поділу поверхів будівлі на дві рівні захватки, формування робочої сили орієнтоване на створення двох основних комплексних бригад: бригади нульового циклу та бригади зведення надземної частини.

Бригада для виконання робіт нульового циклу чисельністю 7 чоловік формується з трьох спеціалізованих ланок:

- Ланка механізованої розробки та підготовки основи: машиніст екскаватора 6-го розряду (1 чол.) та землекопи 3-го і 2-го розряду (2 чол.), які забезпечують зачищення котловану та влаштування піщано-щебеневої підготовки.

- Ланка монтажників фундаментів: монтажники конструкцій 4-го розряду (1 чол.), 3-го розряду (2 чол.) та машиніст крана 5-го розряду (1 чол.). Цей склад виконує безпосереднє укладання плит ФЛ та блоків ФБС.

- Ланка ізолювальників: робітники 3-го та 2-го розряду (2 чол.), які паралельно виконують обмазувальну гідроізоляцію стін цоколя та допомагають на зворотній засипці пазах.

Для надземного циклу, де провідним процесом є зведення монолітного залізобетонного безригельного каркаса та цегляне мурування стін, створюється укрупнена комплексна бригада загальною чисельністю 14 чоловік. До її складу входять наступні ланки:

- Ланка теслярів-опалубників (4 чол.): робітники 4-го розряду (2 чол.) та 3-го розряду (2 чол.), які відповідають за монтаж крупнощитової опалубки колон і виставлення палуби перекриття на телескопічних стійках.

- Ланка арматурників (4 чол.): робітники 5-го розряду (1 чол.), 4-го розряду (2 чол.) та 3-го розряду (1 чол.), які здійснюють в'язання просторових каркасів та сіток плити перекриття.

- Ланка бетонярів (4 чол.): робітники 4-го розряду (1 чол.), 3-го розряду (2 чол.) та машиніст автобетононасоса 6-го розряду (1 чол.), які виконують приймання суміші, пошарове ущільнення вібраторами та догляд за бетоном.

- Ланка мулярів (2 чол.): майстри 4-го та 3-го розряду, які ведуть кладку стін і перегородок із цегли паралельно на сусідній захватці, де бетон уже набрав розпалубну міцність.

Покрівельні та оздоблювальні роботи виконуються окремими спеціалізованими ланками ізолювальників, лицювальників та покрівельників (по 3–4 чоловіка в ланці) на заключному етапі будівництва. Наведений кількісний та кваліфікаційний склад ланок дозволяє забезпечити оптимальну ритмічність потоку, що є критично важливим для правильної побудови календарного графіка виконання робіт.

3.2.4 Обґрунтування, підбір та розрахунок кількості будівельних механізмів і транспорту

3.2.4.1 Технічний підбір та перевірка параметрів монтажного крана (вантажопідйомність, виліт стріли, висота підйому гака для 5-поверхової будівлі)

Для зведення надземної частини п'ятиповерхового житлового будинку, монтажу підмостей, подачі цегли на піддонах, арматурних каркасів та елементів опалубки необхідне чітке обґрунтування вибору монтажного крана. Вибір провідного механізму виконується за трьома основними технічними параметрами: необхідною вантажопідйомністю (Q_{nek}), вильотом стріли (L_{nek}) та висотою підйому гака (H_g).

Найважчим вантажем (монтажним елементом) на об'єкті є крупнощитова опалубка в зборі або пакетована цегла на піддоні вагою $P_e = 1,8$ т. З урахуванням ваги стропувальних пристроїв ($P_{st} = 0,1$ т), необхідна вантажопідйомність крана становить:

$$Q_{nek} = P_e + P_{st} = 1,8 + 0,1 = 1,9 \text{ т}, \quad (3.2)$$

Висота підйому гака розраховується від рівня стоянки крана до найвищої монтажною позначки. Для нашого будинку — це рівень парапету покрівлі на відмітці +17,140. Формула для визначення висоти підйому гака:

$$H_g = h_b + h_z + h_e + h_{st}, \quad (3.3)$$

де $h_b = 17,14$ м — максимальна висота розташування монтажною опори;

$h_z = 0,5$ м — нормативний запас за висотою для безпечного переміщення елемента;

$b_1 = 1,5$ м — висота самого вантажу (щита опалубки);

$h_{st} = 2,5$ м — висота стропувальних пристроїв у натягнутому стані.

