

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

Кафедра геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА
БАГАТОПОВЕРХОВИЙ ЖИТЛОВИЙ БУДИНОК В М. ХАРКОВІ**

Виконав: студент 3 курсу, ПЦБ 2023-1у

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма – Промислове та цивільне будівництво

_____  _____ Плахотін К.А.

Керівник _____  _____ Кротов О.В.

Рецензент _____  _____ Храпатова І.В.

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри ГПСГБ

к.т.н., доц. Александрович В.А.

”27” травня 2026 року



ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА

ПЛАХОТІН КИРИЛО АНДРІЙОВИЧ

Спеціальність 192 –Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи:

Багатоповерховий житловий будинок в м. Харкові

затверджена наказом ректора ХНУМГ від «26» травня 2026 р. № 447-03

Термін подання завершеної роботи на кафедру « 17 » червня 2026 р.

Вихідні дані до кваліфікаційної роботи інженерно-геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальне рішення об'єкту.

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна частина, технологічні рішення та організація будівництва, розділ охорони праці.

Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- архітектурно-будівельна частина: архітектурно-конструктивне рішення об'єкту будівництва, плани першого та типового поверхів, розріз, фасад, генеральний план (1-2 листи формату А1)
- розрахунково-конструктивна частина: конструктивне рішення фундаментів, конструктивне рішення несучих конструкцій перекриття будівлі: опалубочні креслення, схеми армування, креслення арматурних виробів, специфікації (3 листи формату А1)
- технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта виконання одного з основних видів робіт за завданням консультанта розділу.

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		к.т.н., доц., зав. каф. МБ Завальний О.В.		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	к.т.н., доц. каф. ГПСГБ Кротов О.В.		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	к.т.н., доц. каф. БК Шемер Р.М.		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		к.т.н., доц. Братишко С.М.		
4. Охорона праці		к.т.н., доц. Нікітченко О.Ю.		
Нормоконтроль		Гаврилюк О.В.		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина	01.06-04.06.2026	виконано
2.	Розрахунково-конструктивна частина	05.06-10.05.2026	виконано
3.	Технологічні рішення та організація будівництва	11.05-14.05.2026	виконано
4.	Охорона праці	15.05-17.05.2026	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи, к.т.н., доц.



Кротов О.В.

Завдання прийняв до виконання



Плахотін К.А.

Дата видачі завдання "27" травня 2026 р.

ЗМІСТ

1. Архітектурно-будівельна частина	5
1.1 Вихідні дані	5
1.2. Генеральний план	5
1.3. Об'ємно-планувальне рішення будівлі	8
1.4. Архітектурно-конструктивне рішення будівлі	10
1.5 Теплотехнічний розрахунок	14
2. Розрахунково-конструктивна частина	16
2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту	16
2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту	29
3. Технологічні рішення та організація будівництва	50
4. Охорона праці	64
Список використаних джерел	69

1. Архітектурно-будівельна частина

1.1 Вихідні дані

Дипломний проєкт на тему " Багатоповерховий житловий будинок в м. Харкові" розроблений згідно завдання на дипломне проєктування.

«Місто будівництва – м. Харків. Будівельно кліматична зона (ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010) [12].

- кліматичний район I В

Розрахункові дані температури повітря (ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010) [12].

- найбільш холодні п'ятиденки – -23С

- найбільш холодні доби – - 27°С

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів на відмітці- 1,2 м В зазначеному районі переважаючими ґрунтами є тверді суглинки-4м. Ґрунтові води відсутні.

Вітри переважно ПнСх.»

Таблиця 3.1

Місяць	Повторення напрямку вітру							
	Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗх	Зх	ПнЗх
Січень	13,7	14,6	13,8	8,5	10,4	12,2	14,9	11,9
Липень	22,7	13,0	7,5	4,2	9,0	12,5	15,0	16,1

1.2. Генеральний план ділянки

Генеральний план території розроблено відповідно до вимог чинних державних будівельних норм України ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», які регламентують принципи функціонального зонування, організації забудови, благоустрою та інженерного забезпечення територій населених пунктів. Проєктні рішення генерального плану спрямовані на створення комфортного, безпечного та раціонально організованого житлового середовища з урахуванням містобудівних, санітарно-гігієнічних, екологічних і протипожежних вимог.

Планувальна структура території має прямокутну конфігурацію. Розміри ділянки в осях становлять $156,0 \times 215,0$ м, що забезпечує ефективне розміщення житлових будинків, об'єктів соціальної інфраструктури, транспортних комунікацій та елементів благоустрою.

Рельєф майданчика характеризується незначним природним ухилом, який сприяє організованому відведенню поверхневих та атмосферних вод за межі забудови. Таке рішення дозволяє запобігти застою води на території, підвищує експлуатаційну надійність дорожнього покриття та покращує санітарний стан ділянки.

Для захисту житлової забудови від негативного впливу транспортних потоків, що проходять магістральною автомобільною дорогою, по периметру території передбачено озеленення у вигляді смуг дерев та чагарників.

Транспортне обслуговування об'єкта забезпечується системою внутрішньоквартальних проїздів і додатковою під'їзною дорогою шириною 6,0 м, яка забезпечує безперешкодний доступ легкового та спеціалізованого транспорту, включаючи пожежні, аварійно-рятувальні та комунальні служби.

Розміщення будівель і споруд на території виконано з дотриманням нормативних відстаней між об'єктами, вимог інсоляції та природного освітлення приміщень, а також умов природної вентиляції. Планувальні рішення забезпечують належний рівень комфортності проживання, ефективне використання території та відповідність протипожежним і санітарно-епідеміологічним нормам.

На території житлового комплексу передбачено розміщення таких об'єктів:

- чотирьох дев'ятиповерхових панельних житлових будинків;
- двох шістнадцятиповерхових панельних житлових будинків;
- двох дванадцятиповерхових цегляних житлових будинків;
- загальноосвітнього навчального закладу (школи).

Запроектована транспортна мережа забезпечує зручний доступ до всіх будівель та споруд комплексу. Під'їзд до житлових будинків здійснюється внутрішньоквартальними проїздами з шириною проїжджої частини 3,0 м.

Конфігурація проїздів забезпечує необхідні умови для маневрування транспортних засобів та доступу пожежної техніки до будинків.

Для безпечного та комфортного пересування пішоходів передбачено мережу тротуарів шириною 1,5 м, які з'єднують житлові будинки, школу, майданчики відпочинку та інші функціональні зони. Покриття проїздів, тротуарів, дитячих і спортивних майданчиків прийнято асфальтобетонним, що характеризується високою міцністю, довговічністю та зручністю в експлуатації.

Особлива увага приділена благоустрою та озелененню території. Вільні від забудови та твердого покриття ділянки відведено під газони з багаторічних трав, декоративні квітники та клумби. Озеленення доповнюється висадженням декоративних кущів і дерев, які підлягають регулярному формувальному обрізанню. Такі заходи сприяють покращенню естетичного вигляду території, створенню комфортного середовища для відпочинку мешканців, зниженню рівня запиленості повітря та покращенню екологічного стану житлового комплексу в цілому.

Загалом прийняті рішення генерального плану забезпечують раціональне використання земельної ділянки, належний рівень благоустрою, транспортної доступності, безпеки та комфорту проживання населення відповідно до сучасних вимог містобудування.

ТЕП Генплану

Таблиця 1.2

№ п/п	Найменування	Од. виміру	Кількість
1	Площа ділянки	м ²	33540
2	Площа забудови	м ²	2778,92
3	Площа озеленення	м ²	27965,08
4	Площа твердих покриттів	м ²	2796
5	Відсоток озеленення	%	83,4
6	Відсоток забудови	%	8,29

1.3. Об'ємно - планувальне рішення будівлі

Проектована житлова будівля має складну об'ємно-планувальну конфігурацію, що обумовлена архітектурними та функціональними вимогами до організації внутрішнього простору. Габаритні розміри будинку в плані по координативних осях становлять $12,6 \times 26,9$ м. Прийняте планувальне рішення забезпечує раціональне використання площі забудови, оптимальне розташування квартир та допоміжних приміщень, а також створює сприятливі умови для природного освітлення й провітрювання приміщень.

Конструктивна схема будівлі виконана з повздовжніми несучими стінами, які сприймають основні вертикальні та горизонтальні навантаження від власної ваги конструкцій, корисних навантажень, вітрових впливів та передають їх на фундаментну основу. Така схема є надійною, економічно доцільною та широко застосовується при проектуванні багатоповерхових житлових будинків.

Будівля запроєктована семиповерховою. Загальна висота споруди від рівня землі до найвищої конструктивної відмітки становить 27,260 м. Висота типового поверху прийнята 2,8 м, що відповідає чинним нормативним вимогам та забезпечує комфортні умови проживання мешканців. Прийняті висотні параметри дозволяють ефективно використовувати внутрішній простір приміщень та забезпечують належний рівень інсоляції житлових кімнат.

