

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)
Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
до кваліфікаційної роботи

бакалавра

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: «Проект шестиповерхового будинку громадського призначення»

Виконав: студент IV курсу, групи МБ-41
спеціальності (напряму підготовки) 192
«Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Турчин В.О.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Каспрук В.Б.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

Рецензент
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітній ступінь Бакалавр

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри _____

«_____»

2026 р.

ЗАВДАННЯ НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА

Турчин Владислав Олегович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проект шестиповерхового будинку громадського призначення

Керівник проекту (роботи) Каспрук Володимир Богданович, к.т.н., доцент

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

Затверджені наказом по університету від « 24 » січня 2026 року № 4/7 – 48

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 20.06.2026 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Проект шестиповерхового будинку громадського призначення, в підвальному поверсі розміщено паркінг, фундаменти буронабивні палі конструктивна схема – каркасна будівля, утеплення зовнішніх стін – пінопластом, покрівля – рулонна.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Інженерно-геологічні і гідрологічні умови будівництва, генплан будівництва, об'ємно-планувальні рішення, конструктивні рішення, теплотехнічний розрахунок стін, розрахунок збірної залізобетонної сходової маршу та збірної залізобетонної сходової площадки, розробка календарного графіка на зведення будівлі, розробка технологічної карти на влаштування буронабивного палевого фундаменту.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) Фасади, план 1-го поверху, план 2-го поверху, план підвального поверху, розріз по сходовій клітці, експлікація приміщень, конструктивні креслення збірних залізобетонних сходових маршу та майданчика, схема палевого поля, інженерно-геологічний розріз, специфікація, календарний графік на зведення будівлі, технологічна карта на влаштування буронабивних палей.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Каспрук В.Б., к.т.н., доц.		
Безпека життєдіяльності, основи охорони праці	Окіпний І.Б., к.т.н., доц.		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 24.01.2026 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП.	24.01.2026	
2	Архітектурно-планувальне рішення ділянки.	30.01.2026	
3	Об'ємно-планувальне рішення.	10.05.2026	
4	Конструктивні рішення.	15.05.2026	
5	Інженерні мережі та комунікації будівельного майданчику.	18.05.2026	
6	Збір навантажень на конструкції сходової клітки.	22.05.2026	
7	Розрахунок збірного залізобетонного сходового маршу.	30.05.2026	
8	Розрахунок збірної залізобетонної сходової площадки.	05.06.2026	
9	Розробка календарного графіку.	10.06.2026	
10	Розробка технологічної карти на влаштування буро набивного палевого фундаменту	15.06.2026	
11	Розробка заходів з охорони праці та техніки безпеки	18.06.2026	

Студент

(підпис)

Турчин В.О.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Каспрук В.Б.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1	АРХІТЕКТУРНЕ ТА БУДІВЕЛЬНЕ ПРОЄКТУВАННЯ ОБ'ЄКТА.....	6
1.1	Оцінка локації та містобудівних умов майданчика забудови	6
1.2	Обґрунтування прийнятих технологічних параметрів.....	7
1.2	Архітектурно-планувальна концепція споруди	8
1.4	Проектування основних несучих та огорожувальних елементів	10
1.5	Рішення щодо зовнішнього та внутрішнього оздоблення	12
1.6	Теплотехнічний розрахунок.....	13
1.7	Зведені показники забудови та благоустрою території	17
РОЗДІЛ 2	РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	18
2.1	Конструювання збірного залізобетонного сходового маршу.....	18
2.1.2	Визначення робочих габаритів та перерізу маршу.....	20
2.1.3	Розрахунок необхідної кількості поздовжньої арматури.....	21
2.1.4	Перевірка міцності маршу на дію поперечних сил	21
2.2	Проектування залізобетонної сходової площадки.....	24
2.2.1	Оцінка навантажень на елементи площадки	24
2.2.2	розрахунок та армування плитної частини.....	25
2.2.3	Перевірка несучої здатності лобового ребра.....	27
2.2.4	Розрахунок лобового ребра на поперечну силу	28
2.2.5	Конструювання пристінного ребра	29
2.2.6	Розрахунок пристінного ребра на поперечну силу	31
2.3	Конструювання та розрахунок несучої здатності буронабивних паль	31
РОЗДІЛ 3	ТЕХНОЛОГІЯ ЗВЕДЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНИХ ПРОЦЕСІВ.....	42
3.1	Підрахунок фізичних об'ємів будівельно-монтажних робіт Визначення потреби в бетонній суміші	42
3.2	Підбір оптимального вантажопідіймального механізму	42
3.3	Оцінка витрат праці та складання робочої калькуляції	44
3.4	озрахунок фонду оплати праці робітників	45

3.5 Комплектування машин та механізмів для влаштування паль	46
3.6 Оцінка економічної ефективності прийнятих технологічних рішень	48
3.7 Послідовність влаштування пальового фундаменту	48
3.8 Заходи з безпечного виконання робіт на майданчику.....	50
3.9 Операційний контроль якості будівельних процесів	51
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА НА БУДІВЕЛЬНОМУ ОБ'ЄКТІ.....	53
4.1 Основні вимоги до безпеки виконання робіт	53
4.2 Безпечне облаштування будмайданчика та робочих зон.....	54
4.3 Правила безпеки під час нульового циклу та зведення фундаментів.....	57
4.4 Безпека праці при розробці котловану та траншей	60
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	63
БІБЛІОГРАФІЯ.....	64

ВСТУП

Сьогодні вимоги до комерційної нерухомості кардинально змінилися. Бізнесу потрібні не просто стіни, а продумані, комфортні та економічно вигідні простори. Тому будівництво сучасних офісних центрів залишається актуальним, але сам підхід до їх проєктування перейшов на новий, більш практичний рівень.

Також проєкт розроблявся з огляду на жорстку економію ресурсів під час будівництва. Планування виконано максимально раціонально: ми задіяли кожен квадратний метр корисної площі, уникаючи "мертвих" зон та невиправданих витрат.

Як результат, розроблено проєкт 6-поверхової будівлі, який поєднує в собі лаконічну архітектуру, комфорт та технологічність. Але найголовніша особливість, яка робить цю будівлю дійсно адаптованою до умов воєнного часу, — це підземний паркінг. Його спроєктовано як приміщення подвійного призначення, що слугуватиме надійним найпростішим укриттям для працівників та відвідувачів.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНЕ ТА БУДІВЕЛЬНЕ ПРОЄКТУВАННЯ ОБ'ЄКТА

1.1 Оцінка локації та містобудівних умов майданчика забудови

Ділянка, відведена під зведення нового офісного центру, розташована у західному планувальному районі міста Черкаси за будівельною адресою: вул. Рози Люксембург, 17. Територія проєктування характеризується високим рівнем урбанізації та знаходиться в умовах щільної міської забудови, що безпосередньо впливає на організацію будівельно-монтажних робіт.

Будівельний майданчик має складні умови примикання. З північного та північно-східного боків межа відведення проходить впритул до існуючого житлового масиву. Цей фактор накладає жорсткі інженерні обмеження на період будівництва: вимагає суворого дотримання акустичного режиму (контролю рівня шуму від роботи важкої техніки), мінімізації вібраційних впливів та витримування санітарно-захисних розривів.

Особливої уваги під час розробки будівельного генерального плану вимагає північно-західна межа ділянки, де об'єкт безпосередньо межує з територією дитячого дошкільного закладу. Це зобов'язує передбачити монтаж суцільних захисно-охоронних огорож із козирками та розробити максимально безпечну схему руху вантажів на крані, виключаючи перенесення матеріалів над зоною садочка.

Таке кутове розташування на перетині двох діючих міських артерій є значною логістичною перевагою об'єкта. Наявність двох незалежних під'їзних шляхів дозволяє раціонально організувати транспортну схему будмайданчика: спроектувати наскрізний або кільцевий рух техніки, розвести потоки постачання будматеріалів та вивезення ґрунту з котловану, а також уникнути заторів і блокування вузьких прибудинкових проїздів сусідніх будинків.

1.2 Обґрунтування прийнятих технологічних параметрів

Технологічні та об'ємно-планувальні рішення офісного комплексу розроблялися на основі технічного завдання замовника та з суворим дотриманням чинних державних будівельних норм (ДБН) і стандартів. Проектована споруда чітко розділена на дві основні функціональні зони: безпосередньо адміністративно-офісний блок (який розміщується у просторі між осями 1-6 та А-Е) і підземний рівень автостоянки (охоплює осі 1-7 та Ж-Е).

Концепція будівлі орієнтована на бізнес-сегмент із закритою або напівзакритою корпоративною структурою. Це означає, що планування приміщень ідеально підходить для компаній, робота яких не передбачає безперервного потоку сторонніх клієнтів з вулиці. До таких орендарів можна віднести ІТ-підприємства, логістичні оператори, бек-офіси ритейлу або сучасні call-центри. За рівнем інженерного оснащення, оздоблення та комфорту будівля повністю задовольняє критерії, що висуваються до сучасних бізнес-центрів класу «В».

Для забезпечення швидкої та комфортної логістики всередині будівлі спроектовано просторі ліфтові холи, які обслуговуються трьома пасажирськими ліфтами. Безпечна евакуація персоналу гарантується двома незалежними сходовими клітками. Інфраструктура центру продумана так, щоб закривати базові потреби співробітників безпосередньо на робочому місці: на першому поверсі функціонуватиме просторе кафе самообслуговування. Робочий простір також оптимізовано: починаючи з третього рівня, у плануванні передбачені зручні переговорні кімнати, а п'ятий поверх додатково оснащений містким конференц-залом для проведення загальних зборів чи масштабних презентацій.

Для вирішення питання паркування транспортних засобів працівників та резидентів офісного центру, у проєкті закладено закриту підземну автостоянку. Її основний зал (в осях 1-7 і Ж-Е) має площу 2927 м² та загальні габарити 54,0 x 18,6 м, що дозволяє зручно розмістити 73 легкових автомобілі.

Рух транспорту організовано максимально раціонально: заїзд до підземного паркінгу з вулиці Рози Люксембург здійснюється через двосмуговий пандус, що

виключає утворення заторів на в'їзді. Доступ на територію суворо контролюється через спеціально обладнаний контрольно-пропускний пункт (КПП). Пішохідний зв'язок паркінгу з вестибюлем першого поверху та евакуація людей назовні забезпечуються через чотири ізольовані сходові клітки.

Зона зберігання автомобілів спланована за манежним принципом (відкриті паркомісця без перегородок з габаритами 6,6 x 3,3 м). Щоб гарантувати безпечне маневрування машин і виключити пошкодження конструкцій будівлі, ширина внутрішніх проїздів прийнята не менше 6,6 м, а вздовж усіх стін та опорних колон обов'язково монтуються захисні колесовідбійні пристрої. Також на підземному рівні компактно згруповано комплекс технічних приміщень, необхідних для обслуговування інженерних мереж будівлі.

Пожежна безпека та особливості експлуатації стоянки Згідно з класифікацією пожежної безпеки, приміщення підземного паркінгу віднесено до категорії «В». Відповідно до жорстких норм евакуації, відстань між виходами назовні не перевищує 40 метрів, що дозволяє швидко та безпечно покинути приміщення в разі надзвичайної ситуації.

Щоденна експлуатація паркінгу передбачає чіткий режим: черговий персонал КПП через оглядові вікна візуально відстежує трафік та веде журнал фіксації прибуття та від'їзду транспорту. Важливою умовою порядку є те, що за кожним автомобілем резидента закріплюється конкретне фіксоване паркомісце. Для підтримки належного санітарного стану підлоги передбачено її сухе прибирання за допомогою механізованих підмітальних машин. При проєктуванні вентиляції та розрахунку навантажень враховано, що в періоди пікових навантажень (початок і кінець робочого дня) інтенсивність заповнення паркінгу сягатиме 80% від його загальної місткості.

1.2 Архітектурно-планувальна концепція споруди

Проєктований комплекс має чітке функціональне зонування та складається з двох основних об'ємів, інтегрованих між собою: надземного офісного центру

(розташованого в координатних осях 1-6 та А-Е) та підземного паркінгу (в осях 1-7, Ж-Е).

Надземна адміністративна частина комплексу являє собою шестиповерхову споруду правильної геометричної форми з габаритами в плані 26,4 x 33,0 м. Максимальна висота будівлі від планувальної відмітки землі становить 26,245 м. Висота кожного робочого поверху прийнята 3,9 м, що забезпечує достатній простір для прихованого прокладання інженерних комунікацій під стелею та створення комфортного мікроклімату для працівників.

Простір будівлі розподілено наступним чином:

Перший поверх виконує роль головного розподільчого та інфраструктурного вузла. Тут спроектована репрезентативна вхідна група, що об'єднує вестибюль, гардеробну зону, пост охорони та центральний сходово-ліфтовий хол. Для організації харчування персоналу на цьому ж рівні розміщено кафе на 80 посадкових місць із повноцінним харчоблоком та допоміжними приміщеннями. Окремо виділено технічний блок, куди входять електрощитова та вентиляційна камера.

Поверхи з другого по шостий повністю відведені під робочі офісні зони. Планування максимально адаптовано до потреб сучасного бізнесу: на кожному поверсі розташовані по дві ізольовані кімнати для переговорів, а на п'ятому рівні додатково облаштовано просторий конференц-зал для проведення масових заходів.

Вертикальне переміщення між поверхами забезпечується групою сучасних ліфтів. Враховуючи жорсткі вимоги пожежної безпеки, один із ліфтових підйомників має спеціальне виконання і розрахований на транспортування пожежних підрозділів у разі надзвичайної ситуації.

Евакуація з офісної частини продумана з урахуванням максимального завантаження будівлі і здійснюється через дві незадимлювані сходові клітки:

Сходова клітка типу Н1 (із виходом безпосередньо назовні через відкриту зовнішню повітряну зону);

Сходова клітка типу Н2 (з безпечним виходом назовні через вестибюль першого поверху).

Другий об'єм комплексу — підземний гараж-стоянка з габаритами 39,6 х 86,22 м та висотою приміщень 2,9 м. Рух автотранспорту на рівень паркінгу організовано через відкритий двосмуговий пандус, що забезпечує безпечний роз'їзд зустрічних машин.

Підвальний поверх самої офісної будівлі (розташований на відмітці -3,700 м) несе суто технічне навантаження. Безпечну евакуацію обслуговуючого персоналу з підвального рівня гарантують три додаткові сходові клітки, які мають власні, ізольовані виходи безпосередньо назовні.