Підстановка числових значень дає:

$$H_g = 17,14 + 0,5 + 1,5 + 2,5 = 21,64 \text{ м}$$

Монтажний кран розташований на рейковому ході вздовж тримальної осі будівлі. Ширина будинку в осях становить 14,5 м. З урахуванням безпечної відстані від виступаючих частин споруди до осі обертання крана (4,5 м), необхідний максимальний виліт стріли для обслуговування найвіддаленішої точки (вісь «Е») складає:

$$L_{nek} = 14,5 + 4,5 = 19,0$$

За отриманими технічними параметрами . $Q_{nek} = 1,9$ т, $H_g = 21,64$ м, $L_{nek} = 19,0$ м, для роботи прийнято стаціонарний баштовий кран КБ-403А. Його максимальна вантажопідйомність становить 8,0 т (на мінімальному виліті) та 3,0 т на максимальному виліті стріли у 30,0 м, а висота підйому гака досягає 41,0 м. Це повністю задовольняє всі потреби будівництва та забезпечує необхідний технологічний запас міцності та безпеки.

3.2.4.2 Розрахунок потреби в автотранспорті для вивезення ґрунту та доставки матеріалів, вибір оптимальних схем руху на майданчику

Для безперервної роботи екскаватора типу зворотна лопата з ковшем $0,65 \text{ м}^3$ під час розробки котловану потрібна чітка організація відвезення зайвого ґрунту за межі майданчика. Кількість необхідних автосамоскидів залежить від місткості ковша екскаватора, вантажопідйомності машини та дальності транспортування. Для роботи прийнято автосамоскиди КамАЗ-55111 вантажопідйомністю 13,0 т.

Тривалість одного циклу роботи самоскида T_c розраховується за формулою:

$$T_c = t_z + t_p + t_v + t_m, \quad (3.4)$$

- $t_z = 6,5$ хв — час завантаження ґрунту екскаватором (потрібно 8 ковшів для повного кузова з урахуванням щільності піску);

- $t_p = 18,0$ хв — час руху вантажного самоскида до місця відвалу (відстань 8,0 км при середній швидкості 26,0 км/год);
- $t_v = 2,0$ хв — час розвантаження та маневрування на відвалі;
- $t_m = 13,5$ хв — час повернення порожнього транспорту на майданчик (середня швидкість 35,0 км/год).

Сумарний час одного рейсу становить:

$$T_c = 6,5 + 18,0 + 2,0 + 13,5 = 40,0 \text{ хв}$$

Необхідна кількість автосамоскидів (N) для забезпечення безперервної роботи провідного механізму (екскаватора) визначається як відношення часу повного циклу машини до часу її завантаження:

$$N = \frac{T_c}{t_z} = \frac{40,0}{6,5} = 6,15 \approx 6 \text{ машин}$$

Для доставки основних будівельних матеріалів — цегли та елементів опалубки — передбачено використання бортових довгомірних автомобілів МАЗ-54323 із напівпричепом вантажопідйомністю 20,0 т. Графік їх руху синхронізується з темпами мурування та монтажу монолітного каркаса, що дозволяє організувати розвантаження безпосередньо в зону дії баштового крана КБ-403А.

3.3 Розробка об'єктного будівельного генерального плану

3.3.1 Розрахунок площ складських приміщень (відкритих майданчиків, закритих складів і навісів) для зберігання цегли, арматури, цементу

Проектування об'єктного будгенплану базується на визначенні максимальної потреби в матеріальних ресурсах на піковому етапі зведення споруди. Розрахунок площ складських зон виконується за показниками витрат основних матеріалів у період найінтенсивнішого виконання будівельно-монтажних робіт — суміщення монолітних робіт каркаса та цегляного мурування стін.

Площа складських майданчиків для відкритого зберігання матеріалів і конструкцій, що не зазнають руйнівного впливу атмосферних опадів (цегла на

піддонах, збірні залізобетонні елементи, плити парпетів), розраховується за універсальною формулою:

$$F = \frac{P_{max} \cdot T \cdot k_1 \cdot k_2}{q \cdot K_v}, \quad (3.5)$$

де: P_{max} — середньодобова потреба в матеріалі;

T — нормативний запас зберігання матеріалу на складах;

k_1, k_2 — коефіцієнти нерівномірності надходження та складування матеріалів;

q — нормативна вага або об'єм матеріалу на 1 м^2 корисного простору;

K_v — коефіцієнт використання площі складу, що враховує проходи та проїзди.

Основне навантаження на відкритий склад створює звичайна глиняна цегла, яка масово постачається на майданчик для мурування зовнішніх стін завтовшки 380 мм. Обчислимо необхідну площу для її зберігання під час найбільш інтенсивного етапу робіт.