Зовнішні огорожувальні конструкції будівлі виконані у вигляді багатошарових стін. Основна частина зовнішніх стін передбачена з керамічної цегли товщиною 510 мм із додатковим утепленням шаром теплоізоляційного матеріалу товщиною 100 мм. Таке конструктивне рішення забезпечує необхідний рівень теплозахисту будівлі, зменшує тепловтрати через огорожувальні конструкції та сприяє підвищенню енергоефективності об'єкта. Крім того, багатошарова конструкція стін покращує звукоізоляційні характеристики приміщень і створює комфортний мікроклімат у квартирах протягом усього року.

Внутрішні перегородки між житловими кімнатами та допоміжними приміщеннями виконуються з цегли товщиною 120 мм. Такі перегородки

забезпечують достатню міцність, жорсткість конструкції та необхідний рівень звукоізоляції між суміжними приміщеннями. Перегородки санітарно-технічних вузлів запроєктовані з цегли товщиною 65 мм, що дозволяє ефективно використовувати внутрішню площу квартир при забезпеченні необхідних експлуатаційних характеристик.

У всіх квартирах передбачено роздільне розташування ванної кімнати та туалету. Таке планувальне рішення підвищує комфортність користування санітарно-гігієнічними приміщеннями та відповідає сучасним вимогам до організації житлового простору багатоквартирних будинків.

Відповідно до чинних будівельних норм і правил будівля належить до класу наслідків (відповідальності) СС2, що характеризує об'єкти із середніми наслідками можливих відмов або руйнувань конструкцій. До даного класу відносяться багатоквартирні житлові будинки та інші об'єкти цивільного призначення, які передбачають постійне перебування людей.

Ступінь довговічності будівлі прийнято II, що забезпечує нормативний термін експлуатації основних несучих та огорожувальних конструкцій без втрати їх експлуатаційних характеристик за умови своєчасного проведення поточних і капітальних ремонтів.

За показниками пожежної безпеки будівля належить до II ступеня вогнестійкості. Конструктивні елементи споруди виконані з негорючих або важкогорючих матеріалів, що забезпечують необхідну межу вогнестійкості несучих і огорожувальних конструкцій, сприяють обмеженню поширення пожежі та створюють належні умови для безпечної евакуації людей у разі виникнення надзвичайних ситуацій.

Прийняті архітектурно-планувальні та конструктивні рішення забезпечують надійність, міцність, довговічність, енергоефективність і безпечну експлуатацію будівлі протягом усього нормативного терміну служби.

ТЕП будівлі

Таблиця 1.5.

<i>№ п/п</i>	<i>Назва</i>	<i>Одиниці виміру</i>	<i>Кількість</i>
1.	Площа житлова	м ²	1363,6
2.	Загальна площа	м ²	2372,6
3.	Площа забудови	м ²	296,6
4.	Будівельний об'єм	м ²	8084,6
5.	Планувальний коефіцієнт	%	5,21
6.	Об'ємний коефіцієнт	%	0,03

1.4 Архітектурно-конструктивне рішення будівлі

Фундаменти, цоколь та вимощення

Основою будівлі слугують збірні залізобетонні фундаменти, змонтовані з фундаментних блоків типів ФБС 24.4.6 та ФБС 12.4.6. Укладання блоків здійснюється на цементно-піщаному розчині марки М50 із забезпеченням перев'язки вертикальних швів, що сприяє підвищенню монолітності, надійності та просторової жорсткості фундаментної системи.

Для запобігання негативному впливу ґрунтової вологи та капілярного підсосу води передбачено комплекс гідроізоляційних заходів. Горизонтальний захист виконується шляхом нанесення двох шарів гідроізоляційного матеріалу CERESIT CR 65. Зовнішні поверхні фундаментів захищаються вертикальною обмазувальною гідроізоляцією з двох шарів гарячого бітуму, що забезпечує довговічність конструкцій та підвищує їхню стійкість до впливу агресивних факторів навколишнього середовища.

Для відведення атмосферних опадів від підземної частини будівлі по всьому периметру влаштовується асфальтобетонне вимощення шириною 1,0 м. Конструкцією передбачено поперечний ухил 3 % від будівлі, що забезпечує ефективний поверхневий водовідвід та зменшує ризик зволоження фундаментів.

Стіни

Несуча система споруди сформована поздовжніми та поперечними стінами,

які сприймають вертикальні навантаження від перекриттів, покриття, а також інших елементів конструктивної схеми будівлі.

Зовнішні огорожувальні конструкції запроектовані багат шаровими. Вони складаються з несучої цегляної кладки товщиною 510 мм та теплоізоляційного шару з пінополіуретанових плит завтовшки 100 мм. Таке рішення дозволяє значно знизити тепловтрати, покращити теплозахисні характеристики огорожувальних конструкцій та забезпечити високий рівень енергоефективності будівлі. Прив'язка зовнішніх стін прийнята 410×200 мм.

Внутрішні несучі стіни виконуються з повнотілої керамічної цегли товщиною 380 мм із прив'язкою 190×190 мм. Конструкції сходових кліток мають прив'язку 100×280 мм, що узгоджується з прийнятою конструктивною схемою та забезпечує необхідну несучу здатність і жорсткість будівлі.

Перегородки

Для розділення внутрішнього простору будівлі передбачено цегляні перегородки зі звичайної керамічної цегли марки М75, укладеної на цементно-піщаному розчині марки М50.

Товщина міжкімнатних перегородок становить 120 мм, що забезпечує належний рівень звукоізоляції між приміщеннями. Перегородки санітарно-технічних вузлів мають товщину 65 мм, що дозволяє ефективно використовувати корисну площу квартир без погіршення експлуатаційних характеристик.

Перекриття

Міжповерхові перекриття та покриття будівлі передбачено виконувати зі збірних багатопустотних залізобетонних плит заводського виготовлення з попереднім напруженням арматури. Для виготовлення плит застосовується бетон класу С20/25 та високоміцна арматура класу А600, що гарантує необхідну несучу здатність, довговічність і тріщиностійкість конструкцій.

Монтаж плит здійснюється по зовнішніх та внутрішніх несучих стінах із влаштуванням вирівнювального шару цементно-піщаного розчину марки М50. Мінімальна довжина опирання плит на стіни становить 100 мм, що забезпечує надійну передачу навантажень на несучі конструкції.

Після завершення монтажних робіт усі міжплитні шви та стикові з'єднання замонолічуються цементно-піщаним розчином марки М100. Це сприяє формуванню єдиної просторової системи перекриття, підвищує його жорсткість та забезпечує більш рівномірний розподіл навантажень між конструктивними елементами будівлі.

Для створення жорсткого горизонтального диска перекриття та забезпечення просторової стійкості споруди передбачено анкерне кріплення плит до несучих конструкцій. Уздовж зовнішніх стін використовуються Г-подібні анкери, які одним кінцем закладаються у горизонтальні шви цегляної кладки, а іншим приварюються до монтажних петель плит перекриття. У місцях спирання на внутрішні несучі стіни суміжні плити додатково з'єднуються сталевими анкерними стрижнями. Після виконання зварювальних робіт усі металеві елементи покриваються захисним шаром цементно-піщаного розчину товщиною 30 мм, що запобігає розвитку корозійних процесів.

Дах і покрівля

Проектом передбачено влаштування плоского суміщеного даху з утепленням прохідним горищем та системою організованого внутрішнього водовідведення.

Конструкція покрівлі включає такі основні шари:

- двохшаровий рулонний гідроізоляційний килим із акваізолу товщиною по 3 мм кожний шар;
- цементно-піщану вирівнювальну стяжку товщиною 20 мм;
- збірні залізобетонні плити покриття завтовшки 220 мм.

Несучою основою покрівлі є збірні залізобетонні плити заводського виготовлення. По їх поверхні влаштовується цементно-піщана стяжка, яка забезпечує вирівнювання основи та формування необхідного ухилу для ефективного відведення води.

Для своєчасного видалення дощових і талих вод проектом передбачено ухил покрівлі 3 %. Відведення води здійснюється через внутрішні водоприймальні воронки, підключені до системи внутрішнього водостоку.

З метою забезпечення безпечної експлуатації покрівлі по її периметру

встановлюється металева огорожа висотою 600 мм. Уздовж зовнішніх контурів будівлі монтуються збірні залізобетонні парапетні плити марок АП13.5 та АП5.5-2 відповідно до серії 1.238-1. Монтаж плит виконується на цементному розчині марки М25.

Природне провітрювання горищного простору забезпечується через спеціально передбачені вентиляційні отвори розміром 1400×900 мм. Вихід на покрівлю для проведення технічного обслуговування та ремонтних робіт організовано через цегляну надбудову, розташовану над сходовою кліткою будівлі.

Сходи

Для вертикального сполучення між поверхами запроєктовані внутрішні двомаршові залізобетонні сходи, виготовлені з великорозмірних збірних елементів. Сходові марші та площадки розміщені в ізольованих сходових клітках, що відповідає вимогам пожежної безпеки та забезпечує безпечну евакуацію мешканців.