1.4 Проектування основних несучих та огорожувальних елементів

Відповідно до об'ємно-планувальних рішень, об'єкт чітко розмежований на два незалежні структурні блоки: надземний офісний центр (у межах осей 1-6 та А-Е) та підземний паркінг (осі 1-7, Ж-Е). Головною несучою системою, що забезпечує загальну просторову стійкість і жорсткість будівлі в обох напрямках, обрано монолітний залізобетонний рамний каркас. При цьому конструктивна схема підземного гаража вирішена як одноповерхова система з балковим типом перекриттів, тоді як для офісної частини передбачені пласкі безбалкові перекриття.

Для запобігання появі тріщин від нерівномірного осідання, температурних коливань та усадки бетону, каркас будівлі розділено деформаційними (температурно-усадочними) швами. Перший шов влаштовано між осями Р і П. Другий деформаційний шов проходить уздовж лінії Ж-Е: він відіграє ключову роль, повністю відсікаючи масивні конструкції підземного паркінгу від каркаса основного офісного блоку, дозволяючи їм працювати незалежно.

Вертикальні несучі елементи (колони та стіни). Функцію основних внутрішніх вертикальних опор виконують монолітні залізобетонні колони з перерізом 400х400 мм, які розташовані за уніфікованою сіткою з кроком 6,6 х 6,6 м. Бетонування колон здійснюється із застосуванням важкого бетону класу міцності В25. Армування колон виконується просторовими в'язаними каркасами. У якості основної поздовжньої робочої арматури використовується сталь класу

A400С, з чітким дотриманням нормативних відстаней між стрижнями для забезпечення їх сумісної роботи з бетоном.

Поперечне армування (хомути) встановлюється за конструктивними вимогами без виконання окремих розрахунків на зсувні зусилля. Основна функція поперечних стрижнів — фіксація поздовжньої робочої арматури в проєктному положенні та запобігання її випинанню (втраті стійкості) під дією стискаючих навантажень. Відповідно до будівельних норм, крок хомутів у таких каркасах обмежується величиною не більше $15d$ (де d — діаметр найбільшого поздовжнього робочого стрижня), але в будь-якому разі не перевищує 500 мм. Мінімальний діаметр хомута приймається не менше $0,25d$ та не менше 5 мм. Враховуючи ці обмеження, для поперечного армування колон закладено гладку арматуру класу А240С діаметром 6 мм. Мінімальний захисний шар бетону для поперечної арматури витримується на рівні 15 мм. Зовнішні несучі та огорожувальні стіни будівлі виконуються з монолітного залізобетону і мають товщину 200 мм.

Перекриття офісного блоку запроєктовані у вигляді монолітної безбалкової плити товщиною 120 мм, що забезпечує необхідну жорсткість диска перекриття та оптимальну висоту поверху. Матеріал плити — бетон класу В25. Армування виконується окремими стрижнями гарячекатаної сталі класу А400С.

Розподіл згинальних моментів у безбалковій плиті класичний: у пролітних ділянках розтягуючі зусилля сприймає нижня сітка арматури, а в приопорних зонах (над колонами) — верхня. Товщина захисного шару бетону для робочої арматури перекриття приймається не менше 15 мм, і при цьому вона обов'язково має бути більшою або дорівнювати діаметру самого стрижня.

З метою раціонального використання металу та оптимізації армування, поле плити умовно поділяється на надколонні та пролітні смуги. До анкерування арматури висуваються суворі вимоги:

Нижня арматура як у пролітних, так і в надколонних смугах заводиться за вісь прольоту в обидва боки на відстань не менше $0,35l$ (де l — розрахункова довжина прольоту).

У зоні спирання на колони нижні стрижні повинні заходити за грань капітелі мінімум на 10d.

Верхня робоча арматура надколонних смуг також має подовжуватися за вісь ряду колон на відстань щонайменше 0,35l у кожному напрямку.

Для запобігання продавлюванню плити та для сприйняття місцевих напружень влаштовуються капітелі колон. Їх армування виконується переважно за конструктивними міркуваннями, що дозволяє локалізувати усадочні процеси та запобігти утворенню температурних тріщин у вузлах сполучення «плита-колона».

1.5 Рішення щодо зовнішнього та внутрішнього оздоблення

Зовнішні стіни офісної частини зводяться з газобетонних блоків щільністю 600 кг/м³. Для надійного утеплення фасаду використовується мінеральна вата «Rockwool» товщиною 150 мм.

Зовнішнє оздоблення виконано у вигляді навісного вентиляованого фасаду. Як фінішне облицювання застосовуються алюмінієві композитні касети або ж звичайний металевий профнастил.

Усі світлопрозорі елементи будівлі — вікна, фасадні вітражі, а також вхідні двері та тамбури — збираються з алюмінієвого профілю фірми «SCHUCO» і заповнюються подвійними склопакетами.

1. Вестибюлі, ліфтові холи, сходи, коридори офісної частини:

Стіни: Оздоблюються склошпалерами з подальшим фарбуванням водоемульсійною фарбою.

Стеля: Фарбування водоемульсійною фарбою або влаштування підвісних стель з акустичних плит типу «Акмігран».

2. Офісні і адміністративні приміщення:

Стіни: Поєднання фарбування водоемульсійною фарбою та склошпалер.

Стеля: Фарбування водоемульсійною фарбою, можливе використання підвісних акустичних плит типу «Акмігран».

Підлога: Влаштування покриття з комерційного лінолеуму.

3. Побутові приміщення:

Стіни: Фарбування водоемульсійною фарбою.

Стеля: Фарбування водоемульсійною фарбою.

Підлога: Покриття з лінолеуму.

4. Допоміжні приміщення кафе:

Стіни: Облицювання керамічною плиткою.

Стеля: Фарбування водоемульсійною фарбою.

Підлога: Покриття з керамічної плитки.

5. Санвузли, душові, умивальники:

Стіни: облицювання керамічною плиткою (на повну висоту).

Стеля: влаштування підвісної декоративної металевої рейки.

Підлога: Влаштування покриття з керамічної підлогової плитки.

6. Шитові, технічні приміщення:

Стіни: Фарбування пентафталевою емаллю ПФ-115.

Стеля: Фарбування водоемульсійною фарбою.

Підлога: Покриття з керамічної плитки.

7. Приміщення гаражастоянки:

Стіни: Залишаються без додаткової обробки.

Стеля: Залишається без додаткової обробки.

Підлога: Влаштування покриття з асфальтобетону.

1.6 Теплотехнічний розрахунок

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.

Вихідні дані:

1. Район будівництва: м. Черкаси
2. Середня температура, $t_{ht} = 7,2 \text{ C}$,
3. Тривалість, період з середньою добовою температурою повітря нижче 8^0 C , $z_{ht} - 189$ діб.
4. Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, дорівнює

середній температурі найбільш холодної п'ятиденки із забезпеченістю 0,92
 $t_{\text{ext}} = -22^{\circ}\text{C}$,

Розрахункова температура внутрішнього повітря, $t_{\text{int}} = 20^{\circ}\text{C}$.

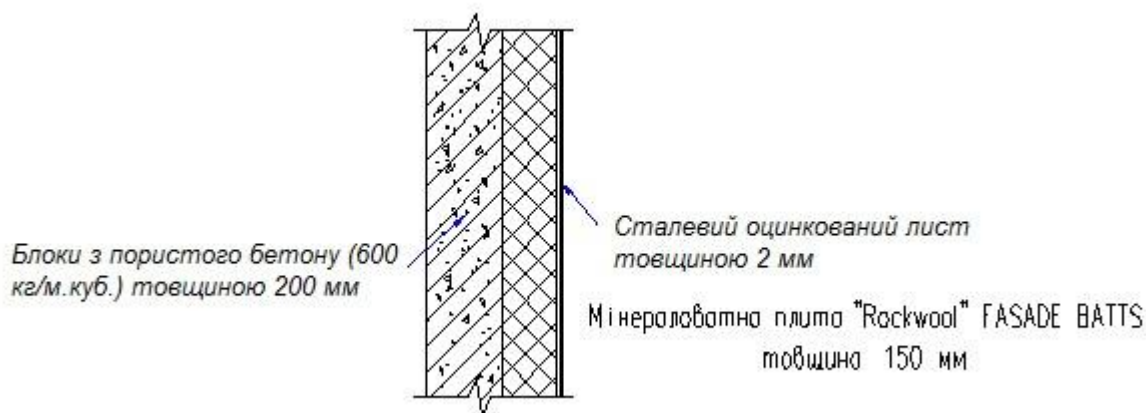


Рисунок 1.1 – Конструкція зовнішньої стіни

Розраховуємо сумарний опір теплопередачі за формулою

Для розрахунку теплоізоляції детально розпишемо склад нашої стіни. Вона складається з трьох шарів:

Основна стіна — блоки з пористого бетону. Їхня товщина $\delta_1 = 200$ мм (або 0,2 м), а коефіцієнт теплопровідності $\lambda_1 = 0,22$ Вт/(м·К).

Утеплювач — фасадна мінеральна вата «Rockwool FASADE BATTS». Товщина цього шару $\delta_2 = 150$ мм (0,15 м), теплопровідність $\lambda_2 = 0,048$ Вт/(м·К).

Зовнішнє облицювання — сталевий оцинкований лист товщиною $\delta_3 = 2$ мм (0,002 м) із теплопровідністю $\lambda_3 = 58$ Вт/(м·К).

Оскільки наш офісний центр будується в Черкасах, за нормами це I температурна зона України. Для таких громадських будівель у цій зоні стіна повинна мати мінімальний опір теплопередачі $R_{q \text{ min}} = 2,8$ м²·К/Вт. Тобто наш розрахунковий показник має вийти не меншим за цю цифру.

Усередині приміщень ми закладаємо стандартний мікроклімат: температура повітря 20°C та відносна вологість 55%. Це нормальний вологісний режим, тому для всіх матеріалів ми приймаємо умови експлуатації за групою «Б».

Щоб завершити підготовку до розрахунку, беремо нормативні коефіцієнти тепловіддачі для поверхонь нашої стіни:

зсередини приміщення: $\alpha_{\text{в}}=8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$;

знадвору: $\alpha_{\text{з}}=23,0 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$.

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_2}{\lambda_y} + \frac{1}{\alpha_{\text{з}}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,20}{0,22} + \frac{0,02}{58} + \frac{0,15}{0,048} + \frac{1}{23} = 3,71 (\text{м}^2 \cdot \text{К}) / \text{Вт}$$

Тепер залишається найголовніше — перевірити, чи задовольняє наша стіна обов'язкові вимоги з теплоізоляції. Цю перевірку виконуємо за такою формулою:

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \text{ min}} \quad (1.1)$$

$$3,71 > 2,5 (\text{м}^2 \cdot \text{К}) / \text{Вт}$$

Обов'язкова умова виконується.

За розрахованими даними товщина зовнішньої стіни становить:

$$\delta = \delta_1 + \delta_3 + \delta_y = 0,20 + 0,15 + 0,02 = 0,37 (\text{м}) = 370 \text{ мм}.$$

Теплотехнічний розрахунок покриття.

Таблиця 1.2 – Конструкція покриття

Конструкція покриття	Розрахункові характеристики матеріалів
	1. Залізобетонна монолітна безбалкова плита перекриття: $\rho_0=2500 \text{ кг}/\text{м}^3$; $\delta_1=0,13 \text{ м}$; $\lambda_1^{\text{Б}}=2,04 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$ 2. Пароізоляційний шар – (в розрахунок не включається) 3. Утеплювач–плити пінополістирольні; $\rho_0=50 \text{ кг}/\text{м}^3$; $\delta_3(\delta_y) = ? \text{ м}$; $\lambda_2^{\text{Б}}=0,045 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$ 4. Цементно-піщана стяжка $\delta_4=0,03 \text{ м}$; $\lambda_1^{\text{Б}}=0,87 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$ 3-4-х багатошаровий гідроізоляційний рулонний матеріал із захисним шаром (в розрахунок не включається)

Мінімально допустиме значення опору теплопередачі покриття адміністративного та громадського будинку висотою до 4 поверхів для II температурної зони України становить $R_{q \min} = 4,5 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$.

Параметри мікроклімату в офісах залишаються базовими: повітря прогрівається до 20°C , а відносна вологість тримається на рівні 55%. Під час опалювального сезону такі показники формують нормальний вологісний режим усередині будівлі.

Зважаючи на цей режим, усі матеріали, закладені в конструкцію даху, працюватимуть в умовах експлуатації категорії «Б». Відштовхуючись від цієї категорії, ми й визначатимемо розрахункові коефіцієнти теплопровідності для утеплювача та решти шарів нашого перекриття.

Щоб підготувати дані для остаточного розрахунку, фіксуємо нормативні коефіцієнти тепловіддачі для поверхонь нашого даху:

з боку приміщення (внутрішня поверхня): $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт} / (\text{м}^2 \cdot \text{К})$;

з боку вулиці (зовнішня поверхня): $\alpha_{\text{з}} = 23,0 \text{ Вт} / (\text{м}^2 \cdot \text{К})$.

Тепер, маючи всі базові характеристики, ми можемо визначити ключовий параметр — якої саме товщини має бути шар нашого утеплювача, щоб покриття відповідало всім теплотехнічним вимогам. Необхідну товщину теплоізоляції (позначаємо її як $\delta_y, \text{м}$) обчислюємо за такою формулою:

$$\begin{aligned} \delta_y &= (R_{q \min} - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} - \frac{1}{\alpha_{\text{з}}} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_4}{\lambda_4}) \cdot \lambda_y = \\ &= (4,5 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23} - \frac{0,13}{2,04} - \frac{0,03}{0,87}) \cdot 0,045 = 0,19 \text{ (м)} \end{aligned}$$

Остаточно приймаємо товщину шару утеплювача $\delta_y = 0,19 \text{ м} = 190 \text{ мм}$ (або 0,19 м). Тепер нам обов'язково потрібно перевірити, чи дійсно таке конструктивне рішення задовольняє базові теплотехнічні вимоги норм. Для цього розрахуємо фактичний загальний опір теплопередачі нашого даху за такою формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,13}{2,04} + \frac{0,03}{0,87} + \frac{0,20}{0,045} + \frac{1}{23} = 4,69 \text{ (м}^2 \cdot \text{К) / Вт},$$

що відповідає вимозі:

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \min}$$

$$4,69 > 4,5 \text{ (м}^2 \cdot \text{К)} / \text{Вт}$$

Обов'язкова умова виконується.