Визначення середньодобової потреби в матеріалі (P_{max}):

Загальний об'єм цегляної кладки зовнішніх стін на один поверх становить близько $88,4 \text{ м}^3$. Приймаючи тривалість зведення одного поверху за графіком рівною 10 робочих днів, середньодобова витрата кладки становить $88,4 \text{ м}^3/\text{день}$. Враховуючи, що на 1 м^3 кладки витрачається приблизно 400 штук одинарної цегли, добова потреба становить:

$$P_{max} = 8,84 \cdot 400 = 3536 \text{ шт, цегли/день}$$

Нормативний запас зберігання (T): для безперебійної роботи ланок мулярів у міських умовах приймається триденний запас матеріалу на складі ($T = 3$ дні).

Коефіцієнти нерівномірності:

- коефіцієнт нерівномірності надходження транспорту $k_1 = 1,2$.
- коефіцієнт нерівномірності складування матеріалів $k_2 = 1,3$.

Норма завантаження на 1 м^2 площі складу (q):

Цегла постачається на піддонах. На одному стандартному піддоні вміщується 400 штук цегли. На 1 м² відкритого майданчика можна встановити 2 піддони (в один ярус за висотою), що дає нормативну місткість $q = 800 \text{ шт./м}^2$.

Коефіцієнт використання площі складу (K_v):

З урахуванням проходів між штабелями та зон для безпечної роботи стропувальників приймається $K_v = 0,6$.

Підстановка всіх значень у базову формулу дає наступний результат:

$$F_{\text{цегли}} = \frac{3536 \cdot 3 \cdot 1,2 \cdot 1,3}{800 \cdot 0,6} = \frac{16548,48}{480} = 34,48 \text{ м}^2$$

Оскільки на відкритому майданчику, окрім цегли, необхідно одночасно складувати залізобетонні елементи фундаментів, конструкції парпетів, укрупнені елементи опалубки перекриттів, арматурні сітки в пачках та інші тримальні елементи, загальна розрахункова площа збільшується. На основі сумарного навантаження від усіх відкритих технологічних зон прийнято єдину корисну площу відкритого майданчика з необхідним інженерним запасом у розмірі 350 м².

Розрахунок площі інвентарного навісу та закритого складу для навісу:

Розрахунок ведеться за обсягом зберігання рулонних гідроізоляційних матеріалів (руберойду) для експлуатованої покрівлі загальною площею 571,86 м². При нормі укладання рулонів у вертикальному положенні ($q = 85$ рулонів на 10 м²) та з урахуванням проходів, мінімальна корисна площа становить близько 15 м². Конструктивно підбирається інвентарний пересувний навіс площею 20 м².

Для закритого матеріального складу:

Визначається потребою у зберіганні сухих сумішей, кріпильних елементів опалубки, інструментів та делікатного геодезичного обладнання. За нормативної щільності складування дрібних деталей та інструментарію в ящиках $q = 0,25 \text{ т/м}^2$, для обслуговування об'єкта повністю вистачає стандартного мобільного контейнера площею 12 м².

3.3.2 Розрахунок потреби та підбір інвентарних тимчасових побутових приміщень для будівельників на основі пікової чисельності зміни

Для забезпечення належних санітарно-гігієнічних та побутових умов праці робітників на будівельному майданчику виконується обґрунтований розрахунок площ та підбір номенклатури тимчасових інвентарних будівель мобільного типу. Розрахунок ведеться за чисельністю працюючих у найбільш багаточисельну (пікову) зміну, яка визначається на основі графіка руху трудових ресурсів та суміщення окремих будівельних процесів. На етапі зведення монолітного каркаса та цегляного мурування максимальна чисельність робітників у зміну становить $N_{max} = 15$ чоловік.

Загальна потреба в корисній площі для кожного виду побутових приміщень визначається за формулою:

$$F_b = N_{max} \cdot f_n \cdot k, \quad (3.6)$$

де f_n — нормативна питома площа на одного працюючого згідно з вимогами санітарних норм;

k — коефіцієнт, що враховує одночасність користування приміщенням або структуру персоналу (приймається $k = 1,0$ для роздягалень та приміщень обігріву, $k = 0,7$ — для їдальнь та душових).

Розрахунок площ за категоріями приміщень:

- Гардеробна (роздягальня) — призначена для зберігання домашнього та спеціального одягу. Нормативна площа становить $f_n = 1,0 \text{ м}^2/\text{люд.}$

$$F_{\text{Гардер}} = 15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 15,0 \text{ м}^2$$

- Приміщення для обігріву, відпочинку та приймання їжі — забезпечує захист від несприятливих погодних умов та комфортні умови під час перерв. Нормативна площа становить $f_n = 0,9 \text{ м}^2/\text{люд.}$

$$F_{\text{Відпоч}} = 15 \cdot 0,9 \cdot 1,0 = 13,5 \text{ м}^2$$

- Душова кімната — необхідна для дотримання правил особистої гігієни після зміни. Нормативна площа становить $f_n = 0,54 \text{ м}^2/\text{люд.}$, коефіцієнт одночасності $k = 0,7$.