Вікна та двері

У будівлі передбачено встановлення металопластикових трикамерних віконних блоків марок ВК-1, ВК-2, ВК-3 та ВК-4. Конструкція вікон забезпечує високі показники тепло- та звукоізоляції, а відкривання стулок здійснюється всередину приміщень.

З внутрішнього боку під віконними блоками встановлюються пластикові підвіконня індивідуального виготовлення довжиною 1000, 1450 та 1600 мм. Монтаж здійснюється із застосуванням монтажною піни.

Зовні влаштовуються металеві водовідливи з оцинкованої покрівельної сталі для захисту фасадів від атмосферної вологи.

Зовнішні двері будівлі прийняті металевими, індивідуального виготовлення, розміром 2070×1270 мм. Конструкція дверей забезпечує необхідний рівень міцності, безпеки та довговічності.

Інженерно-технічне обладнання будівлі

Будівля оснащується сучасними інженерними системами, що забезпечують комфортні умови проживання мешканців.

Система водопостачання передбачає подачу господарсько-питної води від централізованої міської мережі.

Гаряче водопостачання здійснюється централізовано від зовнішніх теплових мереж. Для контролю споживання теплової енергії передбачено встановлення вузла обліку тепла.

Господарсько-побутова каналізація підключається до міської каналізаційної мережі.

Опалення будівлі передбачене водяне, централізоване, від зовнішнього джерела тепlopостачання. Розрахунковий температурний графік теплоносія становить 90/70 °C.

Вентиляція приміщень — природна, через вентиляційні канали та відкриті елементи вікон.

Газопостачання здійснюється від зовнішньої газорозподільної мережі.

Для освітлення приміщень передбачено використання енергоефективних світлодіодних світильників.

1.5 Теплотехнічний розрахунок

Район будівництва – м. Харків.

Відповідно до ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» [19] для I температурної зони нормативний опір теплопередачі огорожувальних конструкцій становить:

- для зовнішніх стін: $R_{q, \text{норм}} = 4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$;
- для заповнення віконних прорізів: $R_{q, \text{норм}} = 0,5 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

Прийняті вихідні дані:

- температура внутрішнього повітря – 18 °C;
- відносна вологість внутрішнього повітря – 65 %;
- вологісний режим приміщення – вологий;
- умови експлуатації конструкції – Б.

Розрахункова схема зовнішньої стіни:

1. Шар штукатурки: $\delta_1 = 0,02$ м, $\gamma = 800$ кг/м³, $\lambda = 0,21$ Вт/(м · °С);
2. Утеплювач: $\delta_2 = 0,07$ м, $\lambda = 0,028$ Вт/(м · °С);
3. Кладка з цегли: $\delta_3 = 0,51$ м, $\gamma = 1800$ кг/м³, $\lambda = 0,81$ Вт/(м · °С);
4. Шар штукатурки: $\delta_4 = 0,02$ м, $\gamma = 800$ кг/м³, $\lambda = 0,21$ Вт/(м · °С).

Для забезпечення теплозахисних властивостей огорожувальної конструкції повинна виконуватися умова:

$$R_0 \geq R_{q,\text{норм.}}$$

Для чотиришарової стінової конструкції загальний опір теплопередачі визначається за формулою:

$$R_0 = \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i}.$$

Розрахунковий опір теплопередачі стінової огорожі становить:

$$R_0 = \text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}).$$

Звідки визначається необхідний коефіцієнт теплопровідності утеплювача:

$$\lambda_2 \leq 0,13 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{С}).$$

В якості утеплювача прийнято плити пінополіуретану щільністю $\gamma = 40$ кг/м³ з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda = 0,028$ Вт/(м · °С).

Перевірка опору теплопередачі огороження

За результатами розрахунку встановлено, що фактичний опір теплопередачі огорожувальної конструкції перевищує нормативне значення:

$$R_0 \geq R_{q,\text{норм.}}$$

Отже, теплозахисні характеристики зовнішньої стіни забезпечені та відповідають вимогам ДБН В.2.6-31:2021.

2. Розрахунково-конструктивна частина

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту

Вихідні дані

Таблиця 2.1.1 – Геологічна будова та гідрогеологічні умови майданчика

Тип ґрунту	Потужність шару, м		
	Св.1	Св. 2	Св. 3
Рослинний шар	0,3	0,3	0,3
Пісок середньої крупності	3,1	3,2	3,2
Суглинок жовто-бурий	3,8	3,9	3,6
Супісок коричневий	4,2	4,0	4,3
Рівень ґрунтових вод			
Відмітка устя свердловини, м			

Таблиця 2.1.2 – Характеристики властивостей ґрунтів

Найменування	Ум. позн.	Од. вим.	Номер шару						
			1	2	3	4	5	6	7
Щільність	ρ_{II}	т/м ³	1,69	2,02	1,88	1,90			
Щільність частинок	ρ_s	т/м ³		2,65	2,71	2,70			
Природня вологість	W			0,14	0,25	0,17			
Вологість на межі текучості	W_L				0,27	0,21			
Вологість на межі пластичності	W_P				0,19	0,15			
Кут внутрішнього тертя	ϕ	град.		29	30	31			
Питоме зчеплення	c	кПа		1	24	22			
Модуль деформації	E	МПа		25	30	28			

Оцінка інженерно-геологічних умов

Пісок сірий середньої крупності, $\gamma = 20,2 \text{ кН/м}^3$

Для характеристики фізичного стану піщаного ґрунту було визначено коефіцієнт пористості. Розрахунок виконано за співвідношенням:

$$e = \rho_s / \rho \cdot (1 + W) - 1 = 2,65 / 2,02 \cdot (1 + 0,14) - 1 = 0,49$$

Отримане значення коефіцієнта пористості свідчить про порівняно щільну будову ґрунту та незначний об'єм порового простору. Додатково для оцінки водного стану піску визначено ступінь водонасичення:

$$S_r = (W \cdot \rho_s) / (e \cdot \rho_w) = (0,14 \cdot 2,65) / (0,49 \cdot 1) = 0,75$$

Значення $S_r = 0,75$ вказує на достатньо високий рівень заповнення пор водою. За показником пористості сірий пісок середньої крупності можна віднести до щільних ґрунтів, а за ступенем водонасичення — до вологих.

Висновок: досліджуваний пісок має щільну структуру та перебуває у вологому стані. Такі характеристики є сприятливими для роботи ґрунту як природної основи, оскільки він здатний сприймати навантаження від фундаментів споруди з обмеженими деформаціями.

Суглинок жовто-бурого кольору, $\gamma = 18,8 \text{ кН/м}^3$

Для оцінки фізико-механічного стану суглинка насамперед визначено число пластичності, яке характеризує інтервал вологості, у межах якого ґрунт зберігає пластичні властивості:

$$IP = WL - WP = 0,27 - 0,19 = 0,08$$

Отримане значення $IP = 0,08$ підтверджує, що даний ґрунт за гранулометричними та пластичними властивостями належить до суглинків. Для уточнення його консистенції обчислено показник текучості:

$$IL = (W - WP) / (WL - WP) = (0,25 - 0,19) / (0,27 - 0,19) = 0,75$$

Значення показника текучості $IL = 0,75$ свідчить про те, що суглинок перебуває у м'якопластичному стані. Такий стан характеризується підвищеною деформативністю порівняно з твердими або напівтвердими ґрунтами, однак за умови врахування розрахункових характеристик може розглядатися як придатний для використання в основі фундаментів.

Висновок: жовто-бурий суглинок має м'якопластичну консистенцію та задовільні деформаційні властивості. При проектуванні фундаментів необхідно враховувати його здатність до стисливості та можливі осідання під дією навантаження від будівлі.

Супісок коричневого кольору, $\gamma = 19,0 \text{ кН/м}^3$

Для оцінки стану супіску визначено коефіцієнт пористості, який характеризує співвідношення між об'ємом пор та об'ємом твердих частинок ґрунту:

$$e = 2,70 / 1,90 \cdot (1 + 0,17) - 1 = 0,66$$

Отримане значення $e = 0,66$ свідчить про помірну пористість ґрунту. Такий показник вказує на те, що супісок має відносно щільну будову, проте містить достатню кількість порового простору, який може впливати на його водно-фізичні та деформаційні властивості.

Для визначення різновиду ґрунту за пластичністю обчислено число пластичності:

$$IP = WL - WP = 0,21 - 0,15 = 0,06$$

Значення $IP = 0,06$ відповідає супіщаним ґрунтам. Далі для оцінки консистенції визначено показник текучості:

$$IL = (W - WP) / (WL - WP) = (0,17 - 0,15) / (0,21 - 0,15) = 0,33$$

Показник текучості $IL = 0,33$ характеризує супісок як ґрунт пластичної консистенції. Це означає, що ґрунт має певну здатність до деформування без

руйнування структури, однак не перебуває у текучому або надмірно зволоженому стані.