За розрахованими даними товщина суміщеного покриття адміністративного будинку становить:

$$\delta = \delta_1 + \delta_3 = 0.23 + 0.20 = 0.43 \text{ (м)} = 430 \text{ (мм)}.$$

1.7 Зведені показники забудови та благоустрою території

Техніко економічні показники:

$$S_{\text{застр.}} - 4388 \text{ м}^2.$$

$$S_{\text{общ.}} - 9972,85 \text{ м}^2.$$

$$V_{\text{стр. надз. часть}} - 41040 \text{ м}^3.$$

$$V_{\text{стр. подз. часть}} - 17552 \text{ м}^3.$$

Корисна загальна площа = 10282,9 м², з них:

- офісний центр – 7355,8 м²;
- гараж-стоянка – 2927,1 м²;
- підвал технічне приміщення – 678,5 м².

Відведена під будівництво ділянка в межах проєктування має загальну площу 2,32 га. Згідно з прийнятими просторовими рішеннями, площа забудови становить 4388 м², що забезпечує оптимальний відсоток забудови території на рівні 18,9%.

Особливу увагу в проєкті приділено благоустрою: для створення комфортного середовища передбачено озеленення на площі 1340 м² (відсоток озеленення — 5,78%). Транспортна та пішохідна логістика вирішена шляхом влаштування покриттів загальною площею 5975,7 м². З них 2814,5 м² припадає на проїзди з твердим покриттям 997,8 м² а решта 3161,2 м² облаштовується плитковим покриттям для безпечного та зручного руху пішоходів.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Конструювання збірного залізобетонного сходового маршу

Проектування та розрахунок залізобетонного сходового маршу

Метою даного розділу є визначення несучої здатності та конструювання сходового маршу для нашого офісного об'єкта. Виходячи з архітектурних параметрів (висота поверху складає 3,9 м), корисна ширина маршу закладається на рівні 1300 мм. Для дотримання норм ергономіки та безпеки евакуації кут нахилу конструкції прийнято 30° , а габарити одного щабля становлять 150x300 мм (висота та ширина проступу відповідно).

Матеріали та їх фізико-механічні властивості

Як основний матеріал для бетонування конструкції передбачено використання важкого бетону класу міцності B25. Формування основних просторових каркасів здійснюватиметься за допомогою стрижньової робочої арматури класу A400C, тоді як для виготовлення розподільчих зварних сіток застосовуватиметься холоднотягнутий дріт класу Вр-I.

Згідно з чинними нормами, для виконання подальших статичних обчислень використовуємо такі розрахункові опори матеріалів:

Для бетону класу B25: на осьовий стиск (R_b) = 14,5 МПа; на осьовий розтяг (R_{bt}) = 1,05 МПа.

Для арматури на розтяг (R_s): робоча сталь A400C — 365 МПа; арматурний дріт Вр-I — 375 МПа.

Обчислення впливів на конструкцію сходового маршу виконується за таким алгоритмом. Значення нормативної власної ваги елемента, зведене до площі горизонтальної проєкції, береться з каталогів збірних індустріальних залізобетонних виробів і дорівнює $3,6 \text{ кН/м}^2$. Відповідний коефіцієнт надійності за цим постійним навантаженням приймається $\gamma_f = 1,1$. Прийняту розрахункову схему конструкції наведено на рис. 2.1.

Величина тимчасового (корисного) експлуатаційного впливу на сходи регламентується вимогами державного стандарту ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». Нормативне значення корисного навантаження становить $3,0 \text{ кН/м}^2 \text{ рп}$, а коефіцієнт надійності для нього дорівнює $\gamma_f = 1,2$.

Для приведення зусиль до реальних умов експлуатації об'єкта також застосовується просторовий коефіцієнт надійності за відповідальністю (класом наслідків) будівлі, який становить $\gamma_p = 0,95$. Враховуючи ширину маршу $1,3 \text{ м}$), визначаємо погонні навантаження.

Для виконання подальших статичних обчислень зводимо отримані дані до погонних величин, що діють на одиницю довжини нашого елемента. Максимальний експлуатаційний вплив, тобто розрахункове зусилля q , обчислюється з урахуванням усіх коефіцієнтів перевантаження та просторової відповідальності будівлі. Відповідно, отримуємо:

$$q = (g_n \cdot \gamma_f + p_n \cdot \gamma_f) \cdot b \cdot \gamma_p = (3,6 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2) \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 9,34 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot \text{п.}$$

Базовий експлуатаційний вплив, який необхідний для розрахунків за другою групою граничних станів (прогини), класифікується як нормативне погонне навантаження q_n . Цей показник обчислюється без використання часткових коефіцієнтів надійності за навантаженням:

$$q_p = (g_n + p_n) \cdot b \cdot \gamma_p = (3,6 + 3) \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 8,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot \text{п.}$$

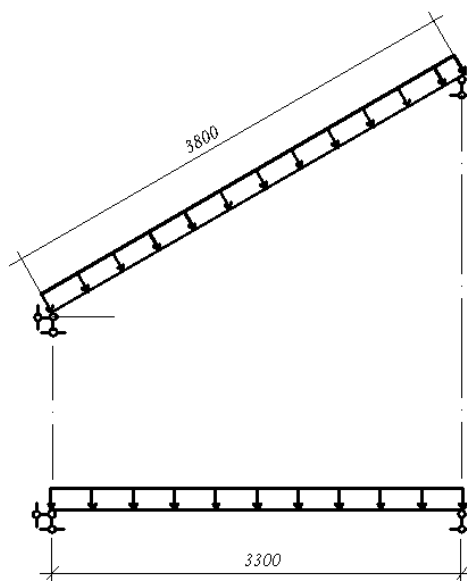


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема сходового маршу

Тепер обчислюємо максимальний розрахунковий згинальний момент, який виникає посередині прольоту нашого маршу від дії всього зібраного навантаження:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot \cos \alpha} = \frac{7,9 \cdot 3,3^2}{8 \cdot 0,867} = 10,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Згинальний момент від повного нормативного навантаження:

$$M^n = \frac{q^n \cdot l^2}{8 \cdot \cos \alpha} = \frac{6,9 \cdot 3,3^2}{8 \cdot 0,867} = 9,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила на опорі:

$$Q = \frac{q \cdot l}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{7,9 \cdot 3,3}{2 \cdot 0,867} = 13,7 \text{ кН.}$$

2.1.2 Визначення робочих габаритів та перерізу маршу

Виходячи з габаритів типової заводської опалубки, приймаємо такі розміри елементів маршу: товщина плити (у найтоншому місці між сходами) $h_f' = 30 \text{ мм}$, загальна висота несучих ребер (косоурів) $h = 170 \text{ мм}$, а ширина кожного ребра $b_r = 80 \text{ мм}$.

Для спрощення розрахунків реальний складний переріз маршу ми приводимо до еквівалентного таврового профілю, де полиця розташована у стиснутій зоні. Загальна ширина ребра цього приведенного перерізу становитиме: $b = 2 \cdot b_r = 2 \cdot 80 = 160$ мм. Оскільки поперечних ребер жорсткості немає, розрахункову ширину полиці b'_f ми обмежуємо і приймаємо не більшою за

$$b'_f = 2 \cdot \frac{l}{6} + b = 2 \cdot \frac{3000}{6} + 160 = 1160 \text{ мм}$$

$$b'_f = 12 \cdot h'_f + b = 12 \cdot 30 + 160 = 520 \text{ мм}$$

приймаємо за розрахункове найменше значення: $b'_f = 520$ мм.

2.1.3 Розрахунок необхідної кількості поздовжньої арматури

Визначаємо випадок розрахунку таврового перерізу з полицею в стиснутій зоні:

$$M \leq R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f)$$

$$M = 10,3 \text{ кН} \cdot \text{м} < 14500 \cdot 0,9 \cdot 0,52 \cdot 0,03 \cdot (0,145 - 0,5 \cdot 0,03) = 26,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Зважаючи на те, що умова попередньої перевірки повністю задовольняється, можна констатувати: стиснута зона (а отже, і нейтральна лінія) цілком розташовується в товщі полиці. Цей фактор суттєво оптимізує весь алгоритм. Ощо забезпечує загальну фактичну площу перерізу $= 3,08 \text{ см}^2$. З точки зору конструювання це рішення реалізується так: у кожному поздовжньому ребрі маршу розміщується один плоский арматурний каркас.

2.1.4 Перевірка міцності маршу на дію поперечних сил

Далі необхідно визначити довжину горизонтальної проєкції найнебезпечнішого похилого перерізу (на поздовжню вісь конструкції). Цей параметр обчислюється за такою залежністю:

$$Vb = \phi_{b2} \cdot (1 + \phi_f + \phi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2$$

де: ϕ_n — емпіричний коефіцієнт, який вводиться для врахування поздовжніх напружень (від розтягування або стискання). Зважаючи на те, що сходи працюють

виключно як згинальний елемент і не зазнають осьових впливів, цей показник приймається рівним нулю.

ϕ_f — поправковий коефіцієнт, що враховує спільну роботу стиснутих звисів полиці. Його величина знаходиться за формулою:

$$\phi_f = 2 \cdot \frac{0,75 \cdot (3 \cdot h_f) \cdot h_f}{b \cdot h_0} = 2 \cdot \frac{0,75 \cdot (3 \cdot 0,03) \cdot 0,03}{0,16 \cdot 0,145} = 0,175 < 0,5$$

Перевіряємо умову

$$(1 + \phi_f + \phi_n) = (1 + 0,175 + 0) = 1,175 < 1,5$$

Визначаємо проекцію розрахункового похилого перерізу:

$$B_b = 2 \cdot 1,175 \cdot 1050 \cdot 0,9 \cdot 0,16 \cdot 0,145^2 = 7,5 \text{ кН/м}$$

У розрахунковому похилому перерізі $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, а тому що $Q_b = B_b/c$, то $c = B_b/0,5 \cdot Q = 7,5/0,5 \cdot 13,7 = 1,1 \text{ м} > 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,145 = 0,29 \text{ м}$

Тоді, зусилля сприймане бетоном:

$$Q_b = \frac{B_b}{c} = \frac{7,5}{0,29} = 25,9 \text{ кН} > Q = 13,7 \text{ кН}$$

Аналіз отриманих результатів показує, що теоретично несучої здатності самого бетону вистачає, тому розрахункова поперечна арматура не вимагається. Проте, суворо дотримуючись нормативних конструктивних вимог, у межах опорних зон конструкції (на відстані чверті прольоту від кожної з опор) необхідно передбачити встановлення поперечного армування.

Для виконання цього завдання використовуємо дрiт діаметром 4 мм зі сталі класу Вр-I. Крок встановлення хомутів на цих ділянках становить $S = 100 \text{ мм}$. Характеристики одного стрижня: площа $A_{sw} = 0,126 \text{ см}^2$, розрахунковий опір $R_{sw} = 265 \text{ МПа}$. Оскільки в перерізі розташовано два плоскі каркаси $n = 2$, отримуємо такі загальні параметри:

Сумарна площа зрізу поперечної арматури: $A_{sw} = 0,251 \text{ см}^2$;

Відносний вміст арматури (коефіцієнт поперечного армування)

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{0,251}{16 \cdot 8} = 0,002;$$

Співвідношення модулів пружності матеріалів (коефіцієнт приведення):

$$\alpha = E_s / E_b = 1,7 \cdot 10^5 / 2,7 \cdot 10^4 = 6,3.$$

Щодо центральної зони поздовжніх ребер: тут хомути встановлюються виключно з конструктивних міркувань, тому крок арматури збільшуємо до 200 мм.

Наступним етапом є оцінка несучої здатності залізобетонного профілю по стиснутій бетонній смузі між імовірними похилими тріщинами. Базова умова безпеки записується так:

$Q \leq 0,3 \cdot \phi_{w1} \cdot \phi_{b1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0$ де: ϕ_{w1} - Допоміжні коефіцієнти для цієї нерівності обчислюються наступним чином: Показник $w1$ який відображає ступінь впливу хомутів на міцність: $\phi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 6,3 \cdot 0,002 = 1,063$

ϕ_{b1} - Емпіричний показник $b1$, що враховує фізико-механічні властивості бетону:

$$\phi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,87$$

Підставляємо всі знайдені параметри у вихідну формулу для перевірки головної умови

$$Q = 17,0 < 0,3 \cdot 1,063 \cdot 0,87 \cdot 14500 \cdot 0,9 \cdot 0,16 \cdot 0,145 = 84 \text{ кН}$$

Як бачимо, фактичне діюче зусилля (17,0 кН) є значно меншим за граничну несучу здатність елемента (84 кН). З цього випливає, що міцність похилих перерізів маршу гарантовано забезпечена.

На завершення підбираємо армування для самої плити сходового маршу. За чинними стандартами такі елементи армуються стрижнями діаметром від 4 до 6 мм, які укладаються з кроком 100...300 мм. Виходячи з цього, приймаємо оптимальний варіант — зварну арматурну сітку з таким маркуванням:

$$\frac{4Bp - I - 200}{4Bp - I - 150}$$

2.2 Проектування залізобетонної сходової площадки

Переходимо до етапу проектування міжповерхової плити для нашої сходової клітки двомаршового типу. Відповідно до заданих архітектурних параметрів, ширина самої конструкції майданчика становить 1570 мм, тоді як загальний габарит сходової клітки у світлі дорівнює 2230 мм.

Величина тимчасового (корисного) експлуатаційного впливу приймається нормативною на рівні 3,0 кН/м², де коефіцієнт надійності за навантаженням становить $\gamma_f = 1,2$. Матеріальну базу залишаємо ідентичною до тієї, що була прийнята для маршу: застосовуємо важку бетонну суміш класу міцності В25, для просторових каркасів беремо робочу сталь А400С, а зварні сітки формуємо з дроту Вр-І. Оскільки фізико-механічні константи цих матеріалів вже деталізовані у попередньому підрозділі, повторно їх не дублюємо.

2.2.1 Оцінка навантажень на елементи площадки

Постійні (сталі) статичні навантаження формуються власною масою елементів. Для коректного збору зусиль визначаємо граничні розрахункові значення від кожної складової нашої конструкції.