$$F_{\text{душ}} = 15 \cdot 0,54 \cdot 0,7 = 5,67 \text{ м}^2$$

- Виконроба — Використовується для інженерно-технічного персоналу, ведення виконавчої документації та проведення нарад. Розраховується на 2 особи (виконроб та майстер) за нормою $4,0 \text{ м}^2/\text{люд.}$

$$F_{\text{контор}} = 2 \cdot 4,0 = 8,0 \text{ м}^2$$

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Охорона праці в будівництві

4.1.1 Організація безпеки на майданчику та вимоги до генерального плану

Розробка об'єктного будівельного генерального плану для зведення п'ятиповерхового житлового будинку базується на принципах створення безпечного та безперешкодного робочого простору. На ділянці площею 8140.0 м² розташовуються виробничі, складські, адміністративно-побутові приміщення та основні вантажопідйомні механізми. Головним джерелом потенційної небезпеки під час виконання надземних робіт виступає стаціонарний баштовий кран КБ-403А, технічні параметри якого (виліт стріли 30,0 м, висота підйому 41,0 м) диктують суворе зонування всієї території будівництва.

При організації будгенплану навколо об'єкта чітко розмежовуються наступні зони:

Монтажна зона. Охоплює простір, де безпосередньо зводяться конструкції каркаса та цегляних стін, і приймається рівною контуру будівлі в осях 43.3 × 14.5 м з додаванням 5,0 м по периметру. У цій зоні забороняється перебування людей, які не зайняті безпосереднім монтажем або муруванням на поточному ярусі.

- Зона обслуговування краном (робоча зона). Визначається максимальним вильотом стріли крана, що становить 30.0 м від осі його обертання. У цих межах виконується переміщення матеріалів, пакетованої цегли на піддонах та елементів крупнощитової опалубки.

- Небезпечна зона роботи крана. Розраховується як сума максимального вильоту стріли, половини габариту найбільшого вантажу (великорозмірного щита опалубки) та відстані можливого відлітання вантажу при падінні згідно з діючими будівельними нормами (для висоти будівлі до 20,0 м ця відстань становить 7,0 м). Межа цієї зони позначається на генплані та в натурі за допомогою сигнального

огороження та попереджувальних знаків безпеки із написом про заборону входу стороннім особам.

Логістика внутрішнього двору організовується через кільцевий проїзд завширшки 5,0 м та 7,5 м, що забезпечує безперешкодний рух автосамоскидів КамАЗ-55111 та бортових довгомірів МаЗ-54323. В'їзд та виїзд з майданчика облаштовуються безпосередньо з вулиці Наливайка. Швидкість руху транспорту на території обмежується до 10 км/год на прямих ділянках та до 5 км/год у зоні складів. Самі відкриті складські майданчики площею 350 м², інвентарний навіс на 20 м² та мобільний контейнер на 12 м² розташовуються суворо в радіусі дії крана, але поза лінією руху підкранових колій. Це мінімізує кількість перевантажувальних операцій та унеможливорює перенесення вантажів краном над адміністративно-побутовою зоною.

Тимчасові інвентарні побутові будівлі для обслуговування пікової зміни чисельністю 15 чоловік (гардеробна на 15,0 м², приміщення для обігріву на 13,5 м², душова на 5,67 м² та виконробська на 8,0 м²) виносяться за межі небезпечної зони роботи КБ-403А. Вхід у побутове містечко організовується окремим пішохідним маршрутом, ізольованим від зон руху вантажного транспорту.

Для роботи у вечірній час передбачається штучне освітлення майданчика. Загальне освітлення території забезпечується прожекторами, встановленими на інвентарних щоглах по периметру огороження. Особлива увага приділяється освітленню робочих місць на захватках монолітного каркаса, зон розвантаження транспорту та складів, де освітленість повинна становити не менше 50 лк. По всьому периметру будівельного майданчика встановлюється суцільне захисно-охоронне огороження заввишки 2,0 м, обладнане воротами для транспорту та окремою хвірткою для людей. На воротах розміщується схема руху автомобілів та інформаційні стенди з правилами охорони праці.