Висновок: коричневий супісок характеризується помірною пористістю та пластичним станом. За своїми фізичними властивостями він може використовуватися як основа фундаментів, однак при розрахунках необхідно враховувати його стисливість, водонасичення та можливу зміну міцнісних характеристик при зволоженні.

Збір навантажень

У будівлях без каркасної системи роль основних несучих елементів виконують стіни, через які всі навантаження передаються на фундаментну основу. Для спрощення розрахунків вертикальні зусилля, що надходять від стін до фундаментів, зазвичай визначають у розрахунку на один погонний метр їхньої довжини. Такий підхід дає можливість більш ефективно оцінювати напружено-деформований стан конструкцій та виконувати інженерні розрахунки.

Несучі стіни сприймають не лише власну вагу, а й навантаження від міжповерхових перекриттів, покриття та інших конструктивних елементів, які на них спираються. На відміну від них, самонесучі стіни не залучаються до передачі навантажень від перекриттів і працюють переважно під впливом власної маси. Для зовнішніх самонесучих стін додатковим фактором навантаження є дія вітру.

У спорудах, де основними несучими елементами є поперечні стіни, розподіл навантажень від перекриттів здійснюється відповідно до вантажних площ. Вони характеризують частину площі перекриття, навантаження від якої передається на певну стіну. Визначення цих площ є важливим етапом під час розрахунку зусиль, що виникають у конструктивних елементах будівлі.

Для більш повного аналізу роботи конструкцій необхідно окремо розглянути особливості формування навантажень, які передаються на фундаменти від зовнішніх та внутрішніх несучих стін. Такий підхід дозволяє

врахувати специфіку їхнього навантаження, характер роботи та вплив на загальну стійкість і надійність споруди. Розрахунок навантажень доцільно розпочинати з визначення постійних навантажень.

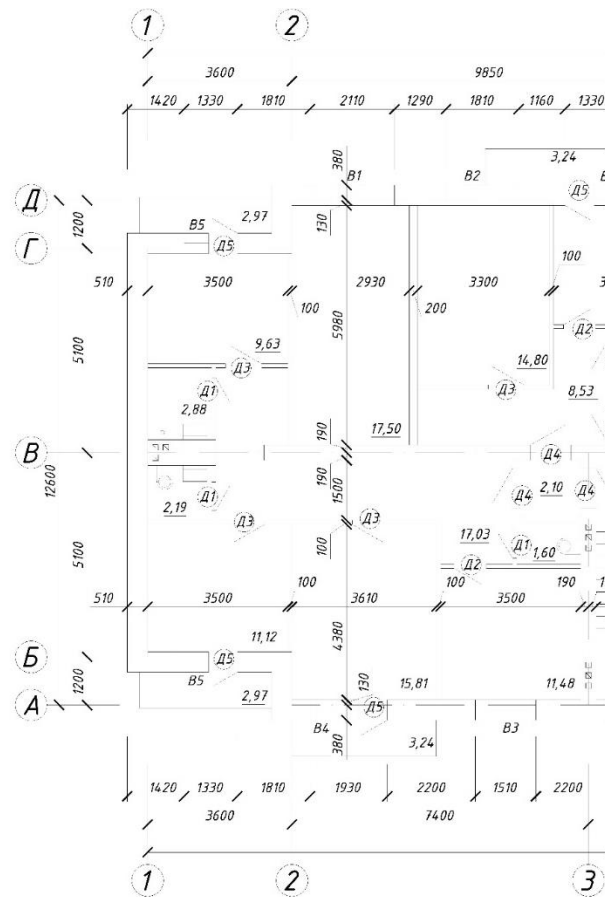


Рис. 2.1 Визначення вантажної площі

Для визначення навантаження, що передається на фундаменти, попередньо встановлюються розрахункові вантажні площі для зовнішніх і внутрішніх несучих стін.

Розрахункова вантажна площа для зовнішньої стіни, розташованої по осі 1, приймається з урахуванням половини прольоту перекриття, що спирається на дану стіну:

$$A_{\text{зовн}} = 6,3 / 2 \cdot 1 = 3,15 \text{ м}^2$$

Отже, на 1 погонний метр зовнішньої стіни припадає вантажна площа 3,15 м².

Для внутрішньої несучої стіни по осі 2 навантаження передається з двох суміжних прольотів перекриття. Тому розрахункова вантажна площа визначається як сума половин прольотів з обох боків стіни:

$$A_{\text{внутр}} = (6,3 / 2 + 6,3 / 2) \cdot 1 = 6,3 \text{ м}^2$$

Таким чином, вантажна площа для 1 погонного метра внутрішньої стіни становить 6,3 м².

Власна вага 1 погонного метра зовнішньої стіни визначається з урахуванням висоти стіни, її товщини, довжини розрахункової ділянки та питомої ваги матеріалу:

$$G_{\text{зовн}} = 25,2 \cdot 0,51 \cdot 1 \cdot 18 = 231,4 \text{ кН}$$

де 25,2 м — висота стіни; 0,51 м — товщина зовнішньої стіни; 1 м — розрахункова довжина ділянки; 18 кН/м³ — питома вага матеріалу кладки.

Власна вага 1 погонного метра внутрішньої стіни становить:

$$G_{\text{внутр}} = 25,2 \cdot 0,38 \cdot 1 \cdot 18 = 172,4 \text{ кН}$$

де 0,38 м — товщина внутрішньої несучої стіни.

Окремо визначається вага 1 погонного метра стіни підвалу, виконаної з бетонних блоків:

$$N_{\text{ст.підв}} = 0,6 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 24 = 4,32 \text{ кН}$$

де 0,6 м — висота бетонного блока; 0,3 м — товщина блока; 1 м — довжина розрахункової ділянки; 24 кН/м³ — питома вага бетону.

Табл.2.2.1 Визначення ваги покрівлі на 1 м²

№	Найменування конструкцій	Характеристичне навантаження	Розрахункове навантаження	
		кН/м ²	γ _{fm}	кН/м ³
1	2 шари акваізолу	0,09	1,2	0,108
2	Цементно-піщана стяжка	0,6	1,3	0,78
3	З/б плита покриття	5,5	1,1	6,05
4	Снігове	1,6	1,2	1,92
	Всього	7,79		8,96

Табл. 2.2.2 Визначення ваги горищного перекриття на 1 м²

№	Найменування конструкцій	Характеристичне навантаження	Розрахункове навантаження	
		кН/м ²	γ _f	кН/м ³
1	Армована цементно-піщана стяжка	0,12	1,3	0,156
2	Пароізоляція	0,04	1,2	0,048
3	Утеплювач пінополістірол 6*0,2*1*1	1,2	1,2	1,44
4	Цементно-піщана стяжка	0,6	1,3	0,78
5	З/б плита перекриття	5,5	1,1	6,05
	Всього	7,46		8,5

Табл.2.2.3 Визначення ваги міжповерхового перекриття на 1 м²

№	Найменування конструкцій	Характеристичне навантаження	Розрахункове навантаження	
		кН/м ²	γ _f	кН/м ³
1	Паркет на мастиці	0,08	1,1	0,088
2	Водостійка фанера	0,35	1,2	0,42
3	Цементно-піщана стяжка	0,6	1,3	0,78
5	З/б плита перекриття	5,5	1,1	6,05
	Короткочасне навантаження для житлових будинків	1,5	1,3	1,95
	Всього			9,29

Табл. 2.2.4 Визначення ваги підвального перекриття на 1 м²

№	Найменування конструкцій	Характеристичне навантаження	Розрахункове навантаження	
		кН/м ²	γ _f	кН/м ³
1	Цементно-піщаний розчин	0,2	1,3	0,26
2	Пароізоляція (1 шар руберойду)	0,04	1,2	0,048
3	Утеплювач мінераловатні плити	0,6	1,1	0,44
4	Пароізоляція (1 шар руберойду)	0,04	1,2	0,048
5	З/б плита перекриття	5,5	1,1	6,05
	Всього			6,85

Загальне навантаження на 1 м.п. зовнішньої стіни

$$N_{\text{заг}} = (8,96 + 8,5 + 9,29 \cdot 7 + 6,85) \times 3,15 + 231,4 + 4,32 = 517,141 \text{ кН}$$

Загальне навантаження на 1 м.п. внутрішньої стіни

$$N_{\text{заг}} = (8,96 + 8,5 + 9,29 \cdot 7 + 6,85) \times 6,3 + 172,4 + 4,32 = 739,6 \text{ кН}$$

Проектування стрічкового фундаменту під зовнішню несучу стіну

Для зовнішньої несучої стіни приймається стрічковий фундамент мілкого закладання. Глибина закладання підосви фундаменту приймається $d = 1,8 \text{ м}$.