Розрахунковий вплив від власної маси основної залізобетонної плити:

$$g_1 = (0,07 + 0,065) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 3,53 \text{ кН/м}^2.$$

Вплив власної маси полегшуючих пінополістирольних вкладишів:

$$g_2 = 0,2 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 0,23 \text{ кН/м}^2.$$

Еквівалентне зусилля від власної маси фронтального (лобового) ребра:

$$g_3 = 0,27 \cdot 0,335 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 2,36 \text{ кН/м.п.}$$

Еквівалентне зусилля від власної маси пристінного ребра:

$$g_4 = 0,2 \cdot 0,335 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 2,36 = 1,75 \text{ кН/м.п.}$$

Навантаження від власної маси бокових поздовжніх ребер:

$$g_5 = 0,265 \cdot 0,335 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 2,36 = 2,32 \text{ кН/м.п.}$$

Граничне розрахункове значення тимчасового (корисного) навантаження становить:

$$v = 3 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 3,42 \text{ кН/м}^2.$$

2.2.2 розрахунок та армування плитної частини

Просторове спирання плити передбачено по всьому периметру. Це інженерне рішення обґрунтоване геометричними пропорціями елемента: відношення більшої сторони до меншої становить $2,23 / 1,57 = 1,4$ (оскільки значення менше 2, елемент працює у двох напрямках).

Екстремальні значення згинальних зусиль для конструкцій із контурним спиранням обчислюються з використанням табличних коефіцієнтів α та β , які базуються на співвідношенні прольотів:

для епіцентру прольоту:

$$M = \alpha \cdot P$$

для опорної зони:

$$M' = \beta \cdot P$$

Таблиця 2.1 – Значення коефіцієнту α і β

Співвідношення сторін	проліт		опора	
	α_k	α_d	β_k	β_d
1	2	3	4	5
1,0	0,0179	0,0179	0,0417	0,0417
1,1	0,0194	0,0161	0,0450	0,0372
1,2	0,0204	0,0142	0,0468	0,0325
1,3	0,0208	0,0123	0,0475	0,0281
1,4	0,0210	0,0107	0,0473	0,0240
1,5	0,0208	0,0093	0,0464	0,0206
1,6	0,0205	0,0080	0,0452	0,0177
1,7	0,0200	0,0069	0,0438	0,0152
1,8	0,0195	0,0060	0,0423	0,0131
1,9	0,0190	0,0052	0,0408	0,0113
2,0	0,0183	0,0046	0,0392	0,0098

Для оптимізації подальших обчислень усі рівномірно розподілені впливи на майданчик доцільно акумулювати у вигляді єдиного умовного зосередженого навантаження P . Алгоритм його визначення має такий вигляд:

$$P = q \cdot l_1 \cdot l_2$$

У цій залежності q відображає сукупність усіх постійних та експлуатаційних (тимчасових) навантажень на квадратний метр поверхні, а l_1 та l_2 — лінійні розміри прольотів плити. Обчислюємо сумарне зосереджене зусилля:

$$P = 2,23 \cdot 1,57 \cdot (3,53 + 0,23 + 3,42) = 25,14 \text{ кН.}$$

Тепер переходимо до знаходження фактичних величин згинальних моментів. У прольотних зонах (за обома осями):

$$M_k = 0,021 \, 25, \cdot 14 = 0,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_d = 0,0107 \, 25, \cdot 14 = 0,27 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- У межах опорних ділянок

$$M_k' = 0,0473 \, 25, \cdot 14 = 1,19 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Площу армування завжди диктує пікове (найнесприятливіше) зусилля. Знаходимо безрозмірний параметр для елементів, що піддаються згину:

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1,19}{14500 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 0,3^2} = 0,001$$

Згідно з нормативними таблицями, такому показнику відповідає коефіцієнт $\eta = 0,995$. Визначаємо необхідний переріз робочої сталі:

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{1,19}{0,995 \cdot 365000 \cdot 0,3} = 0,106 \text{ см}^2$$

Враховуючи мінімальні конструктивні вимоги, закладаємо типову зварну

$$\text{сітку С2 з параметрами } C2 = \frac{4BpI - 150}{4BpI - 150}$$

У цьому випадку реальна (фактична) площа армування становитиме $0,84 \text{ см}^2$.

2.2.3 Перевірка несучої здатності лобового ребра

Головний принцип проектування таких конструкцій полягає в орієнтації на найвищий згинальний момент — це гарантія того, що елемент не зруйнується за найгіршого сценарію експлуатації. Лобове ребро майданчика працює переважно на згин, тому спершу деталізуємо статичні впливи на нього.

Визначаємо погонне навантаження:

$$q = \frac{(3,53 + 0,23 + 3,42) \cdot 1,57}{2} + 2,36 = 8,0 \text{ кН/м.п.}$$

Додаткове зусилля від опорних реакцій суміжних маршів, що передається безпосередньо на виступ ребра:

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{11,8}{0,983 \cdot 365000 \cdot 0,315} = 1,04 \text{ см}^2$$

$$Q = 13,7$$

$$q_1 = \frac{Q}{a} = \frac{13,7}{1,1} = 12,5 \text{ кН/м.п.}$$

$$a = 1,1$$

Розрахункова схема лобового ребра показана на рисунку:

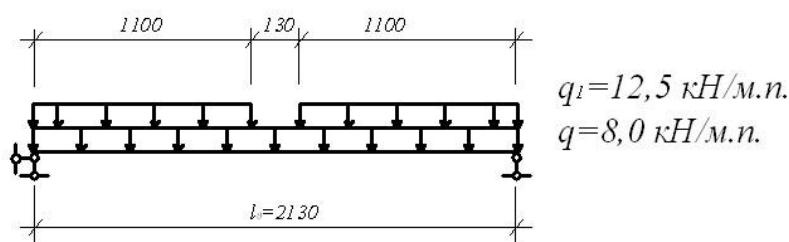


Рисунок 2.3 – Розрахункова ілюстративна схема лобового ребра

Наступний етап — обчислення розрахункового моменту в центрі прольоту елемента. Для спрощення математичних дій допускаємо цілком логічне припущення: ігноруючи мікроскопічні розриви, умовно приймаємо, що навантаження q_1 діє суцільною смугою вздовж усього прольоту. Відповідне рівняння набуває вигляду:

$$M = \frac{(q+q_1) \cdot l_0^2}{8} = \frac{(8+12,5) \cdot 2,13^2}{8} = 11,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Обчислюємо розрахункове значення перерізуючої (поперечної) сили біля опор:

$$Q = \frac{(q+q_1) \cdot l_0}{2} = \frac{(8,0+12,5) \cdot 2,13}{2} = 21,8 \text{ кН}$$

Тепер оцінюємо необхідність армування за знайденим згинальним зусиллям. Визначаємо відносний показник стиснутої зони:

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{11,8}{14500 \cdot 0,9 \cdot 0,27 \cdot 0,315^2} = 0,034$$

Виходячи зі значення $\alpha_0 = 0,034$, за довідником знаходимо $\eta = 0,983$. Мініміально необхідна площа поздовжнього армування складатиме:

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{11,8}{0,983 \cdot 365000 \cdot 0,315} = 1,04 \text{ см}^2$$

Для надійної роботи вузла конструктивно затверджуємо встановлення двох поздовжніх стрижнів 2Ø12 (арматура класу А400С). При цьому фактична робоча площа сталі дорівнюватиме $A_s^f = 2,26 \text{ см}^2$.

2.2.4 Розрахунок лобового ребра на поперечну силу

Спершу знаходимо довжину горизонтальної проєкції найбільш небезпечної похилої тріщини (відносно поздовжньої осі елемента). Для цього застосовуємо таку нормативну залежність:

$$B_b = \phi_{b2} \cdot (1 + \phi_f + \phi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2$$

$$B_b = 2 \cdot 1,0 \cdot 1050 \cdot 0,9 \cdot 0,27 \cdot 0,315^2 = 50,6 \text{ кН/м}$$

Аналізуючи складові цього рівняння, варто зазначити два важливих моменти:

Коефіцієнт ϕ_n вводиться для врахування осьових зусиль. Оскільки лобове ребро сходового майданчика працює виключно на згин і не зазнає ані стиску, ані розтягу вздовж своєї осі, цей показник дорівнює нулю $\phi_n = 0$

Параметр ϕ_f , який відображає вплив стиснутих звисів полиці, у нашій розрахунковій схемі також відсутній, тому приймаємо $\phi_f=0$

Далі, виходячи з умови рівномірного розподілу зусиль у розрахунковому похилому перерізі $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, та базового співвідношення

$Q_b = B_b / c$, то $c = B_b / Q_b = 50,8 / 0,5 \cdot 21,8 = 4,6 \text{ м} > 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,315 = 0,63 \text{ м}$ визначаємо фактичну розрахункову довжину проєкції $c = 0,63 \text{ м}$.

$$Q_b = \frac{B_b}{c} = \frac{50,8}{0,63} = 80,6 \text{ кН} > Q_{\max} = 21,2 \text{ кН}.$$

Згідно з результатами силових обчислень, масив бетону здатний самостійно витримати навантаження, тому розрахункове поперечне армування тут не вимагається. Однак, спираючись на жорсткі конструктивні вказівки діючих будівельних норм, а також враховуючи специфічне згинальне напруження безпосередньо в консольній ділянці майданчика, залишати цей вузол без посилення не можна.

У результаті, для забезпечення максимальної просторової надійності конструкції, передбачено обов'язковий монтаж замкнених хомутів. Для їх виготовлення застосовується арматурний дріт діаметром $\varnothing 4 \text{ мм}$ (клас сталі Вр-І), який рівномірно розподіляється з фіксованим кроком $S = 150 \text{ мм}$.

2.2.5 Конструювання пристінного ребра

Процедура визначення параметрів пристінного ребра сходового майданчика реалізується за ідентичним алгоритмом. Елемент піддається сумарному впливу сталих та експлуатаційних навантажень, які рівномірно розподіляються з половини прольоту прилеглої плити. До отриманого значення обов'язково додається зусилля від власної маси аналізованого залізобетонного елемента.

Рівномірно розподілене погонне навантаження обчислюється за виразом:

$$q = \frac{(3,53 + 0,23 + 3,42) \cdot 1,57}{2} + 1,75 = 7,3 \text{ кН/м.п.}$$

Максимальний згинальний момент, що виникає в епіцентрі прольоту:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{7,3 \cdot 2,13^2}{8} = 4,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Граничне значення поперечної (перерізуючої) сили на опорі:

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{7,3 \cdot 2,13}{2} = 7,8 \text{ кН.}$$

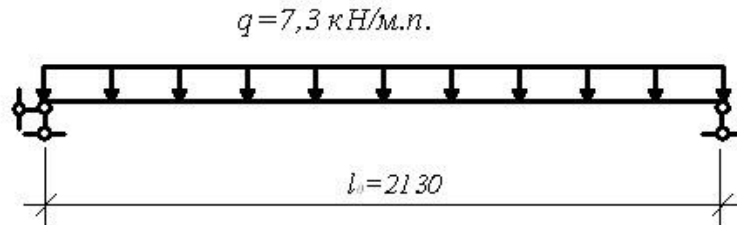


Рисунок 2.4 – Розрахункова схема пристінного ребра

Далі встановлюються допоміжні характеристики для перерізу, що зазнає згину. Показник стиснутої зони становить:

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{4,1}{14500 \cdot 0,9 \cdot 0,2 \cdot 0,315^2} = 0,016$$

Відповідно до нормативних таблиць, при значенні $\alpha_0 = 0,016$ розрахунковий коефіцієнт дорівнює $\eta = 0,992$

Теоретична площа поздовжнього робочого армування визначається за залежністю:

$$A_s = \frac{M \cdot \gamma_n}{\eta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{4,1}{0,992 \cdot 365000 \cdot 0,315} = 0,36 \text{ см}^2$$

З міркувань надійності та конструктивних вимог до встановлення приймається 2 стрижні діаметром 8 мм (арматурна сталь класу А400С). В результаті фактична робоча площа перерізу сталі складатиме $A_s^f = 1,01 \text{ см}^2$

2.2.6 Розрахунок пристінного ребра на поперечну силу

Для перевірки несучої здатності похилого перерізу спочатку знаходиться довжина його проєкції на поздовжню вісь. Цей параметр вираховується за нормативною формулою:

$$B_b = \phi_{b2} \cdot (1 + \phi_f + \phi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2$$

Аналіз допоміжних коефіцієнтів показує наступне:

$B_b = 2 \cdot 1,0 \cdot 1050 \cdot 0,9 \cdot 0,2 \cdot 0,315^2 = 37,5$ кН/м зусиль. Оскільки стискаючі чи розтягуючі навантаження на елемент відсутні, параметр фіксується на рівні $\phi_n = 0$

Показник ϕ_f який характеризує вплив стиснутих полиць, також приймається нульовим $\phi_f = 0$

Враховуючи умову рівномірного розподілу зусиль у перерізі $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, та базову пропорцію $Q_b = B_b / c$, то $c = B_b / 0,5 \cdot Q = 37,5 / 0,5 \cdot 7,8 = 9,6$ м $> 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,315 = 0,63$ м, визначається розрахункова довжина проєкції $c = 0,63$ м.

На основі цього розраховується перерізує зусилля, яке здатен сприйняти суто бетонний масив:

$$Q_b = \frac{B_b}{c} = \frac{37,5}{0,63} = 59,5 \text{ кН}$$

Порівняння результатів свідчить, що несуча здатність бетону 59,5 кН з величезним запасом перекидає діючу поперечну силу $Q_{max} = 7,8$ кН.

В результаті це дозволяє відмовитися від розрахункового поперечного армування. Однак, спираючись на жорсткі вказівки будівельних стандартів щодо конструювання залізобетонних елементів, закладаються конструктивні в'язані хомути. Для цього використовується арматурний дріт діаметром 3 мм (клас сталі Вр-I), що монтується з фіксованим кроком $S = 150$ мм

2.3 Конструювання та розрахунок несучої здатності буронабивних паль

Проектування та розрахункове обґрунтування буронабивних паль

1. Позиціонування підосви ростверку здійснюється за алгоритмом, аналогічним до проєктування фундаментів мілкового закладання. У результаті виконання відповідних обчислень, абсолютна відмітка спирання ростверку фіксується на рівні -4,9 м.