4.1.2 Техніка безпеки при експлуатації будівельних машин і механізмів

Безпека технологічних процесів на майданчику повністю залежить від дотримання суворих правил експлуатації механізованого парку обладнання. Провідним вантажопідйомним механізмом надземного циклу є баштовий кран КБ-403А. Його щоденна робота дозволена лише після проведення технічного огляду, перевірки справності обмежувачів вантажопідйомності, кінцевих вимикачів вильоту стріли та висоти підйому гака. Категорично забороняється піднімати вантажі, маса яких перевищує встановлену графіком вантажної характеристики межу для поточного виліту стріли. При максимальній вазі піддону з цеглою чи елементу опалубки в 1,8 т, стропування виконується виключно перевіреними інвентарними чотирьохгілковими стропами, обладнаними запобіжними замками на гаках. Усі вантажно-розвантажувальні операції припиняються, якщо швидкість вітру досягає 15 м/с, а також під час густого туману, зливи чи сильного снігопаду. Переміщення довгомірних бортових автомобілів МаЗ-54323 та розвантаження матеріалів у зоні дії крана здійснюється під безпосереднім контролем відповідального стропувальника.

На етапі земляних робіт головним механізмом виступає одноковшевий екскаватор із місткістю ковша 0,65 м³. Безпечна експлуатація екскаватора вимагає його встановлення поза межами призми обрушення піщаного ґрунту котловану. Під час розробки та завантаження автосамоскидів КамАЗ-55111 перебування людей у радіусі дії стріли екскаватора плюс 5,0 м суворо заборонено. Водії самоскидів під час завантаження зобов'язані перебувати поза кабіною. Рух автотранспорту по майданчику регулюється встановленими дорожніми знаками, а маневрування та подача машин заднім ходом у зоні навантаження або складів виконується за командами сигнальника.

Процес зведення монолітного безригельного каркаса супроводжується роботою автомобільного бетононасоса з вильотом стріли від 24 до 32 м. Перед початком прокачування бетону класу С20/25 перевіряється надійність кріплення ланок бетоноводу та фіксація виносних опор-аутригерів на стійкій горизонтальній

поверхні. Зона розгортання стріли насоса повністю звільняється від сторонніх предметів та ліній електропередач. Оператор, який керує кінцевим гнучким шлангом-рукавом, повинен утримувати його за допомогою спеціальних інвентарних лямок, уникаючи різких перегинів бетоноводу.

При виконанні зворотної засипки та пошарового ущільнення піщаного ґрунту в пазухах застосовуються ручні пневматичні трамбівки. Робота з цим обладнанням вимагає захисту органів зору та рук персоналу. Робочі шланги, що подають стиснене повітря від компресора до трамбівок, повинні перевірятися на герметичність, а їх з'єднання мають облаштовуватися запобіжними шплінтами. Усі машиністи та оператори будівельних механізмів зобов'язані мати професійні посвідчення, проходити щоденні медичні огляди та інструктажі з техніки безпеки.

4.1.3 Охорона праці під час виконання основних технологічних процесів

Безпека під час виконання земляних робіт та монтажу фундаментів. Розробка котловану у сухих дрібнозернистих пісках шару ПЕ-2 на глибину 3,1 м вимагає суворого контролю за станом укосів. Крутизна укосів для запобігання обрушенню приймається у співвідношенні 1:0,5. По периметру верхньої бровки котловану встановлюється захисне огородження заввишки 1,1 м, а складування будівельних матеріалів чи рух автотранспорту ближче ніж на 1,0 м від краю виїмки повністю забороняється. Спуск робітників у котлован дозволяється лише по інвентарних драбинах шириною не менше 0,6 м з поручнями.

Технологічний процес монтажу збірного залізобетонного стрічкового фундаменту з коліс базується на чіткій координації дій машиніста крана та ланки монтажників. При укладанні плит-подушок марки ФЛ 18.24 та чотирьох рядів стінових блоків ФБС масою до 1,5 т перебування людей на елементах, що переміщуються, повністю виключається. Наведення конструкцій у проєктне положення виконується за допомогою двох гнучких відтяжок. Розчеплення стропів дозволяється лише після повної стабілізації положення блока на цементно-піщаній постілі. Зважаючи на загрозу формування сезонної верховодки на рівні закладання

підшови, організовується постійний нагляд за станом стінок виїмки. Нанесення вертикальної обмазувальної гідроізоляції бітумними мастиками здійснюється із обов'язковим використанням робітниками респіраторів та захисних костюмів.

Безпека при веденні монолітних робіт. Зведення тримального монолітного безригельного каркаса з бетону класу C20/25 пов'язане з ризиком травматизму через суміщення процесів на висоті. Роботи на кожному ярусі житлових поверхів дозволяється розпочинати лише після встановлення захисного огороження по всьому периметру плити перекриття. Монтаж інвентарної крупнощитової опалубки вертикальних пілонів та колон перерізом 400 × 400 мм виконується з обов'язковим тимчасовим розкріпленням щитів підкосами до їх повного болтового з'єднання. Теслярі-опалубники виконують збирання балочно-стійкової системи перекриття товщиною 220 мм із використанням пересувних вишок-тур з периметрами безпеки.