Несучим шаром основи є пісок середньої крупності, щільний, вологий. Відповідно до нормативних даних для такого типу ґрунту розрахунковий опір основи приймається $R_0 = 500 \text{ кПа}$.

На першому етапі визначається орієнтовна ширина підосви фундаменту $b = FV / R_0 = 575,3 / 500 = 1,15 \text{ м}$.

З урахуванням конструктивних вимог попередньо приймаємо ширину фундаменту $b = 1,2 \text{ м}$.

Далі виконується уточнення розрахункового опору ґрунтової основи при прийнятій ширині підосви фундаменту. Розрахунковий опір визначається за формулою:

$$R = (\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} / k) \cdot [M\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}],$$

де γ_{c1}, γ_{c2} — коефіцієнти умов роботи основи, приймаємо відповідно $\gamma_{c1} = 1,4, \gamma_{c2} = 1,0$;

$k = 1, k_z = 1$ — розрахункові коефіцієнти;

γ_{II} — усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підосви фундаменту;

γ'_{II} — усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підосви фундаменту;

b — ширина підосви фундаменту;

d_1 — глибина закладання фундаменту;

d_b — глибина підвалу або відстань від рівня планування до підлоги підвалу;

c_{II} — розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, розташованого під подошвою фундаменту.

Усереднене значення питомої ваги ґрунтів нижче подошви фундаменту становить:

$$\gamma_{II} = \Sigma \gamma_i \cdot h_i / \Sigma h_i = (20,2 \cdot 1,6 + 18,8 \cdot 3,8) / (1,6 + 3,8) = 19,21 \text{ кН/м}^3.$$

Усереднене значення питомої ваги ґрунтів вище подошви фундаменту визначається за виразом:

$$\gamma'_{II} = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h'_2) / (h_1 + h'_2) = (16,9 \cdot 0,3 + 20,2 \cdot 1,5) / (0,3 + 1,5) = 19,65 \text{ кН/м}^3.$$

Для кута внутрішнього тертя ґрунту $\varphi = 29^\circ$ приймаємо такі коефіцієнти:

$M_\gamma = 1,06$; $M_q = 5,25$; $M_c = 7,67$. Глибина підвалу приймається $d_b = 1,1$ м.

Глибина закладання фундаменту з урахуванням конструктивних параметрів становить $d_1 = 0,7 + 0,2 \cdot 20 / 19,54 = 0,9$ м.

Розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під подошвою фундаменту приймається $c_{II} = 1$ кПа.

Для попередньо прийнятої ширини фундаменту $b = 1,2$ м розрахунковий опір основи дорівнює:

$$R_1 = (1,4 \cdot 1 / 1) \cdot [1,06 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 19,21 + 5,25 \cdot 1,1 \cdot 19,65 + (5,25 - 1) \cdot 0,9 \cdot 19,65 + 7,67 \cdot 1] = 309 \text{ кПа}.$$

Після визначення уточненого розрахункового опору виконується повторний підбір ширини подошви фундаменту:

$$b = FV / R_1 = 575,3 / 309 = 1,86 \text{ м}.$$

За результатами уточнення приймаємо ширину фундаменту $b = 2,0$ м.

Для прийнятої ширини $b = 2,0$ м повторно визначається розрахунковий опір ґрунтової основи:

$$R_2 = (1,4 \cdot 1 / 1) \cdot [1,06 \cdot 1 \cdot 2,0 \cdot 19,21 + 5,25 \cdot 1,1 \cdot 19,65 + (5,25 - 1) \cdot 0,9 \cdot 19,65 + 7,67 \cdot 1] = 331,8 \text{ кПа}.$$

Уточнена необхідна ширина підшви при цьому значенні опору становить:

$$b = FV / R2 = 575,3 / 331,8 = 1,73 \text{ м.}$$

З конструктивних міркувань остаточно приймаємо ширину стрічкового фундаменту $b = 1,8 \text{ м}$.

Для остаточно прийнятої ширини $b = 1,8 \text{ м}$ розрахунковий опір основи становить $R = 326,2 \text{ кПа}$.

Виконуємо перевірку середнього тиску під підшвою фундаменту:

$$P_{\text{сер}} = N / (b \cdot l) = 575,3 / 1,8 = 319,6 \text{ кПа.}$$

Оскільки $P_{\text{сер}} = 319,6 \text{ кПа} < R = 326,2 \text{ кПа}$, умова несучої здатності ґрунтової основи виконується.

Розрахунок осідання основи стрічкового фундаменту

Осідання основи фундаменту визначається методом пошарового підсумовування. Даний метод передбачає розбиття стисливої товщі ґрунту під підшвою фундаменту на окремі елементарні шари з подальшим визначенням деформацій кожного шару.

Розрахунок осідання виконується за формулою:

$$S = \beta \sum ((\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i) / E_i + \beta \sum (\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i) / E_{c,i},$$

де S — розрахункове осідання основи фундаменту; β — коефіцієнт, що враховує умови роботи ґрунтової основи; $\sigma_{zp,i}$ — додаткове вертикальне напруження в середині i -го шару від навантаження споруди; $\sigma_{z\gamma,i}$ — вертикальне напруження від власної ваги ґрунту; h_i — товщина i -го шару ґрунту; E_i — модуль деформації ґрунту i -го шару; $E_{c,i}$ — модуль деформації ґрунту при дії природного тиску.

Для подальшого розрахунку будується епіюра вертикальних напружень від власної ваги ґрунту. Напруження визначаються шляхом послідовного підсумовування ваги шарів ґрунту, що залягають вище розрахункової точки:

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

$$\sigma_{zg1} = 5,04 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg2} = 67,66 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg3} = 139,1 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg4} = 218,9 \text{ кН/м}^2.$$

Напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту становить:

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 \cdot h_x = 5,04 + 20,2 \cdot 1,5 = 35,34 \text{ кН/м}^2.$$

Середній тиск під підшвою фундаменту, визначений за результатами попереднього розрахунку, приймається $R_{сер} = 319,6 \text{ кН/м}^2$.

Нижче підшви фундаменту стислива товща ґрунту розбивається на окремі розрахункові шари. Товщина елементарного шару приймається за умовою $h = 0,4b$, але не більше 2 м. Для прийнятої ширини підшви фундаменту $b = 1,8 \text{ м}$ отримаємо $h = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72 \text{ м}$.

№ точки	h, м	Z, м	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ кПа	$\sigma_{zp,cp}$	$\zeta_k = \frac{2 \cdot z}{B_k}$	α_k	$\sigma_{zy} = \alpha_k \cdot \sigma_{zg}$ кПа	$\sigma_{zy,cp}$	E _i , кПа	S _i , м $0,8 \cdot \frac{(\sigma_{zp,i,cp} - \sigma_{zy,i,cp}) \cdot h_i}{E_i}$
0	0	0	0	1	319,6		0,00	1	35,34			
1	0,72	0,72	0,8	0,848	271,02	295,31	0,52	0,848	29,97	32,65	25000	0,00605
2	0,72	1,44	1,6	0,532	170,03	220,52	1,04	0,532	18,80	24,38	25000	0,00452
3	0,72	2,16	2,4	0,325	103,87	136,95	1,55	0,325	11,49	15,14	25000	0,00281
4	0,72	2,88	3,2	0,21	67,12	85,49	2,07	0,21	7,42	9,45	30000	0,00146
5	0,72	3,6	4	0,145	46,34	56,73	2,59	0,369	13,04	10,23	30000	0,00089
6	0,72	4,32	4,8	0,105	33,56	39,95	3,11	0,293	10,35	11,70	30000	0,00054
7	0,72	5,04	5,6	0,079	25,25	29,40	3,63	0,223	7,88	9,12	30000	0,00039
8	0,72	5,76	6,4	0,062	19,82	22,53	4,14	0,182	6,43	7,16	30000	0,00030
9	0,72	6,48	7,2	0,049	15,66	17,74	4,66	0,152	5,37	5,90	28000	0,00024
10	0,72	7,2	8	0,04	12,78	14,22	5,18	0,13	4,59	4,98	28000	0,00019

За результатами виконаного розрахунку методом пошарового підсумовування отримано розрахункове осідання основи $S = 1,72 \text{ см}$. Допустиме значення осідання для даного типу будівлі становить 12 см. Оскільки виконується умова $S = 1,72 \text{ см} < S_{max} = 12 \text{ см}$, осідання фундаменту не перевищує допустимого значення.

Визначення розмірів підшви стрічкового фундаменту під внутрішні стіни

Для внутрішніх несучих стін приймається стрічковий фундамент мілкового закладання. Глибина закладання підшви фундаменту приймається $d = 1,8$ м.

Несучим шаром основи є пісок середньої крупності, щільний, вологий. Відповідно до нормативних даних розрахунковий опір ґрунту основи приймається $R_0 = 500$ кПа.

На першому етапі визначається орієнтовна ширина підшви фундаменту:
 $b = 1,47$ м.

З урахуванням конструктивних вимог попередньо приймаємо $b = 1,6$ м.