Наступним етапом є встановлення робочої довжини пальових елементів. Ключова вимога конструювання полягає у необхідності повного прорізання слабких ґрунтових нашарувань із подальшим заглибленням у надійний несучий пласт мінімум на 1 метр.

Додатково береться до уваги обмеження щодо розташування вістря відносно границь геологічних шарів: заглиблення має становити не менше 1 м, або ж не доходити до межі на таку ж величину. Для зручності виконання будівельних робіт довжина стовбура приймається кратною 1 м. Геометричні розміри поперечного перерізу підбираються з умов забезпечення необхідної просторової жорсткості та дотримання нормативної гнучкості. На основі цих критеріїв затверджується квадратний переріз палі з габаритами 0,3×0,3 м.

Аналітична оцінка несучої спроможності одиночної палі виконується за класичною залежністю:

$$3,0 \leq l \leq 7(0,25 \div 0,25)x$$

$$7,0 \leq l \leq 10(0,3 \div 0,3)x$$

$$10 \leq l \leq 14(0,35 \div 0,35)x$$

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} * R * A + U \sum \gamma_{cf} * f_i * h_i)$$

F_d – сумарне значення несучої здатності;

$\gamma_c=1$, - узагальнений коефіцієнт умов роботи елемента в ґрунтовому масиві;

R = розрахунковий опір ґрунтової основи безпосередньо під вістрям;

$R = 850$ кПа;

A - площа спирання стовбура палі; $A=0,09$ м².

U - периметр поперечного перерізу; $U= 1,2$ м.

h_i - товщина відповідного 1-го шару ґрунту, що прорізається;

γ_{cf} - просторовий коефіцієнт умов роботи ґрунту вздовж бічної поверхні (цей показник регламентується нормами і призначається залежно від технології влаштування свердловини та фізико-механічних властивостей конкретного інженерно-геологічного елемента).

$$F = 1(1 * 850 * 0,09 + 1 * 1,2 * 6,9 * 158) = 1384,7 \text{ кПа}$$

Визначення кількості паль у куці та розрахункового навантаження

Маючи дані про несучу здатність однієї палі, переходимо до обчислення необхідної кількості паль у фундаментному куці. Після цього визначаємо фактичне розрахункове навантаження, яке припадатиме на кожну окрему палю. Цей розрахунок виконуємо за такою формулою:

$$N_d = \frac{F_d}{K_{тр}} = \frac{1384,7}{1,4} = 989,1 \text{ кН}$$

$K_{тр} = 1,4$ тому що F_d визначалося розрахунковим шляхом.

У зв'язку зі специфікою геологічної будови ділянки, необхідно врахувати виникнення сил негативного (зворотного) тертя P_n , які додатково навантажують елемент. Значення цього впливу оцінюється за формулою:

$$P_n = U \sum_{h_{se}}^0 \tau h_i$$

$$\tau = \sigma_z / \text{tg} \varphi + C_4$$

$$\sigma_{zg} = \gamma * 6 \text{ м} * \text{tg} \varphi + C = 19,61 * 6 * 0,40 + 8 = 55,06 \text{ кПа}$$

$$\tau = 55,06 * 0,40 + 8 = 30,02$$

$$P_n = 1,2(30,02 * 6,9) = 248,56 \text{ кН}$$

$$F_{78} = F - P_n = 1384,7 - 248,56 = 1136,14 \text{ кН}$$

Формування фундаментного куца розпочинається з визначення необхідної кількості паль під опору. За розрахунковим навантаженням отримується:

$$n_{св} = \frac{N}{N_d} + 1 = \frac{5370}{989,1} + 1 = 6 \text{ шт}$$

Розташування елементів у плані підпорядковується суворим нормативним обмеженням: крок між поздовжніми осями сусідніх паль не може бути меншим за три ширини їхнього перерізу. Відповідно, мінімально допустима дистанція дорівнює $3 * 0,3 = 0,9 \text{ м}$.

Далі фіксуються габарити монолітного ростверку. Згідно з правилами конструювання, відстань від осі крайньої рядової палі до зовнішньої грані плити повинна забезпечувати мінімальний звис розміром d . Виходячи з цього, лінійні розміри підосви складатимуть:

$$b_p = b_{св.п.} + 2d = 0,9 + 2 * 0,3 = 1,5_{м}$$

$$l_p = l_{св.п.} + 2d = 1,8 + 2 * 0,3 = 2,4_{м}$$

Для підтвердження надійності прийнятих рішень виконується перевірка фактичних зусиль, що виникають у найбільш завантажених палях крайнього ряду:

$$N_{dmax} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_1}{y_1^2} \pm \frac{M_y * x_1}{x_1^2}$$

$$N_{dmax} = \frac{5370}{6} + \frac{65,9 * 0,45}{0,45^2} + \frac{52 * 0,9}{0,9^2} = 1099,2 \text{ кН}$$

$$N_{dmin} = \frac{5370}{6} + \frac{65,9 * 0,45}{0,45^2} - \frac{52 * 0,9}{0,9^2} = 690,8 \text{ кН}$$

$$N_{dmax} \leq 1,4F_d$$

$$1099,2 \leq 1938,6$$

Визначення вертикальних габаритів ростверку

Алгоритм просторового компонування монолітного залізобетонного ростверку по вертикалі базується на підходах, ідентичних до тих, що застосовуються при розрахунку класичних стовпчастих фундаментів мілкового закладання під колони.

Відповідно до чинних нормативних регламентів щодо конструювання залізобетонних елементів, найменша допустима товщина фундаментної плити фіксується на позначці 600 мм. Водночас, спираючись на інтенсивність силових впливів від каркаса будівлі та планові розміри пальового куща, конфігурація ростверку може набувати ступінчастої форми. Для оптимізації витрат матеріалу та правильного розподілу напружень, зовнішній профіль конструкції проєктується у вигляді одного, двох або трьох уступів.

$$l_{св.пол} > a_k + 2d \quad 2,4 > 0,4 + 2 * 0,3 \quad \text{фундамент гнучкий, з підколонником } b_{св.пол} > b_k + 2d \quad 1,5 > 0,4 + 2 * 0,3$$

Оптимальна висота ростверку обчислюється за формулою:

$$H_0 = 0,5b_{\text{ПК}} \left\{ \sqrt{1 + \frac{4[2b_{\text{св.П}}(a_{\text{св.П}} - a_{\text{ПК}}) - (b_{\text{св.П}} - b_{\text{ПК}})^2]}{(3\alpha + 4)b_{\text{ПК}}^2}} - 1 \right\}$$

$$\alpha = \frac{R_{bt}}{\sigma_{cp}} = \frac{750}{5125} = 0,14$$

$$F \quad * n1384 * 6$$

$$\sigma_{cp} = \overline{l_{\text{св.П}} * b_{\text{св.П}}} = \overline{1,8 * 0,9} = 5125 \text{ кПа}$$

l_{nk}, b_{nk} - габаритні розміри поперечного перерізу підколонника (довжина та ширина відповідно);

R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтягуванню, МПа;

σ_{cp} - середній фактичний тиск безпосередньо під подошвою фундаменту, МПа.

$$H_{\text{ПП}} = 0,5 * 1 \left\{ \sqrt{1 + \frac{4[2 * 0,9(1,8 - 1) - (0,9 - 1)^2]}{(3 * 0,14 + 4) * 1^2}} - 1 \right\} = 0,8\text{м}$$

Приймаємо кількість уступів 2 – 600 мм, 300 мм.

Перевірка жорсткості конструкції ростверку.

$$l_{\text{св.ПОЛ}} > a_k + 2H, \quad 1,8 > 0,4 + 2 * 1$$

$$b_{\text{св.ПОЛ}} > b_k + 2H, \quad 0,9 > 0,4 + 2 * 1$$

фундамент жорсткий.

Наступним етапом є визначення необхідної площі поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури. Для розрахунку згинальних моментів застосовується класична статична модель: звисаюча частина ростверку розглядається як консольна балка, що має жорстке защемлення в центральній (підколонній) зоні.

Розрахункові значення моментів для обох напрямків (по ширині та довжині ростверку) визначаються через суму добутків зусиль у палях на їхні відповідні ексцентриситети:

$$M^b = \sum n^b * N_d * e_i$$

$$M^l = \sum n^l * N_d * e_i$$

$$M^b = 1.5 * 989 * 0,4 = 593.46 \text{ кНм}$$

$$M^l = 2.4 * 989 * 0,4 = 949.5 \text{ кНм}$$

Обчислення необхідного перерізу сталі здійснюється для всієї ширини та довжини фундаментної конструкції. Приймаючи розрахунковий опір арматури класу А400С на рівні $R_s = 365000$ кПа визначаємо теоретичну площу A_s для обох напрямків:

Для поздовжнього напрямку:

$$A_s^{\perp b} = \frac{M^l}{R_s * h_s * k_s} = \frac{949.5}{365 * 10^3 * 0.85 * 0.9} = 0,0034 \text{ м}^2$$

$$h_s = h_{cm} - a = 0.9 - 0,050 = 0.85 \text{ м}$$

$$A_s^{\perp l} = \frac{M^b}{R_s * h_s * k_s} = \frac{593.46}{365 * 10^3 * 0.85 * 0.9} = 0,0021 \text{ м}^2$$

Кількість стержнів по одній стороні фундаменту: і

j - крок сітки, який дорівнює 200÷250мм.

$$n_b = \frac{b - 0.2}{c_b} + 1 = \frac{1.5 - 0.2}{0.2} + 1 = 8 \text{ шт}$$

$$n_l = \frac{l - 0.2}{c_b} + 1 = \frac{2.4 - 0.2}{0.2} + 1 = 12 \text{ шт}$$

$$f_s^{\perp b} = \frac{A_s^{\perp b}}{n_b} = \frac{0.0034}{8} = 0.00042 \text{ м}$$

Приймаємо арматуру 8Ø25А400С

$$f_s^{\perp l} = \frac{A_s^{\perp l}}{n_l} = \frac{0.0021}{12} = 0.000083 \text{ м}$$

На основі проведених обчислень конфігурація робочого армування ростверку затверджується у такому вигляді: для сприйняття зусиль закладається 12 поздовжніх стрижнів із перерізом Ø12 мм (клас прокату А400С).

Прогнозування величини осідання пальової системи

Обов'язковою вимогою проектування є контроль фундаментної конструкції за граничними станами другої групи (за деформаціями). Визначення вертикальних

переміщень пальового куща базується на застосуванні розрахункової схеми еквівалентного умовного масиву.

Відповідно до цього алгоритму, взаємодія з ґрунтом розглядається аналогічно до роботи класичного масивного фундаменту, що спирається на природну основу. При цьому його розрахункова глибина закладання (d) позиціонується строго на відмітці заглиблення нижніх кінців (вістря) паль. Просторове контурування такої умовної підосви в плані здійснюється за допомогою наступних геометричних виразів:

$$b_y = b_{\text{св.п}} + 2l_{\text{св}} * \operatorname{tg} \frac{\varphi_{\text{ср}}}{4} = 1.5 + 2 * 6.9 * 0.09 = 2.7 \text{ м}$$

$$l_y = l_{\text{св.п.}} + 2l_{\text{св}} * \operatorname{tg} \frac{\varphi_{\text{ср}}}{4} = 2.4 + 2 * 6.9 * 0.09 = 3.6 \text{ м}$$

$$A_y = b_y * l_y = 9.97 \text{ м}^2$$

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{\varphi_3 h_3 + \varphi_{3'} h_{3'} + \varphi_4 h_4}{h_3 + h_{3'} + h_4} = \frac{22.1 * 4.2 + 23.3 * 0.9 + 22 * 6.8}{4.2 + 0.9 + 6.8} = 22$$

$$Q_{\text{уф}} = \gamma_{\text{ср}}(l_{\text{св}} + d)b_y l_y = 16.36(6.9 + 4.9) * 9.97 = 1924.6 \text{ кН}$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{N + Q_{\text{уф}}}{A_y} = \frac{5370 + 1924.6}{9.97} = 731.6 \text{ кПа} \leq R$$

M_γ, M_q, M_c - коефіцієнти, що приймаються по ДБН В.2.1-10:2018.

$$M_\gamma = 0.61; M_q = 3.44; M_c = 6.04$$

kz —масштабний фактор, за допомогою якого враховується вплив просторових габаритів (площі спирання) фундаментної конструкції. Відповідно до нормативних вказівок, для об'єктів із поперечним розміром (шириною) $b < 10 \text{ м}$

Згідно з нормативними вказівками, для фундаментних конструкцій, ширина яких не перевищує 10 метрів, масштабний коефіцієнт kz дорівнює одиниці. Оскільки фактична ширина запроєктованої умовної підосви становить $b = 3.6 \text{ м}$, у подальших обчисленнях застосовується $kz = 1$.

γ_{II}' - характеризує розрахункову питому вагу тих геологічних пластів, які залягають безпосередньо нижче рівня підосви фундаменту (дана величина становить 19.8 кН/м^3).

$$\gamma_{II}' = \frac{h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2}{h_1 + h_2} = \frac{2.4 * 15.58 + 2.5 * 17.10}{2.4 + 2.5} = 16.36 \text{ кН/м}^3$$

γ_1, γ_2 - ґрунти що розташовані вище за підшву нашого фундаменту.

СП параметр, що відображає розрахункову величину питомого зчеплення того ґрунтового масиву, який знаходиться в зоні безпосереднього контакту з підшвою фундаментної конструкції., СП = 13 кПа;

$$R = \frac{1,2 * 1}{1} [0,61 * 2,7 * 19,8 + 1 + 3,44(4,9 + 6,9)16,36 + 6,04 * 13] = 943,2 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{cp} < R$$

$$731.6 \text{ кПа} < 931.45 \text{ кПа}$$

Вертикальний тиск, що генерується власною вагою геологічних нашарувань на розрахунковій позначці спирання еквівалентного масиву, становить:

$$\sigma_{zg_0} = (d_1 + l_{cb})\gamma = (4,9 + 6,9)16,36 = 193 \text{ кПа}$$

Додаткове напруження, яке безпосередньо передається на основу та спричиняє її подальшу деформацію, знаходиться як різниця між усередненим фактичним тиском під підшвою та природним тиском ґрунту:

$$\sigma_{zp_0} = \sigma_{cp} - \sigma_{zg_0} = 731.6 - 193 = 538.6 \text{ кПа}$$

Для виконання детального аналізу осідань активна зона (стислива товща) ґрунту розбивається на окремі елементарні горизонтальні прошарки. Вертикальний розмір (товщина) кожного такого виділеного шару фіксується на рівні $h_{эл} = 0.2i = 0,5\text{м}$

Обчислюємо крок коефіцієнта глибини

$$\xi = \frac{2 * z}{b} = \frac{2 * 0.2 * b * n}{b} = 0.4n$$

$$\xi = 0,4 * 14 = 5,6$$

Визначення параметрів згасання та додаткового тиску в товщі основи

З метою коректного врахування характеру розподілу та розсіювання напружень у глибині ґрунтового масиву залучаються нормативні довідкові матеріали ДБН В.2.1-10:2018. На їх основі встановлюється безрозмірний показник, який виступає коефіцієнтом згасання напружень.