Укрупнювальне збирання та в'язання арматурних каркасів здійснюється із використанням засобів індивідуального захисту рук та очей. Нарізка та гнуття стержнів сталі класу A400C та A240C виконуються на спеціально обладованих станках у складській зоні, а подача сіток на робочий горизонт здійснюється краном у пакетах. При прийманні бетонної суміші з автомобільного бетононасоса бетонярі зобов'язані перебувати на надійно закріплених риштуваннях. Ходіння по встановленій арматурі дозволяється лише по переносних дерев'яних містках завширшки не менше 0,6 м. Пошарове ущільнення суміші глибинними вібраторами вимагає від персоналу використання гумових чобіт та рукавиць, а також регулярного відпочинку для запобігання впливу локальної вібрації. Розпалублювання конструкцій проводиться лише після досягнення бетоном необхідної міцності за розпорядженням виконроба.

4.1.4 Пожежна безпека на будівельному майданчику

Організація протипожежного захисту на території будівництва п'ятиповерхового будинку по вулиці Наливайка, 1-а регламентується суворими нормативними вимогами. На об'єктному будівельному генеральному плані чітко

дотримано протипожежних розривів до навколишньої існуючої забудови, а навколо самої споруди запроектовано безперервний круговий проїзд для спецтехніки шириною 5,0 м та 7,5 м з асфальтобетонним покриттям. Це гарантує швидке розгортання та безперешкодний доступ пожежних автомобілів до будь-якого сектора будівлі у разі виникнення загоряння. Для забезпечення надійного зовнішнього пожежогасіння на майданчику передбачено влаштування пожежного щита, укомплектованого первинними засобами: вуглекислотними та порошковими вогнегасниками, ящиком із піском, лопатами, ломами та баграми, а також організовано підключення до міського водопроводу з урахуванням нормативного тиску для під'єднання пожежних рукавів.

Зони підвищеної пожежної небезпеки, до яких відносяться відкритий склад будівельних матеріалів площею 350 м² та побутове містечко для 15 робітників, забезпечуються окремими постами з вогнегасниками типу ОП-5. Тимчасові інвентарні будівлі (гардеробна, приміщення для обігріву) виконуються з матеріалів з відповідним класом вогнестійкості та обладнуються індивідуальними сповіщувачами. Куріння на території дозволяється виключно у спеціально відведених та обладнаних місцях, що винесені за межі складів та зони ведення робіт.

Особлива прискіплива увага приділяється проведенню вогневих робіт під час влаштування багатошарової експлуатованої покрівлі на позначці +15.460. Наплавлення двох шарів руберойду за допомогою газових пальників дозволяється лише після очищення робочої зони від горючих будівельних відходів та за наявності безпосередньо на місці робіт не менше двох справних вогнегасників і пожежного повстяного полотна. Усі газові балони мають проходити регулярну перевірку, а їх експлуатація допускається лише за наявності редукторів та запобіжних клапанів. Усі працівники, які залучаються до виконання зварювальних та покрівельних робіт, зобов'язані пройти спеціальне навчання за програмою пожежно-технічного мінімуму та мати відповідні допуски, що фіксується у спеціальному журналі на інструктажах перед початком кожної зміни.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено комплексний, інженерно та економічно обґрунтований проєкт п'ятиповерхового житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення в місті Тернопіль по вулиці Наливайка, 1-а. У ході проєктування вирішено цілісний спектр архітектурно-планувальних, конструктивних, організаційно-технологічних та безпекових завдань відповідно до чинних будівельних норм і стандартів.

Архітектурно-планувальні та містобудівні рішення:

На основі детального аналізу містобудівного контексту, кліматичних та інженерно-геологічних умов Тернополя здійснено оптимальну посадку будівлі на ділянці площею 8140,0 м². Завдяки прямокутній конфігурації споруди з розмірами в осях 43,3 × 14,5 м та компактній плямі забудови в 675,65 м² забезпечено раціональний коефіцієнт забудови території на рівні 0,08. Це дозволило виділити значний простір під благоустрій та ландшафтне озеленення, площа якого становить 3940,0 м² (коефіцієнт озеленення — 0,48).

У проєкті реалізовано чітке вертикальне та функціональне зонування:

- Цокольний поверх (позначка -3,100): віддано під розвинену громадську інфраструктуру (ізольовані комерційні приміщення площею 159,43 м² та 161,19 м²) та інженерні блоки (електрощитова, насосна) з окремими, незалежними входами з вулиці.
- Житлова частина (1–5 поверхи): запроєктровано 40 квартир із раціональною квартирографією (20 однокімнатних, 10 двокімнатних та 10 трикімнатних осель). Планувальна ефективність внутрішнього простору підтверджена нормативними коефіцієнтами: K_1 (співвідношення житлової площі до загальної площі квартир) становить 0,48, а коефіцієнт K_2 (співвідношення будівельного об'єму до загальної площі) дорівнює 3,96.
- Рекреаційна зона: організовано експлуатовану покрівлю-терасу площею 520,15 м² із виходом через надбудову над сходовою кліткою.