Усереднене значення питомої ваги ґрунтів нижче підшви фундаменту становить $\gamma_{II} = 19,21$ кН/м³.

Усереднене значення питомої ваги ґрунтів вище підшви фундаменту дорівнює $\gamma'_{II} = 19,65$ кН/м³.

Для кута внутрішнього тертя ґрунту $\varphi = 29^\circ$ приймаються коефіцієнти:

$M_\gamma = 1,06$; $M_q = 5,25$; $M_c = 7,67$. Глибина підвалу приймається $d_b = 1,1$ м.

Розрахункова глибина закладання фундаменту становить $d_1 = 0,9$ м.

Розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підшвою фундаменту приймається $c_{II} = 1$ кПа.

Для попередньо прийнятої ширини фундаменту $b = 1,6$ м розрахунковий опір ґрунтової основи становить:

$$R_1 = (1,4 \cdot 1 / 1) \cdot [1,06 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 19,21 + 5,25 \cdot 1,1 \cdot 19,65 + (5,25 - 1) \cdot 0,9 \cdot 19,65 + 7,67 \cdot 1] = 320,44 \text{ кПа.}$$

Оскільки отримане значення розрахункового опору менше за попередньо прийняте нормативне значення, виконується уточнення необхідної ширини підшви фундаменту $b = 2,3$ м.

З конструктивних міркувань приймаємо $b = 2,4$ м.

Для ширини підшви $b = 2,4$ м повторно визначається розрахунковий опір основи $R_2 = 343,3$ кПа.

Уточнена необхідна ширина підосви фундаменту при отриманому значенні розрахункового опору становить $b = 739,6 / 343,3 = 2,15$ м.

Остаточно приймаємо ширину підосви фундаменту $b = 2,2$ м.

Для прийнятої ширини $b = 2,2$ м розрахунковий опір ґрунтової основи становить орієнтовно $R = 337,6$ кПа.

Виконуємо перевірку середнього тиску під підосвою фундаменту $R_{сер} = 336,2$ кПа.

Умова несучої здатності основи має вигляд $R_{сер} \leq R$.

Підставляємо отримані значення $336,2$ кПа $< 337,6$ кПа. Отже, умова несучої здатності ґрунтової основи виконується.

Розрахунок осадки фундаменту під внутрішню стіну методом пошарового підсумування

Осідання основи стрічкового фундаменту під внутрішню несучу стіну визначається методом пошарового підсумування.

Напруження визначається шляхом послідовного підсумування ваги шарів ґрунту, які залягають вище розрахункової точки:

$$\sigma_{zg1} = 16,8 \cdot 0,3 = 5,04 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg2} = 5,04 + 20,2 \cdot 3,1 = 67,66 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg3} = 67,66 + 18,8 \cdot 3,8 = 139,1 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_{zg4} = 139,1 + 19,0 \cdot 4,2 = 218,9 \text{ кН/м}^2.$$

Напруження від власної ваги ґрунту на рівні підосви фундаменту становить:

$$\sigma_{zg0} = 5,04 + 20,2 \cdot 1,5 = 35,34 \text{ кН/м}^2.$$

Середній тиск під підосвою фундаменту, визначений за результатами попереднього розрахунку ширини фундаменту під внутрішню стіну, приймається $R_{сер} = 336,2$ кН/м².

Оскільки ширина підосви фундаменту під внутрішню стіну становить $b = 2,2$ м, товщина елементарного шару дорівнює $h = 0,4 \cdot 2,2 = 0,88$ м.

Отже, для подальшого розрахунку основа нижче подошви фундаменту розбивається на шари товщиною 0,88 м.

№ точки	h, м	Z, м	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ кПа	$\sigma_{zp,cp}$	$\zeta_k = \frac{2 \cdot z}{B_k}$	α_k	$\sigma_{zy} = \alpha_k \cdot \sigma_{zg}$ кПа	$\sigma_{zy,cp}$	E _i , кПа	S _i , м $0,8 \cdot \frac{(\sigma_{zp,i,cp} - \sigma_{zy,i,cp}) \cdot h_i}{E_i}$
0	0	0	0	1	336,2		0,00	1	35,34			
1	0,88	0,88	0,8	0,848	285,10	310,65	0,55	0,848	29,97	32,65	25000	0,00783
2	0,88	1,76	1,6	0,532	178,86	231,98	1,10	0,532	18,80	24,38	25000	0,00585
3	0,88	2,64	2,4	0,325	109,27	144,06	1,65	0,325	11,49	15,14	25000	0,00363
4	0,88	3,52	3,2	0,21	70,60	89,93	2,20	0,21	7,42	9,45	30000	0,00189
5	0,88	4,4	4	0,145	48,75	59,68	2,75	0,369	13,04	10,23	30000	0,00116
6	0,88	5,28	4,8	0,105	35,30	42,03	3,30	0,293	10,35	11,70	30000	0,00071
7	0,88	6,16	5,6	0,079	26,56	30,93	3,85	0,223	7,88	9,12	30000	0,00051
8	0,88	7,04	6,4	0,062	20,84	23,70	4,40	0,182	6,43	7,16	30000	0,00039
9	0,88	7,92	7,2	0,049	16,47	18,66	4,95	0,152	5,37	5,90	28000	0,00032
10	0,88	8,8	8	0,04	13,45	14,96	5,50	0,13	4,59	4,98	28000	0,00025

За результатами виконаного розрахунку методом пошарового підсумовування встановлено, що осідання фундаменту під внутрішню несучу стіну становить $S = 2,23$ см.

Порівнюємо отримане значення з допустимим $S = 2,23$ см < $S_{max} = 12$ см.

Отже, розрахункове осідання фундаменту не перевищує максимально допустимого значення, тому умова за другою групою граничних станів виконується.

$$\Delta S / L = (0,0223 - 0,0172) / 6,3 = 0,0008.$$

Допустиме значення відносної деформації становить 0,005.

Оскільки $0,0008 < 0,005$, умова допустимої нерівномірності осідань також виконується.

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту

Проектування збірної ребристої перекриття

Проектування збірної перекриття виконується для будівлі, розташованої у м. Харків. Будівля має 7 поверхів, висота одного поверху становить $H = 2,8$ м.

Розміри будівлі в плані приймаються:

- довжина — 26,09 м;
- ширина — 12,6 м.

Для перекриття прийнято навантаження типу 8. Розрахункові та нормативні значення навантажень становлять:

- повне розрахункове навантаження — 11,3 / 8,0 кПа;
- повне нормативне навантаження — 9,7 / 6,7 кПа;
- постійне та тривале навантаження — 8,7 / 5,7 кПа;
- короткочасне навантаження — 1,0 кПа.

Як несучі елементи перекриття приймаються збірні багатопустотні залізобетонні плити, які спираються на несучі стіни будівлі. Для попередньо напруженої арматури приймається клас А600С.

Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за першою групою граничних станів

Для розрахунку прийнято багатопустотну плиту перекриття типу ПК 63.15-8А600. Номінальна ширина плити становить 1,5 м, а її конструктивні розміри приймаються $6180 \times 1490 \times 220$ мм.

Плита має 7 круглих пустот і виготовляється з попереднім напруженням арматури шляхом електротермічного натягування на упори. Матеріал плити — важкий бетон класу С16/20. Робоча попередньо напружена арматура приймається класу А600С.

Збір навантажень та визначення розрахункових зусиль

У розрахунковій схемі багатопустотна плита розглядається як однопрольотна вільно оперта балка. Розрахунковий проліт приймається як відстань між серединами опорних ділянок.

За довжини плити 6180 мм та глибини спирання 120 мм розрахунковий проліт становить $l_0 = 6,06$ м.

Навантаження на плиту перекриття враховуються у вигляді рівномірно розподіленого навантаження. Для переходу від навантаження на 1 м² перекриття

до погонного навантаження на плиту використовується номінальна ширина плити $b = 1,5$ м.

Погонне навантаження на плиту визначається за формулою:

$$q_{\text{пог}} = q \cdot b,$$

де q — навантаження на 1 м^2 перекриття, кН/м^2 ; b — номінальна ширина плити, м.

Для прийнятої плити отримуємо такі значення погонних навантажень:

- повне розрахункове навантаження $q_{\text{Ed}} = 11,3 \cdot 1,5 = 16,95 \text{ кН/м}$;
- повне нормативне навантаження $q_{\text{n}} = 9,7 \cdot 1,5 = 14,55 \text{ кН/м}$;
- постійне та тривале навантаження $q_{\text{l}} = 8,7 \cdot 1,5 = 13,05 \text{ кН/м}$;
- короткочасне навантаження $q_{\text{short}} = 1,0 \cdot 1,5 = 1,50 \text{ кН/м}$.

Згинальний момент у середині прольоту для вільно опертої балки визначається за формулою:

$$M = q \cdot l_0^2 / 8,$$

де q — погонне навантаження на плиту, кН/м ; l_0 — розрахунковий проліт плити, м.