Вибір конкретної величини цього коефіцієнта здійснюється залежно від допоміжних просторових параметрів x та n . Зазначені характеристики комплексно відображають як відносну глибину залягання досліджуваного горизонту, так і геометричні пропорції (співвідношення сторін) подошви еквівалентного умовного фундаменту.

Після знаходження параметра альфа для кожної фіксованої розрахункової позначки, виконується обчислення дійсного додаткового вертикального тиску. Цей показник визначається на нижній границі (межі) кожного розбитого елементарного шару за такою аналітичною залежністю:

$$\sigma_{zpi} = \sigma_{zp_0} * \alpha_i$$

Нижня границя активної зони деформацій (стисливої товщі) фіксується на тій глибині H де додаткове вертикальне напруження від споруди становить 20% від природного тиску ґрунтового масиву. Математично цей критерій безпеки записується так:

$$\sigma_{zgi} = 0,2\sigma_{zpi}$$

$$\Delta\sigma_{zg} = \gamma_i \cdot h_i$$

Загальна абсолютна деформація (осідання) фундаментної конструкції акумулюється як сума стиснень усіх виділених елементарних прошарків у межах встановленої активної зони. Для аналітичного розрахунку застосовується така інтегральна залежність

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zpi} - \sigma_{zgi})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zgi} * h_i}{E_{e,i}}$$

β — емпіричний безрозмірний поправковий коефіцієнт (його нормативна величина приймається рівною 0,8);

σ_{zpi} — усереднена величина додаткового вертикального тиску, що виникає від дії зовнішніх експлуатаційних навантажень у межах 1-го елементарного шару (визначається вздовж вертикальної осі, яка перетинає геометричний центр подошви);

σ_{zyj} — усереднене вертикальне напруження, яке генерується масою вилученого з котловану ґрунту (розраховується для 1-го прошарку по центральній осі на відповідній глибині з відносно рівня спирання фундаменту);

E_f — характеристика деформативності (модуль деформації) 1-го ґрунтового горизонту, яка розглядається за гілкою первинного навантаження;

$E_{e,j}$ — відповідний модуль деформації 1-го шару, визначений за гілкою вторинного (повторного) навантаження. Для практичних розрахунків цей параметр обчислюється через базовий модуль за співвідношенням: $E_{e,j} = E_j 5$

$$S = 0,8 \frac{(2435,9 - 1329,7)0,5}{9000} + 0,8 \frac{1923,5 * 0,5}{45000} = 0,04 + 0,02 = 0,07_M$$

Умова виконується

Таблиця 2.2 – Розрахунок осідання палевого фундаменту

[illegible]

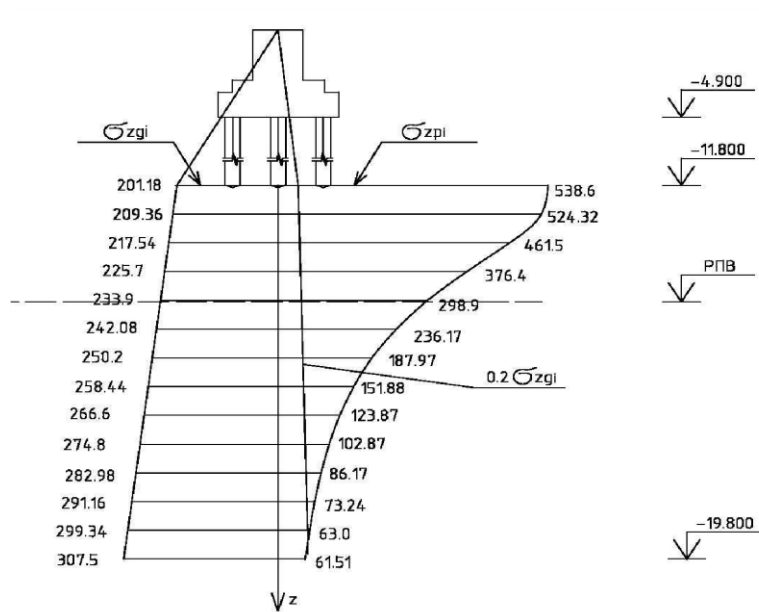


Рисунок 2.5 – Схема до розрахунку просідання основи пальового фундаменту

РОЗДІЛ 3

ТЕХНОЛОГІЯ ЗВЕДЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНИХ ПРОЦЕСІВ

3.1 Підрахунок фізичних об'ємів будівельно-монтажних робіт Визначення потреби в бетонній суміші

Наступним етапом є розрахунок необхідних матеріальних ресурсів. Визначаємо загальний об'єм бетонної суміші $V_{\text{бс}}$, яка повинна бути виготовлена за розрахунковий період

$$V_{\text{бс}} = V_{\text{ф}} + V_{\text{доп}} [\text{м}^3]$$

де V - об'єм фундаменту, м³

$V_{\text{доп}}$ - об'єм додаткових бетонних робіт, м³ ;

$$V_{\text{бс}} = 2014,68 \text{ м}^3$$

Кількість армокаркасів

$$V_{\text{кар.ріст}} = 30,12 \text{ т (ростверк)}$$

Площа опалубки

$$S_{\text{он}}^I = (0.6 \cdot 1.5)4 + (0.3 \cdot 0.9)4 + (0.5 \cdot 1)4 = 6.68 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{он}}^{II} = (0.6 \cdot 1.5)4 + (0.3 \cdot 0.9)4 + (0.5 \cdot 1)4 = 6.68 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{он}}^{III} = (0.6 \cdot 2.4)4 + (0.3 \cdot 1.8)2 + (0.3 \cdot 0.9)2 + (0.5 \cdot 1)4 = 9.38 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{он}}^{IV} = (0.6 \cdot 2.4)4 + (0.3 \cdot 1.8)2 + (0.3 \cdot 0.9)2 + (0.5 \cdot 1)4 = 9.38 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{он}}^V = (0.6 \cdot 2.4)4 + (0.3 \cdot 1.8)2 + (0.3 \cdot 0.9)2 + (0.5 \cdot 1)4 = 9.38 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{он}}^{VI} = (0.6 \cdot 2.4)4 + (0.3 \cdot 2.4)4 + (0.5 \cdot 1)4 = 10.64 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{он}} = 6.68 \cdot 32 + 6.68 \cdot 21 + 9.38 \cdot 10 + 9.38 \cdot 6 + 9.38 \cdot 12 + 10.64 \cdot 11 = 733.72 \text{ м}^2.$$

3.2 Підбір оптимального вантажопідіймального механізму

Необхідна вантажопідйомність крана

$$Q_{\text{кр}} = Q_{\text{эл}} + Q_{\text{осн}} = 5 + 0.044 = 5.044 \text{ т}$$

де $Q_{\text{эл}}$ - маса найважчого елемента, т (віброзанурювач);

$Q_{осн}$ – маса монтажного пристосування, т

Необхідна висота підйому гака крана

$$H_{кр} = h_0 + a + h_{стр} + h_{эл} = 0 + 1 + 4,5 + 6 = 11,5 \text{ м}$$

де: h_0 – перевищення опори елемента, що монтується над рівнем стоянки крана, м; a - запас по висоті, м; $h_{стр}$ – висота стропування, м; $h_{эл}$ – висота елемента в монтажному положенні, м.

Необхідний виліт стріли крана в метрах:

$$L = d + C + K + \frac{B}{2} = 19 + 1,2 + 2 + \frac{4,2}{2} = 25,1 \text{ м}$$

де: d – відстань від осі елемента, що монтується до краю котловану по низу,

C — величина закладання укосу котловану, м;

K — відстань від межі (брівки) котловану до ходової частини монтажного крана, м (приймаємо ($ДО=2\text{м}$);

U — база монтажного крана, м.

На підставі визначених необхідних характеристик приймаємо до виконання робіт монтажний кран КБ-403.

Вибір бетононасоса для влаштування ростверку

Стрічковий ростверк має вигляд замкнутого контуру і розташовується на певній відстані від підшви укосів з усіх сторін котловану. Оскільки котлован є неглибоким, бетонування стрічкового фундаменту доцільно виконувати автобетононасосом (АБН). Техніка розташовується зовні котловану та переміщується вздовж його брівки на безпечній відстані — не менше 3 м від краю.

Необхідний виліт стріли маніпулятора АБН $L_{тр}$ визначається за формуло

$$L_{тр} = 1,3 + 3 + mH_p + a + B_{\phi} [\text{м}]$$

де 1,3 - половина колії АБН, м;

3 - якнайменша відстань колеса від краю укосу котловану, м;

mH_p - проекція укосу котловану, м;

a - відстань від опалубки фундаменту до укосу, звичайно 2.3 м;

B_{ϕ} - ширина фундаменту, м.

$$L_{тр} = 1,3 + 3 + 1,2 + 2,5 + 2,5 = 10,5 \text{ тр}$$

V - обсяг робіт у відповідних одиницях виміру;

$t_{зм.}$ - тривалість робочої зміни, зазвичай $t_{зм.} = 8$ рік.;

k - коефіцієнт норми години. Розрахунки ведуться в табличній формі.

3.4 озрахунок фонду оплати праці робітників

$З_{м}=1200$ грн.

$H_{вр}= 167,67$ ч-ч, м-ч

Розрахунок заробітної плати робітників визначається у два етапи:

1) Здійснюється розрахунок щодо постійної заробітної плати. Який залежить від середньої заробітної плати (12000 грн на місяць) і від середньої норми робочого часу (167,67);

2) На базі щодо постійних параметрів розробляється розрахунок заробітної плати для конкретних видів робіт калькуляції.

1 етап: Розрахунок середньої вартості люд.-години, що визначається по формулі:

$$C_y = \frac{З_{м}}{H_{вр}} = \frac{1200}{167,67} = 7,15 \text{ грн/ люд.-годин}$$

По середній вартості люд.-годин визначаємо середній розряд робіт у будівництві, що відповідає цієї вартості

$$P_{срстр} = 3,8$$

Для розряду 3,8 визначаємо міжрозрядний коефіцієнт

$$K_{мстр} = 1,31$$

2 етап: Заробітна плата по видах робіт калькуляції визначається по формулі:

$З_n = C_{фy} \cdot T_p \cdot t_{см}$, грн., де: $C_{фy}$ - фактична усереднена вартість люд.-годин конкретного виду робіт калькуляції, що відповідає середньому розряду ($P_{ср}^{сmp}$) цього виду робіт;

T_p - трудомісткість виконуваного виду робіт, люд.-днях; $\text{ч}-t_{cm}$
 = 8ч- тривалість зміни.

Фактична усереднена вартість люд.-годин визначається по формулі:

$$C_{\phi y} = \frac{C_y \cdot K_M^{\phi} K_M^{\text{стр}}}{\dots}$$

де: K_M^{ϕ} - міжрозрядний коефіцієнт для відповідного значення середнього розряду (P_{cp}^{ϕ}) виду робіт, що розраховується.

3 розряд -

$$3n_1 = 12.54 \cdot 16.49 \cdot 8 = 1654.27 \text{ грн};$$

Розрахунок зарплати представлений у табличній формі (див. табл. 3.1).

3.5 Комплектування машин та механізмів для влаштування паль

Для влаштування буронабивних паль приймаємо наступний раціональний комплект засобів механізації:

1 Бурова установка обертальної дії Bauer BG — як базова машина для розбурювання ґрунту до проєктної відмітки.

2 Стріловий автомобільний кран КС-357А — задіюється для допоміжних операцій: розвантаження матеріалів, подачі інвентарних обсадних труб та завантаження готових просторових арматурних каркасів у пробурені свердловини.

3 Автобетононасос АБН-80-20 (який ми обґрунтували раніше для ростверку) — використовується для безперервної подачі бетонної суміші безпосередньо у свердловину.

Таблиця 3.1 – Калькуляція трудомісткості та заробітної плати робочих

№ з/п	Найменування робіт	Од. вим.	Обсяг робіт	ДБН	Норма часу		Трудомісткість		Склад ланки	Середній розряд робочих	С _{фу} , грн.	Зарплата ЗП, грн
					людгод	машгод	люд-дн	машзм				
1	Укрупнена збірка арматурного каркасу	шт	368	5-1-5	1,45	1,45	66,7	66,7	6р-1 4р-2 3р-1	4,3	14,69	7838,58
2	Буріння свердловин для паль	м	5888	14-1	1,52	0,38	1118,72	279,68	5р-1 4р-2 3р-1	4	14,05	125744,13
3	Встановлення каркасу за допомогою крану	шт	368	ТК ВПТІ	1,02	0,51	46,92	23,46	6р-1 5р-1 3р-1	4,7	15,54	5833,44
4	Бетонування бетононасосом	100м3	17,36	4-1-48	18	6,1	39,06	13,23	4р-1 2р-1	3	12,44	3887,25
5	Встановлення опалубки ростверку	1м2	456,5	4-1-34	0,45	0,45	25,67	25,67	4р-1 2р-1	3	12,44	2555,49
6	Встановлення арматури	1т	52,28	4-1-46	6,7	-	43,78	-	4р-1 3р-1	3,5	13,25	4640,68
7	Бетонування ростверку бетононасосом	100м3	4,5	4-1-48	18	6,1	10,125	3,46	4р-1 2р-1	3	12,44	1007,64
8	Демонтаж опалубки	1м2	456,5	4-1-34	0,26	0,26	14,83	14,83	3р-1 2р-2	1,7	11,08	1314,53
					Всього:		1365,805	427,03				152821,74

3.6 Оцінка економічної ефективності прийнятих технологічних рішень

Таблиця 3.2 – Техніко-економічні показники

№	Найменування	Одиниці вим.	Кількість
1	Об'єм бетонних робіт	мз	2014,68
2	Кількість паль	шт	554
2	Трудовісткість по влаштуванню одного фундаменту (ростверк+палі)	Люд.-дн./шт	0,93
3	Трудовісткість робіт	Люд.-дн.	513,9
4	Виробіток за зміну	шт/ люд.-дн.	1,08
5	Тривалість	Дн.	43
6	Вартість витрат праці робочих	грн	56903,75

3.7 Послідовність влаштування пального фундаменту

Процес формування буронабивних паль на майданчику ведеться потоковим методом і включає такі послідовні технологічні етапи:

Позиціонування механізмів: Бурова установка виставляється точно над центром майбутньої палі. Геодезична служба контролює правильність прив'язки бурового інструменту до головних розбивочних осей будівлі.