Забезпечено беззаперечне виконання вимог інклюзивності для маломобільних груп населення: входи на рівні тротуару, встановлення зовнішніх сходових підйомників, нормативна ширина тамбурів та коридорів, а також використання пасажирського ліфта вантажопідйомністю 630 кг без машинного відділення.

Конструктивна надійність та енергоефективність:

Для забезпечення просторової жорсткості, стійкості та довговічності споруди прийнято безригельну каркасно-стінову конструктивну схему з монолітного залізобетону. Розрахунково-конструктивний аналіз підземної частини дозволив обґрунтувати відхилення пальового варіанта та вибір на користь збірного залізобетонного стрічкового фундаменту з обпиранням на стабільний шар дрібнозернистого піску (ПГЕ-2) на відмітці закладання підшви -3,900.

Математичні розрахунки за граничними станами підтвердили високу надійність конструкцій:

- Для найбільш завантаженої колони каркаса (вісь «Б-6») визначено фінальне вертикальне зусилля на рівні обрізу фундаменту в розмірі 1723,93 кН.
- Підібрано стандартні фундаментні плити-подушки марки ФЛ 18.24, для яких середній фактичний тиск під підшоною становить 244,62 кПа, що не перевищує розрахунковий опір ґрунту основи ($R = 468,76$ кПа), створюючи інженерний запас міцності у 47,8%.
- Розрахунок кінцевої осадки методом пошарового підсумовування показав результат 1,38 см, що суттєво менше гранично допустимого нормативного значення в 10,0 см.
- Конструктивно визначено параметри нижнього робочого армування плит ФЛ стержнями $\varnothing 10$ А400С із кроком 150 мм. Для забезпечення монолітності та перерозподілу зусиль по верху стін підвалу із блоків ФБС розраховано обв'язувальний залізобетонний пояс перерізом 500×200 мм з армуванням 4 стержнями $\varnothing 14$ А400С.

Теплотехнічний розрахунок багат шарової зовнішньої цегляної стіни (380 мм) з урахуванням вимог ДБН В.2.6-31:2021 підтвердив ефективність

запроєктованої системи скріпленої теплоізоляції товщиною 200 мм. Фактичний приведений опір теплопередачі конструкції становить $R_{\text{fact}} = 5,16 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$, що значно перевищує мінімально допустиме нормативне значення для першої кліматичної зони ($R_{q_{\text{min}}} = 3,30 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$) і повністю ліквідує проблему містків холоду.

Технологія, організація та безпека виробництва:

У технологічному розділі сформовано раціональну організаційну модель зведення об'єкта потоково-циклічним методом із поділом поверхів на дві захватки. Розраховано точні обсяги земляних робіт (об'єм розробки котловану екскаватором із місткістю ковша $0,65 \text{ м}^3$ становить $2415,5 \text{ м}^3$) та монолітно-кам'яних процесів (сумарний об'єм монолітного залізобетону надземної частини — $904,5 \text{ м}^3$, цегляного мурування — $613,0 \text{ м}^3$).

На основі ресурсних елементних кошторисних норм складено детальну калькуляцію трудовитрат і визначено склад комплексних бригад (7 чоловік для нульового циклу та 14 чоловік для надземних робіт). Здійснено технічний підбір провідних механізмів: для монтажних і кам'яних робіт за параметрами вантажопідйомності ($Q_{\text{нек}} = 1,9 \text{ т}$), висоти підйому гака ($H_g = 21,64 \text{ м}$) та вильоту стріли ($L_{\text{нек}} = 19,0 \text{ м}$) прийнято баштовий кран КБ-403А. Для доставки бетону та безперервного заливання плит перекриття обґрунтовано використання автомобільного бетононасоса зі стрілою 24–32 м. Організація логістики ґрунту забезпечена залученням 6 автосамоскидів КамАЗ-55111.

У розділі безпеки життєдіяльності опрацьовано заходи з охорони праці, техніки безпеки при експлуатації машин та пожежної безпеки. Проведено суворе зонування території із винесенням побутового містечка та складів за межі розрахованої небезпечної зони роботи крана, запроєктовано круговий протипожежний проїзд навколо будинку та визначено правила ведення вогневих робіт при влаштуванні наплавлюваної покрівлі.