Поперечна сила на опорі визначається за формулою:

$$V = q \cdot l_0 / 2.$$

Згинальний момент від повного розрахункового навантаження становить $M_{\text{Ed}} = M_{\text{max}} = 16,95 \cdot 6,06^2 / 8 = 77,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Поперечна сила від повного розрахункового навантаження дорівнює: $V_{\text{Ed}} = V_{\text{max}} = 16,95 \cdot 6,06 / 2 = 51,36 \text{ кН}$.

Згинальний момент від повного нормативного навантаження: $M_{\text{n}} = 14,55 \cdot 6,06^2 / 8 = 66,79 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Поперечна сила від повного нормативного навантаження: $V_{\text{n}} = 14,55 \cdot 6,06 / 2 = 44,09 \text{ кН}$.

Згинальний момент від постійного та тривалого навантаження: $M_{\text{l}} = 13,05 \cdot 6,06^2 / 8 = 59,91 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Поперечна сила від постійного та тривалого навантаження: $V_{\text{l}} = 13,05 \cdot 6,06 / 2 = 39,54 \text{ кН}$.

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до повздовжньої осі

Для перевірки міцності багатопустотної плити за нормальними перерізами її фактичний переріз приводиться до розрахункового таврового перерізу. Загальна висота плити приймається $h = 220$ мм. З урахуванням конструктивних підрізок розрахункова ширина стиснутої полиці становить $b_{eff} = 1460$ мм.

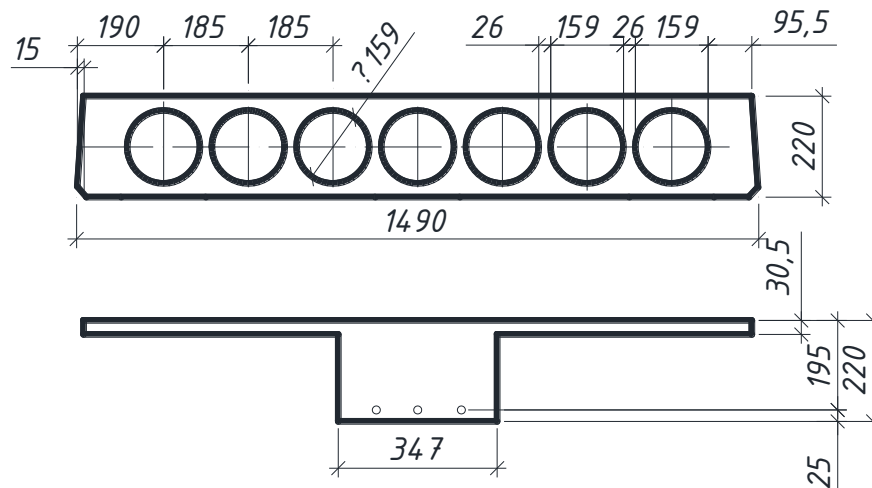


Рисунок 2.2.1 – Розрахунковий переріз плити

Ширина ребра розрахункового перерізу визначається як сумарна товщина всіх ребер плити після віднімання ширини порожнин:

$$b_w = b_{eff} - 7 \cdot 159 = 347 \text{ мм},$$

де 7 — кількість порожнин у плиті; 159 мм — діаметр однієї порожнини.

Висота стиснутої полиці визначається за формулою:

$$h_f = (h - 159) / 2 = 30,5 \text{ мм}.$$

Робоча висота перерізу приймається з урахуванням захисного шару та положення робочої арматури. При $a = 25$ мм отримаємо:

$$d = h - a = 195 \text{ мм}.$$

На першому етапі необхідно встановити положення нейтральної осі. Для цього визначається згинальний момент, який може бути сприйнятий стиснутою полицею таврового перерізу:

$$MR_{df} = \alpha_{mf} \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2,$$

де α_{mf} — відносний момент для стиснутої полиці; f_{cd} — розрахунковий опір бетону стиску; b_{eff} — розрахункова ширина полиці; d — робоча висота перерізу.

Відносний момент для полиці визначається за формулою:

$$\alpha_{mf} = \omega_c \cdot \xi_f \cdot (1 - \beta \cdot \xi_f) = 0,132..$$

$$\xi_f = h_f' / d = 30,5 / 195 = 0,156.$$

Несуча здатність стиснутої полиці за згинальним моментом дорівнює:

$$MR_{df} = 0,132 \cdot 11,5 \cdot 1460 \cdot 195^2 = 84,27 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$MR_{df} = 84,27 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Ed} = 77,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$, нейтральна вісь проходить у межах стиснутої полиці.

Отже, $b = b_{eff} = 1460 \text{ мм}$.

Далі визначається область деформування перерізу. Для цього порівнюються значення відносної висоти стиснутої зони з граничними параметрами.

Відносна гранична висота стиснутої зони для початкової межі визначається: $\xi_a = \varepsilon_{c3,cd} / (\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{ud}) = 0,58 / (0,58 + 18) = 0,031$.

Розрахункова гранична деформація арматури: $\varepsilon_{ud} = \varepsilon_{uk} \cdot 0,9 = 0,02 \cdot 0,9 = 0,018 = 18\text{‰}$.

Наступне граничне значення становить: $\xi_b = \varepsilon_{cu3,cd} / (\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}) = 3,23 / (3,23 + 18) = 0,152$.

Гранична відносна висота стиснутої зони: $\xi_{lim} = \varepsilon_{cu3,cd} / (\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}) = 3,23 / (3,23 + 2,5) = 0,564$.

де деформація попередньо напруженої арматури визначається як: $\varepsilon_{so} = f_{pd} / E_p = 479,17 / 190000 = 0,0025 = 2,5\text{‰}$.

Оскільки виконується співвідношення $\xi_b = 0,152 < \xi_f = 0,156 < \xi_{lim} = 0,564$, переріз працює в області деформування 2.

Далі визначається відносне плече внутрішньої пари сил:

$$\eta = z_c / d = 0,5 + \sqrt{(0,25 - (2 \cdot \beta \cdot \alpha_m) / (1 + k))} = 0,934..$$

Відносний згинальний момент становить:

$$\alpha_m = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 77,8 \cdot 10^6 / (11,5 \cdot 1460 \cdot 195^2) = 0,122.$$

Плече внутрішньої пари сил: $z_c = \eta \cdot d = 0,934 \cdot 195 = 182,1 \text{ мм}$.

Необхідна площа робочої попередньо напруженої арматури визначається за формулою:

$$A_{st} = M_{Ed} / (f_{yd} \cdot z_c) = 891,6 \text{ мм}^2.$$

Далі виконується перевірка положення стиснутої зони бетону. Висота стиснутої зони визначається:

$$x = d \cdot (1 - \eta) / \beta = 195 \cdot (1 - 0,934) / 0,457 = 28,2 \text{ мм}.$$

Оскільки отримане значення $x = 28,2 \text{ мм}$ менше за висоту стиснутої полиці $h_f = 30,5 \text{ мм}$, підтверджується, що нейтральна вісь дійсно розташована в межах полиці.

Відносні деформації розтягнутої арматури становлять:

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{cu3,cd} \cdot (d - x) / x = 3,23 \cdot (195 - 28,2) / 28,2 = 19,1\%.$$

Отримане значення свідчить про достатню роботу розтягнутої арматури в розрахунковому перерізі.

За результатами розрахунку приймається робоча попередньо напружена арматура 8Ø12 A600C, з фактичною площею 905 мм^2 .

Перевіряємо умову достатності площі арматури $905 \text{ мм}^2 > 891,6 \text{ мм}^2$.

Умова виконується.

Розрахунок міцності похилих перерізів плити

Для перевірки міцності багатопустотної плити за похилими перерізами приймається поперечна арматура класу A240C з такими розрахунковими характеристиками $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$; $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$.

Кількість поперечних стержнів у складі арматурного каркаса приймається 4.

На першому етапі визначається поперечна сила, яку може сприйняти залізобетонний елемент без встановлення розрахункового поперечного армування.

Розрахунок виконується з урахуванням коефіцієнта $\gamma_s = 1,3$.

Коефіцієнт, що враховує вплив робочої висоти перерізу, визначається за формулою:

$$k = 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1 + \sqrt{(200 / 195)} = 2,01.$$

Коефіцієнт поздовжнього армування визначається як відношення площі розтягнутої арматури до площі робочого перерізу ребер:

$$\rho_l = A_{st} / (b_w \cdot d) = 905 / (347 \cdot 195) = 0,013.$$

Площа бетонного перерізу становить:

$$A_c = b_w \cdot h = 347 \cdot 220 = 76\,340 \text{ мм}^2.$$

Далі визначається мінімальне значення несучої здатності похилого перерізу без поперечного армування:

$$V_{Rd,min} = (V_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d.$$

Середнє стискаюче напруження в бетоні визначається за формулою:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \cdot f_{cd}.$$

де N_{Ed} — осьова сила в поперечному перерізі, яка виникає від дії зовнішнього навантаження або попереднього напруження. При стиску значення N_{Ed} приймається додатним.