Проходка свердловини: Механізм розробляє ґрунт до заданої проектом глибини. Для запобігання обсипанню стінок (особливо у верхніх слабких шарах) застосовується занурення інвентарної обсадної труби.

Підготовка до бетонування: Вибій свердловини ретельно зачищається від залишків розпушеної землі. Після цього автокран КС-357А здійснює стропування, підйом та плавне опускання всередину свердловини заздалегідь змонтованого

просторового арматурного каркаса. Його надійно фіксують у проєктному положенні, щоб уникнути зміщення під час подачі бетону.

Бетонування (метод ВПТ): У свердловину опускається збірна бетонолітна труба. Автобетононасос подає бетонну суміш безперервно, починаючи з самого дна вибою. У міру заповнення свердловини бетоном, бетонолітна труба та секції обсадної труби поступово піднімаються краном (або гідравлікою бурової). При цьому діє суворе правило: нижній край труби повинен завжди залишатися заглибленим у свіжий бетон мінімум на 1 метр, щоб уникнути перемішування суміші з ґрунтом.

Після досягнення бетоном проєктної відмітки формується оголовок палі. Його вкривають і захищають від пересихання або промерзання до моменту набору розрахункової міцності.

Організація робочого процесу та влаштування буронабивних паль

Склад робочої ланки Виконання комплексу робіт із влаштування буронабивних паль покладається на спеціалізовану бригаду, до якої входять: машиніст бурової установки (6-го розряду), оператор автобетононасоса (5-го розряду), машиніст стрілового крана (5-го розряду) та ланка з трьох бетонярів-арматурників (4-5 розрядів), які також виконують функції стропальників.

Організація бурових робіт та позиціонування техніки Переміщення бурового комплексу здійснюється згідно із затвердженою картою розбурювання, зазвичай використовуючи послідовну схему віддалення від існуючих будівель або комунікацій. На кожній точці бурова машина встановлюється на вирівняний майданчик. Геодезист разом із машиністом виконують центрування робочого органу (шнека або ковш-бура) над розбивочним кілочком, після чого проводиться інструментальна перевірка вертикальності бурової колони.

Процес буріння та підготовка свердловини Виїмка ґрунту виконується циклічно. Для запобігання обваленню стінок свердловини у нестійких ґрунтах здійснюється паралельне занурення металевих інвентарних обсадних труб. Труби вдавлюються у ґрунт за допомогою гідравлічного механізму бурової установки з

одночасним вилученням розпушеної землі з їхньої внутрішньої порожнини. Після досягнення проектної глибини вибій свердловини обов'язково зачищається від залишків шламу.

Армування та подача бетонної суміші Після приймання свердловини за актом прихованих робіт, за допомогою стрілового крана здійснюється подача та занурення просторового арматурного каркаса. Щоб забезпечити захисний шар бетону, на каркасі попередньо закріплюють пластикові фіксатори. Каркас надійно підвішують на гирлі обсадної труби, щоб унеможливити його зміщення або спливання під час бетонування.

Бетонування виконується методом вертикально переміщуваної труби (ВПТ). У свердловину опускається збірна бетонолітна колона з приймальною лійкою, до якої підключається траса автобетононасоса. подача товарного бетону ведеться безперервно знизу вгору. У міру заповнення об'єму свердловини, обсадні та бетонолітні труби поступово витягуються механізмами, при цьому суворо контролюється, щоб нижній обріз труби завжди знаходився у свіжому бетоні на глибині не менше 1 метра (для уникнення утворення ґрунтових пробок). Процес завершується формуванням оголовка палі з невеликим запасом бетону на підрізку.

3.8 Заходи з безпечного виконання робіт на майданчику

1. Організація роботи та зв'язок Перед початком забивання паль потрібно чітко продумати, де стоятиме техніка та як вона рухатиметься. Майданчик має бути добре освітленим і достатньо просторим для маневрів.

Дуже важливий момент щодо комунікації: якщо машиністу погано видно робочу зону і він не має прямого візуального контакту із сигнальником, між ними обов'язково встановлюється зв'язок по рації або телефону. Передавати команди «ланцюжком» через третіх осіб заборонено. Всі робітники на майданчику повинні розуміти, що означають робочі сигнали. Також по периметру небезпечної зони обов'язково ставляться попереджувальні знаки.

2. Робота з технікою За кермо пускають лише машиністів, які пройшли спеціальне навчання. Перед початком зміни машиніст має оглянути кріплення та перевірити механізми на справність. У кабіні обов'язково має бути аптечка.

Щоб машина не перекинулася від вітру або через рельєф, її встановлюють тільки на рівній поверхні (максимально допустимий ухил — 5°). Під час роботи всі рухи стріли та молота мають бути плавними, без різких ривків.

Якщо поруч є лінії електропередач (до 380 В), проїжджати під ними можна лише тоді, коли від найвищої точки копра до проводів залишається мінімум 2 метри запасу.

3. Обслуговування та ремонти Будь-який огляд, змащування деталей чи ремонт виконуються виключно при вимкненому двигуні. Також обов'язково треба скинути робочий тиск у гідравліці та пневматиці (якщо в паспорті машини не вказано інше).

4. Що категорично забороняється:

Починати будь-який рух механізмів без попереджувального звукового сигналу (сирени).

Працювати, якщо в зоні дії машини ходять сторонні люди.

Копирсатися в механізмах (ремонтувати, регулювати) при увімкненому двигуні.

Залишати заведену машину без нагляду.

Використовувати техніку з порушенням її паспортних характеристик (наприклад, перевантажувати).

3.9 Операційний контроль якості будівельних процесів

Система менеджменту якості на майданчику Процес контролю є багатоступеневим і розпочинається з вхідної перевірки матеріалів. До бетонування допускаються лише ті бетонні суміші та арматурні вироби, які мають відповідні сертифікати (паспорти якості) від заводів-виробників. Геодезичний супровід

ведеться безперервно: від винесення головних розбивочних осей до фінальної перевірки готових конструкцій.

Контроль геометричних параметрів Під час влаштування буронабивних паль особлива увага приділяється точності буріння. Геодезист інструментально контролює центр кожної свердловини. Для паль, що працюють у складі кущового фундаменту (або стрічкового багаторядного), гранично допустиме зміщення в плані не повинно перевищувати $0,3D$ (де D — номінальний діаметр стовбура палі). По висоті: оскільки верхня частина палі (оголовок) підлягає обов'язковому зрубіванню під монолітний ростверк, допуск на відхилення висотних відміток після зрізання становить ± 50 мм.

Формування виконавчої документації та приймання робіт Кожен етап влаштування буронабивної палі підлягає суворому документуванню. Після завершення робіт нульового циклу підрядник передає замовнику такий комплект документів:

Акти геодезичного винесення осей споруди в натуру;

Виконавчу геодезичну зйомку фактичного положення пробурених і забетонованих паль;

Журнали буріння свердловин та журнали бетонування (заповнюються на кожен палю окремо);

Акти огляду прихованих робіт (на зачищення дна свердловини та на огляд встановлених просторових арматурних каркасів перед заливкою);

Протоколи лабораторних випробувань зразків-кубиків бетону на міцність, а також результати перевірки суцільності стовбурів паль (наприклад, сейсмоакустичним методом).

Кінцеве приймання готового пального поля підтверджується підписанням загального Акту огляду прихованих робіт, який є дозволом на початок робіт із влаштування монолітного ростверку.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА НА БУДІВЕЛЬНОМУ ОБ'ЄКТІ

4.1 Основні вимоги до безпеки виконання робіт

Охорона праці — це комплекс правових, санітарно-гігієнічних, технічних та соціальних заходів, головна мета яких полягає у збереженні здоров'я та працездатності людини на робочому місці. У будівельній галузі її основне призначення зводиться до аналізу умов виробництва та розробки дієвих рішень для безпечного зведення й експлуатації об'єктів.

Головні завдання охорони праці на будівельному майданчику:

Аналіз та усунення першопричин, що призводять до виробничого травматизму і професійних захворювань.

Удосконалення технологічних процесів — заміна небезпечних етапів робіт на безпечніші аналоги.

Нормалізація умов робочого середовища (зниження рівня шуму та вібрації, забезпечення належного освітлення і вентиляції).

Оптимізація режимів праці та відпочинку для робітників.

Впровадження сучасних інженерних методів для створення безпечних умов виконання робіт.

Фактори, що впливають на безпеку праці: Для забезпечення безпечних умов на об'єкті застосовується комплексний підхід, який враховує чотири групи факторів:

Організаційні: грамотне планування виконання робіт, регулярна перевірка знань з техніки безпеки та підвищення загальної культури виробництва.

Технічні: забезпечення робочих місць сучасною технікою, впровадження новітніх технологій та усунення конструктивних недоліків обладнання чи будівельного оснащення.

Санітарно-гігієнічні: використання безпечних матеріалів, забезпечення робітників засобами індивідуального захисту (ЗІЗ) та організація належних побутових умов на об'єкті (побутівки, санітарні зони).

Лікувально-профілактичні: проведення регулярних медоглядів, організація профілактичних заходів та, за потреби, лікувально-профілактичного харчування.

Нормативна база та комплексний підхід Охорона праці є міждисциплінарною сферою, яка спирається на дані інженерної психології, фізики, хімії та медицини. Важливою її складовою є безпосередня охорона здоров'я працівників, яка, згідно з ДСТУ 2293-93, визначається як комплекс заходів для збереження здоров'я з урахуванням специфіки виконуваних робіт.

Оцінка умов праці та визначення її категорій для кожного працівника здійснюється на основі «Гігієнічної класифікації умов праці за показниками шкідливості та небезпечності факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу».

4.2 Безпечне облаштування будмайданчика та робочих зон

Загальні вимоги та зонування території Зведення 6-поверхової будівлі комерційного призначення вимагає максимально відповідального підходу до логістики та безпеки. Першочерговим завданням є створення безпечного середовища для всіх учасників процесу. Для цього на майданчику, у місцях проведення робіт, на шляхах руху техніки та проходах для людей обов'язково виділяються небезпечні зони — території, де постійно діють або можуть виникнути виробничі ризики (наприклад, зони роботи кранів, перепади висот тощо). Ці межі повинні бути чітко огорожені та промарковані стандартизованими знаками безпеки й попереджувальними написами, які добре видно в будь-який час доби.

Шляхи пересування: проходи, проїзди та входи

Габарити: Для вільного та безпечного руху ширина проходів до робочих місць має становити не менше 0,6 м, а висота (у просвіті) — від 1,8 м і більше.

Утримання: Усі шляхи пересування та робочі зони необхідно тримати в чистоті, регулярно прибирати від будівельного сміття та не захаращувати матеріалами. У зимовий період відкриті проходи обов'язково посипаються піском або шлаком для запобігання ковзанню.

Схили: Якщо кут нахилу проходу перевищує 20° , він обов'язково обладнується інвентарними трапами або сходами з надійними поручнями.

Захист входів: Усі входи до будівлі, що зводиться, захищаються суцільними навісами. Ширина такого навісу має бути не меншою за ширину входу, виліт (відстань від стіни) — мінімум 2 м, а кут нахилу навісу до стіни будівлі — у межах $70-75^\circ$. Це гарантує захист людей від випадкового падіння предметів згори.

Безпека під час робіт на висоті

Огорожі: Робочі місця та проходи, що розташовані на висоті 1,3 м і більше та знаходяться ближче ніж за 2 м від краю перепаду висот, обов'язково обладнуються тимчасовими захисними огорожами. Інвентарні огорожі мають витримувати рівномірно розподілене або зосереджене навантаження у 480 Н (близько 48 кгс).

Бортові дошки: Щоб уникнути падіння інструментів, матеріалів чи будівельних відходів з настилу вниз, по низу огорожі встановлюється бортова дошка висотою не менше 0,15 м. Відстань від бортової дошки до проміжного (середнього) елемента огорожі не повинна перевищувати 0,40 м.

Технологічні отвори: Отвори у перекриттях (призначені для шахт ліфтів, сходів, монтажу обладнання), до яких є доступ людей, мають бути надійно закриті міцними суцільними щитами або мати відповідні огороження по периметру.

Драбини: Переносні сходи допускаються до роботи лише після випробування статичним навантаженням 1200 Н (120 кгс), яке прикладається до середини сходинки. Дерев'яні драбини перевіряються кожні пів року, а металеві — один раз на рік.

Складування матеріалів та логістика на майданчику

Порядок подачі: Будівельні матеріали, конструкції та вузли подаються на робочі місця суворо в технологічній послідовності, щоб не створювати завалів і не перекривати шляхи евакуації.

Організація складу: Матеріали штабелюють на спеціально спланованих та вирівняних майданчиках, фіксуючи їх від самовільного зсуву, осипання чи розкочування. При штабелюванні залізобетонних конструкцій товщина дерев'яних прокладок має перевищувати висоту виступаючих монтажних петель мінімум на 0,02 м.

Проходи на складах: Між штабелями та стелажми залишають проходи шириною не менше 1 м, а ширина проїздів для техніки розраховується з урахуванням габаритів навантажувачів та кранів.

Поводження з відходами, пилом та хімічними речовинами

Вивезення сміття: Будівельне сміття заборонено скидати з висоти просто так. З висоти понад 3 м його обов'язково спускають по закритих жолобах або у спеціальних контейнерах. Нижній край жолоба має знаходитися на висоті не більше 1 м від землі або бути спрямованим безпосередньо у бункер. Зона скидання обов'язково огорожується, або там встановлюється наглядач.