Сформований пакет проєктно-технологічної документації та математичних розрахунків є повністю життєздатним, екологічно й технічно виправданим і готовим до безпосереднього практичного впровадження у будівельне виробництво.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Бодрова Л. Г., Крамар Г. М., Ковальчук Я. О., Коваль І. В. Технологія конструкційних матеріалів та матеріалознавство, розділ Матеріалознавство : навч. посіб. Тернопіль : ФОП Паляниця В. А., 2023. 157 с.
2. Ігнат'єва В. Б. Віконна система. Патент на корисну модель № 136285, Україна, МПК (2020) E06B 3/00, МПК (2006) E06B 3/68. Заявка № u 201902231 ; заявл. 05.03.2019 ; опубл. 12.08.2019, Бюл. № 15.
3. Ігнат'єва В. Б., Карпа Ю., Луців М. Вдосконалення замкового механізму кришки люка оглядового колодязя як захід зменшення вуличного травматизму. Grail of Science. 2023. № 29. С. 399–403.
4. Ігнат'єва В. Б., Мещерякова О. М. Методичні вказівки до самостійної роботи з дисципліни «Планування та благоустрій сельбищних територій». Тернопіль : ТНТУ, 2023. 45 с.
5. Ковальчук Я., Крамар Г., Бодрова Л., Коваль І., Мариненко С. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів. Наукові нотатки. 2019. Вип. 66. С. 165–171.
6. Конончук О. П., Лучко Й. Й. Залізобетонні та кам'яні конструкції : конспект лекцій для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Частина 1. Тернопіль : Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. 221 с.
7. Конончук О. П., Хома І. Б., Чайковський А. С. Дослідження деформацій і зусиль в елементах каркасу будівлі від різного роду зовнішніх навантажень. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, м. Тернопіль, 2022. С. 9–10.
8. Мариновський В. М., Гудь М. І., Крамар Г. М. Застосування монолітних багатопустотних перекриттів у громадських будівлях. Актуальні задачі сучасних технологій : тези доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції, 25–26 листопада 2020 р. Тернопіль : ТНТУ, 2020. С. 94.

9. Мещерякова О. М. Методичний посібник до виконання курсового проекту з курсу «Архітектура будівель і споруд». Тернопіль : ФОП Паляниця В. А., 2023. 84 с.
10. Сорочак А. П. Програмне забезпечення інженерних розрахунків : конспект лекцій для студентів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія" всіх форм навчання. Тернопіль : ТНТУ, 2018. 112 с.
11. 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". Тернопіль : ТНТУ, 2025. 59 с.
12. Ясній В. П., Микитишин Т. Вплив форми та розміру зразків на міцність бетону за стиску. Вісник Тернопільського національного технічного університету. 2023. Т. 111, № 3. С. 97–105.
13. Ясній П. В., Окіпний І. Б., Гуцайлюк В. Б. Оцінка тріщиностійкості корпусних реакторних сталей : монографія. Тернопіль : Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2014. 185 с.
14. Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів : ДБН В.2.3-15:2007. [На заміну ВСН 01-89 ; чинний від 2007-08-01]. URL: https://econstruction.gov.ua/laws_detail/3200360843703224166?doc_type=2 (дата звернення: 10.06.2026).
15. Житлові будинки. Основні положення : ДБН В.2.2-15:2019. [Чинний з 2019-12-01]. URL: https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/dbn_v_2_2_15_2015_zhitlovi_budinki_osnovni_p_olozhenija/1-1-0-1184 (дата звернення: 10.06.2026).
16. Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення : ДБН В.2.2-40:2018. [На заміну ДБН В.2.2-17:2006 ; чинний від 2019-04-01]. URL: https://econstruction.gov.ua/laws_detail/3626580502787392825?doc_type=2 (дата звернення: 10.06.2026).
17. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. [Чинний з 2011-06-01]. URL:

https://econstruction.gov.ua/laws_detail/3200410998024438840 (дата звернення: 10.06.2026).

18. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування : ДБН В.2.6-33:2018. [Чинний з 2018-10-01]. URL: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-257> (дата звернення: 10.06.2026).

19. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. [Чинний з 2007-01-01]. URL: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-753> (дата звернення: 10.06.2026).

20. Планування та забудова територій : ДБН Б.2.2-12:2019. [Чинний з 2019-10-01]. URL: https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/b_2_2_12/1-1-0-1802 (дата звернення: 10.06.2026).

21. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги : ДБН В.1.1-7:2016. [На заміну ДБН В.1.1-7-2002 ; чинний від 2017-06-01]. URL: https://econstruction.gov.ua/laws_detail/3080743763845318619 (дата звернення: 10.06.2026).

22. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6-31:2021. [Чинний з 2022-09-01]. URL: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-13> (дата звернення: 10.06.2026).