Пилоподібні матеріали (цемент, суміші): Зберігаються виключно в закритих ємностях для запобігання розпорошенню. Завантажувальні отвори бункерів обладнуються захисними решітками, а люки — щільними затворами. У місцях дроблення, просіювання чи фасування обов'язково працюють аспіраційні або вентиляційні системи. Токсичні речовини зберігаються максимально далеко від побутових і зон відпочинку.

Хімія та фарби: Робочі зони, де використовують мастики, клеї чи фарби, що виділяють вибухонебезпечні або токсичні пари, мають інтенсивно провітрюватися. Електрообладнання у таких зонах повинно мати вибухозахищене виконання. Обов'язково вживаються заходи для зняття статичної електрики.

Пожежна безпека: Категорично заборонено користуватися відкритим вогнем або палити в радіусі ближче ніж 50 м від місць зберігання легкозаймистих і вибухонебезпечних речовин.

Засоби індивідуального захисту (Каски) Безпека персоналу на майданчику контролюється візуально завдяки суворій кольоровій диференціації захисних касок. Кожен працівник та відвідувач майданчика зобов'язаний їх носити:

Жовтий або помаранчевий колір — для робітників та лінійного персоналу;

Червоний колір — для майстрів та виконробів;

Білий колір — для керівного складу будівельних організацій, начальників дільниць, інженерів з охорони праці та представників служби техніки безпеки.

4.3 Правила безпеки під час нульового циклу та зведення фундаментів

Безпека під час земляних робіт та підготовки робочого майданчика

Контроль стійкості виїмок: Перед початком кожної робочої зміни лінійний керівник (виконроб або майстер) зобов'язаний провести візуальний та інструментальний огляд стінок котловану. Особлива увага приділяється стану укосів після атмосферних опадів, щоб вчасно виявити ознаки можливого сповзання або обвалення ґрунту.

Організація безпечного доступу: Для переміщення персоналу між ярусами котловану категорично забороняється використовувати елементи розпірних систем чи випадкові предмети. Доступ організовується виключно через інвентарні перехідні містки та сходи, обладнані двосторонніми поручнями висотою не менше 1,1 м.

1 Вимоги до основи під техніку: Робочий майданчик, на якому буде маневрувати важка бурова установка та автокрани, має бути ретельно спланований бульдозером і, за необхідності, ущільнений (або вистелений дорожніми плитами), щоб унеможливити просідання гусениць чи аутригерів під час буріння.

2. Заходи безпеки під час інженерної підготовки ґрунтів (залишаємо цей пункт, адаптувавши його до реалій будмайданчика)

Специфічні роботи із закріплення: Якщо проєктом передбачено хімічне або термічне стабілізування слабких ґрунтів, такі процеси класифікуються як роботи з підвищеною небезпекою. Бригади забезпечуються спеціалізованим захисним одягом, респіраторами та герметичними окулярами. На майданчику розгортається мобільний пост із запасом чистої води та нейтралізуючих розчинів для оперативної допомоги при потраплянні реагентів на шкіру.

Радіометричний нагляд: Контроль щільності ґрунтової основи за допомогою радіоізотопних приладів виконується лише профільними фахівцями. Устаткування з джерелами іонізуючого випромінювання поза робочим часом зберігається у свинцевих екранованих контейнерах, доступ до яких суворо обмежений.

3. Організація безпечної експлуатації бурових комплексів

Кваліфікаційний допуск: До керування буровими установками обертальної дії залучаються виключно атестовані машиністи. Перед початком робіт уся ланка проходить цільовий інструктаж безпосередньо на робочому місці, де розбирається схема руху техніки та специфіка геологічних умов конкретної ділянки.

Визначення небезпечних зон: Навколо бурової машини встановлюється небезпечна зона, радіус якої дорівнює повній висоті бурової щогли (магли) плюс 5 метрів. Роботи інших підрядників чи пересування сторонніх осіб у цій зоні під час роботи механізму суворо заборонені.

Погодні обмеження: Категорично забороняється піднімати бурову щоглу, виконувати розбурювання чи монтаж арматурних каркасів під час грози, сильного снігопаду, туману (з видимістю менше 50 м) або при шквальних поривах вітру, що перевищують 15 м/с.

4. Техніка безпеки в процесі буріння та армування свердловин

Контроль робочого органу: Перед запуском обертання шнека або ковш-бура машиніст зобов'язаний подати чіткий звуковий сигнал. Працівникам забороняється наближатися до гирла свердловини ближче ніж на 1,5 метра під час роботи

бурового інструменту, а також під час вивантаження розпушеного ґрунту (шламу) з ковша.

Захист від падіння у свердловину: Пробурені свердловини, які очікують бетонування, є джерелом підвищеної небезпеки. Вони повинні негайно закриватися інвентарними металевими щитами (кришками) або огорожуватися по периметру бар'єрами.

Монтаж арматурних каркасів: Стропування масивних просторових каркасів здійснюється як мінімум за дві точки, щоб уникнути їх деформації. Під час подачі каркаса краном у свердловину, монтажники повинні утримувати його від розгойдування за допомогою капронових відтяжок довжиною не менше 4 метрів. Забороняється направляти каркас руками, стоячи безпосередньо на краю свердловини.

5. Безпека під час бетонування паль (метод ВПТ)

Експлуатація автобетононасоса: Майданчик для встановлення бетононасоса повинен забезпечувати вільний під'їзд міксерів. Розкладання стріли бетононасоса поблизу ліній електропередач допускається лише за наявності відповідного наряду-допуску.

Монтаж бетонолітної труби: Збирання секцій вертикально переміщуваної труби (ВПТ) над свердловиною виконується з використанням спеціальних траверс. З'єднання секцій мають бути герметичними та надійними.

Робота під тиском: Під час подачі бетонної суміші забороняється перебувати безпосередньо під стрілою бетононасоса або біля гнучкого рукава через ризик гідравлічного удару або розриву магістралі. Працівники, що приймають бетон, зобов'язані працювати в захисних касках, окулярах та прогумованих рукавицях.

6. Заходи безпеки під час формування оголовків паль

Після набору бетоном проєктної міцності та відкопування ростверку виконується процедура зрубівання шламового (неякісного) шару бетону з верхівки паль.

Роботи виконуються із застосуванням відбійних молотків або гідравлічних механізмів. Оператори повинні використовувати засоби індивідуального захисту від вібрації (антивібраційні рукавиці) та шумозахисні навушники.

Випуски робочої арматури, що залишаються після зрубування оголовка, є травмонебезпечними. До моменту їх в'язки в каркас ростверку на гострі кінці арматури надіваються спеціальні захисні пластикові ковпачки (грибки), щоб унеможливити поранення робітників у разі падіння.

4.4 Безпека праці при розробці котловану та траншей

1. Основні ризики та запобігання обвалам ґрунту Земляні роботи належать до категорії робіт з підвищеною небезпекою. Найбільшу загрозу під час розробки котлованів та траншей становить раптове обвалення ґрунту. Найчастіше це відбувається через:

Неправильний розрахунок стрімкості укосів або відсутність надійного кріплення стінок котловану;

Дію непередбачених динамічних та статичних навантажень на брівку (край) котловану від важкої будівельної техніки або складованих матеріалів;

Порушення технологічної послідовності розробки ґрунту (наприклад, підкопування стінок);

Ігнорування гідрогеологічних умов: якщо поверхневі або ґрунтові води вчасно не відвести, вони підмивають основу, що неминуче призводить до зсуву масиву ґрунту.

2. Підготовчі роботи та захист інженерних мереж

Водовідведення: До початку роботи важкої техніки необхідно організувати надійне відведення поверхневих вод. Якщо на укосах виявлено вихід ґрунтових вод, негайно влаштовується дренажна система, водовідвідні лотки або організовується зумпф із постійним відкачуванням води помпами.

Підземні комунікації: Оскільки роботи часто ведуться в умовах існуючої міської забудови, розробка ґрунту поблизу діючих мереж (кабелі, газопроводи, водогони) виконується виключно під особистим наглядом виконроба або майстра. У безпосередній близькості від мереж обов'язкова присутність представника експлуатуючої організації. У таких зонах використання екскаваторів заборонено — ґрунт доопрацьовується вручну лопатами, без застосування ломів чи кирок.

Огородження: У місцях, де є рух людей або транспорту, по периметру земляних робіт встановлюється суцільна захисна огорожа висотою 1,2 м. У темну пору доби на ній обов'язково вмикається сигнальне освітлення.

3. Організація безпечної роботи в котловані

Спуск людей: Для безпечного пересування робітників у котлован встановлюються інвентарні трапи або маршові сходи шириною не менше 0,6 м з надійними поручнями. Використовувати укоси для спуску категорично заборонено.

Складування ґрунту (відвал): Ґрунт, який виймається з котловану (і не вивозиться самоскидами), дозволяється складувати на відстані не ближче ніж 0,5 м від брівки (краю) виїмки, щоб його вага не спровокувала обвал.

Вібрація: У зонах, де працюють віброустановки або копри, вживаються додаткові заходи для штучного закріплення укосів. Якщо котлован розробляється ярусами (уступами), ширина кожного уступу повинна бути не меншою за 2,5 м.

4. Безпечна експлуатація землерийної техніки (Екскаватор ЕО-504) Робота машиніста екскаватора вимагає суворого дотримання паспортних характеристик машини та правил ПБР:

Позиціонування: Екскаватор завжди встановлюється на спланованому, рівному майданчику. Якщо ґрунт слабкий або перезволожений, під гусениці обов'язково вкладаються інвентарні щити, бруси або шпали для рівномірного розподілу ваги.

Фіксація: Для запобігання самовільному скочуванню техніки застосовуються виключно інвентарні противідкатні башмаки (упори). Використовувати для цього каміння, цеглу, випадкові дошки чи колоди — заборонено.

Рух майданчиком: Переміщення екскаватора здійснюється лише за заздалегідь спланованим маршрутом. Під час руху стріла має бути встановлена суворо по ходу машини, а порожній ківш піднятий на безпечну висоту 0,5...0,7 м над рівнем землі. Рух на підйом чи спуск, кут якого перевищує паспортні дані машини, не допускається.

Специфіка роботи зворотною лопатою: Екскаватор ЕО-504 працює у вибої на глибині, що не перевищує його максимальних технічних характеристик. Опускання стріли під кутом понад 45° до площини стоянки заборонене (це критично зменшує натяг підйимальних канатів і може призвести до аварії). Машиніст повинен постійно контролювати відстань від гусениць до краю котловану, щоб уникнути сповзання машини під власною вагою.

Завантаження автотранспорту: Самоскиди, що прибувають під завантаження, повинні очікувати за межами небезпечної зони дії ковша. Заїзд під завантаження та виїзд із зони здійснюється виключно після подачі машиністом екскаватора відповідного звукового сигналу. Всі працівники на ділянці повинні бути ознайомлені зі значенням цих сигналів.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1 Розроблено проєкт зведення нової будівлі шестиповерхового офісного центру в м. Черкаси з урахуванням сучасних вимог до об'ємно-планувальних рішень та вимог безпеки в умовах війни.

2 Виконано розрахунок та конструювання збірних залізобетонних елементів (сходового маршу та майданчика) основної сходової клітки будівлі.

3 Запроєктовано пальовий фундамент із буронабивних паль, що дозволяє звести будівлю у складних інженерно-геологічних умовах будівельного майданчика.

4 Розроблено календарний графік зведення будівельного об'єкта з урахуванням особливостей та умов будівельного майданчика.

5 Розроблено технологічну карту на влаштування фундаментів із буронабивних паль.

6 Розглянуто та проаналізовано комплекс заходів з охорони праці під час зведення будівлі та виконано розрахунок для визначення межі небезпечної зони під час роботи баштового крана.

БІБЛІОГРАФІЯ

- 1 Ясній В. П., Конончук О. П., Мещерякова О. М., Коваль І. В., Сорочак А. П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Тернопіль : ТНТУ, 2025. 59 с.
- 2 Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень : ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 53 с.
- 3 Планування і забудова міських і сільських поселень : ДБН Б.2.2-12:2019. Київ : Мінрегіонбуд України, 2019. 128 с.
- 4 Пожежна безпека об'єктів будівництва : ДБН В.1.1-7:2016. Київ : Мінрегіонбуд України, 2016. 53 с.
- 5 Природне та штучне освітлення : ДБН В.2.5-28:2018. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 62 с.
- 6 Громадські будинки і споруди. Основні положення : ДБН В.2.2-9:2018. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 49 с.
- 7 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6-31:2021. Київ : Мінрегіон України, 2021.
- 8 Будівельна кліматологія : ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 119 с.
- 9 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 67 с.
- 10 Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. Київ : Мінрегіонбуд України, 2006. 63 с.
- 11 Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення : ДБН В.2.1-10:2018. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 144 с.
- 12 Черненко В. К., Баранников В. Ф. Технология и организация монтажа строительных конструкций. Київ : Будівельник, 1988. 276 с.

13 Організація будівельного виробництва : ДБН А.3.1-5:2016. Київ : Мінрегіонбуд України, 2016. 60 с.

14 Визначення тривалості будівництва об'єктів : ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 155 с.

15 Покриття будинків і споруд : ДБН В.2.6-220:2017. Київ : Мінрегіон України, 2017. 98 с.

16 Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення : ДБН А.3.2-2-2009. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. 53 с.

17 Про цивільну оборону : Закон України від 03.02.1993 № 2974-ХІІ.

18 Ковальчук Я. О., Дубіжанський Д. І., Сорочак А. П., Конончук О. П. Методичні вказівки до оформлення курсових та дипломних проєктів із залізобетонних конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво». Тернопіль : ТНТУ, 2013. 52 с.

19 Ковальчук Я. О., Дубіжанський Д. І., Сорочак А. П., Конончук О. П. Методичні вказівки до практичних занять з курсу «Автоматизований розрахунок будівельних конструкцій» для студентів спеціальності 7.06010101, 8.06010101 «Промислове та цивільне будівництво». Тернопіль : ТНТУ, 2013. 32 с.

20 Каспрук В. Б. Методичні вказівки до написання розділу з Охорони праці в будівництві для спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Тернопіль : ТНТУ, 2024. 15 с.

21 Стручок В. С. Безпека в надзвичайних ситуаціях : методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання. Тернопіль : ФОП Паляниця В. А., 156 с