Сила попереднього напруження, що прикладається до арматури, не повинна перевищувати граничного значення:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{r,max},$$

де A_p — площа попередньо напруженої арматури; $\sigma_{r,max}$ — максимальне допустиме напруження в попередньо напруженій арматурі.

Максимальне напруження приймається як менше з двох значень:

$$\sigma_{r,max} = 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{r,max} = 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 575 = 517,5 \text{ МПа}.$$

Для подальшого розрахунку приймаємо:

$$\sigma_{r,max} = 504 \text{ МПа}.$$

Тоді максимальна сила попереднього напруження дорівнює $P_{\max} = N_{Ed} = 504 \cdot 905 = 456\,120 \text{ Н} = 456,12 \text{ кН}$.

Середнє стискаюче напруження в бетоні $\sigma_{cp} = 456\,120 / 76\,340 = 5,97 \text{ МПа}$.

Граничне допустиме значення становить $0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 11,5 = 2,30 \text{ МПа}$.

Оскільки розрахункове значення перевищує допустиме, для подальшого розрахунку приймаємо $2,30 \text{ МПа}$.

Несуча здатність елемента за поперечною силою без розрахункового поперечного армування визначається за формулою:

$$V_{Rd,c} = [0,18 / \gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 50,44 \text{ кН}.$$

Мінімальне значення опору бетону при зрізі становить: $V_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,39 \text{ МПа}$.

Тоді мінімальна несуча здатність похилого перерізу дорівнює:

$$V_{Rd,\min} = (0,390 + 0,15 \cdot 2,30) \cdot 347 \cdot 195 = 49,74 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,c} = 50,44 \text{ кН} > V_{Rd,\min} = 49,74 \text{ кН}.$$

Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничним станом другої групи

Розрахунок за утворенням тріщин у нормальному перерізі плити

Перевірка тріщиностійкості багатопустотної плити виконується з метою встановлення відповідності конструкції вимогам другої групи граничних станів. Основним критерієм є обмеження ширини розкриття тріщин до нормативно допустимого значення.

Спочатку визначається відносна висота стиснутої зони перерізу:

$$\xi = X / h = (A_{st} \cdot f_{yd}) / [0,5 \cdot (1 + k) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d] = 0,14..$$

Тоді висота стиснутої зони становить $X = 30,8 \text{ мм}$.

Вимоги щодо обмеження утворення та розвитку тріщин можуть вважатися виконаними без прямого розрахунку ширини їх розкриття за умови забезпечення мінімальної площі розтягнутої арматури, а також дотримання нормативних обмежень щодо діаметра арматурних стержнів і відстані між ними.

Мінімальна площа робочої арматури визначається з умови:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct},$$

де A_{ct} — площа бетону в розтягнутій зоні перерізу; $f_{ct,eff}$ — ефективна міцність бетону при розтягу до моменту утворення першої тріщини; σ_s — допустиме напруження в арматурі після утворення тріщин; k_c — коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у перерізі перед утворенням тріщин; k — коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважених напружень.

Площа бетону розтягнутої зони визначається за формулою:

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (220 - 30,8) \cdot 1500 = 283800 \text{ мм}^2 = 0,284 \text{ м}^2.$$

Ефективна міцність бетону при розтягу приймається:

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 1,9 \text{ МПа}.$$

Для спрощеного розрахунку приймаємо $k_c = 1$; $k = 1$; $\sigma_s = f_{yk} = 630 \text{ МПа}$.

Тоді мінімальна площа робочої арматури становить:

$$A_{s,min} = (1 \cdot 1 \cdot 1,9 \cdot 0,284) / 630 = 0,000856 \text{ м}^2.$$

Фактично прийнята площа арматури:

$$A_s = 0,000905 \text{ м}^2.$$

$$A_{s,min} = 0,000856 \text{ м}^2 < A_s = 0,000905 \text{ м}^2.$$

Для розрахунку прийнято багатопустотну плиту перекриття з розмірами перерізу $b = 1500 \text{ мм}$; $h = 220 \text{ мм}$.

Клас бетону — С16/20. Модуль пружності бетону $E_{cm} = 27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

Поздовжня попередньо напружена арматура прийнята класу А600С з модулем пружності $E_p = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.

Захисний шар бетону становить $c = 20 \text{ мм}$. Робоча висота перерізу $d = 195 \text{ мм}$. Розрахункові характеристики бетону $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$; $f_{ck} = 16 \text{ МПа}$.

На плиту діє рівномірно розподілене навантаження $q = 16,95 \text{ кН/м}$.

Перевірка тріщиностійкості виконується при дії згинального моменту від повного нормативного навантаження $M_n = 66,791 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Відповідно до деформаційного розрахунку за другою групою граничних станів висота стиснутої зони перерізу приймається за аналогією з розрахунковим прикладом $X / h = 0,45$. Для висоти плити $h = 220 \text{ мм}$ $X = 0,45 \cdot 220 = 99 \text{ мм}$.

Напруження в арматурі визначається за співвідношенням $\sigma_s = 0,71 \cdot 630 = 447,3$ МПа.

Далі визначається різниця середніх деформацій арматури та бетону між тріщинами:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = [\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})] / E_p.$$

Коефіцієнт приведення модулів пружності:

$$\alpha_e = E_p / E_{cm} = (19 \cdot 10^4) / (27 \cdot 10^3) = 7,037.$$

Ефективний коефіцієнт армування визначається за формулою:

$$\rho_{p,eff} = (A_{s2} + \xi l^2 \cdot A_{p'}) / A_{c,eff}.$$

Оскільки додаткова попередньо напружена арматура у розтягнутій зоні не враховується $A_{p'} = 0$.

Ефективна висота розтягнутої зони бетону приймається як найменше з таких значень:

$$h_{c,eff} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (220 - 195) = 62,5 \text{ мм};$$

$$h_{c,eff} = (h - x) / 3 = (220 - 99) / 3 = 40,33 \text{ мм};$$

$$h_{c,eff} = h / 2 = 220 / 2 = 110 \text{ мм}.$$

Приймаємо найменше значення $h_{c,eff} = 40,33 \text{ мм}$.

Ефективна площа бетону розтягнутої зони:

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1,5 \cdot 0,04033 = 0,060 \text{ м}^2.$$

Тоді ефективний коефіцієнт армування становить:

$$\rho_{p,eff} = 0,000905 / 0,060 = 0,015.$$

Коефіцієнт k_t залежить від тривалості дії навантаження. Для довготривалого навантаження приймається $k_t = 0,4$.

Різниця деформацій становить:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = [447,3 - 0,4 \cdot 1,9 / 0,015 \cdot (1 + 7,037 \cdot 0,015)] / (19 \cdot 10^4) = 0,00050. \text{ Мініміально допустиме значення приймається не менше } 0,6 \cdot \sigma_s / E_s = 0,6 \cdot 447,3 / (19 \cdot 10^4) = 0,00140.$$

Оскільки розрахункове значення менше за мініміально допустиме, для подальшого розрахунку приймаємо $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = 0,00140$.

За умови, що арматура розташована достатньо близько в межах розтягнутої зони, тобто крок стержнів не перевищує:

$$5 \cdot (c + \emptyset / 2) = 5 \cdot (20 + 12 / 2) = 130 \text{ мм},$$

максимальний крок тріщин визначається за формулою:

$$S_{r,\max} = k_3 \cdot c + (k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset) / \rho_{p,\text{eff}}.$$

Приймаємо коефіцієнти:

$k_1 = 0,8$ — коефіцієнт, що враховує характер зчеплення арматури з бетоном; $k_2 = 0,5$ — коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій; $k_3 = 3,4$; $k_4 = 0,425$.

Тоді максимальна відстань між тріщинами становить:

$$S_{r,\max} = 3,4 \cdot 20 + (0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 12) / 0,015 = 204 \text{ мм}.$$

Ширина розкриття тріщин визначається за формулою:

$$w_k = S_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 204 \cdot 0,00140 = 0,280 \text{ мм}.$$

Допустима ширина розкриття тріщин для класу умов експлуатації Х0 становить:

$$w_{k,\text{lim}} = 0,40 \text{ мм}.$$

Перевіряємо умову $w_k = 0,280 \text{ мм} < w_{k,\text{lim}} = 0,40 \text{ мм}$. Умова тріщиностійкості виконується.

Розрахунок плити перекриття за деформаціями

Перевірка плити перекриття за деформаціями виконується з метою оцінки її жорсткості та визначення відповідності прогину допустимим нормативним значенням. На першому етапі здійснюється перевірка за граничним співвідношенням прольоту до робочої висоти перерізу.

Граничне значення відношення l / d визначається залежно від співвідношення фактичного коефіцієнта армування ρ та довідкового коефіцієнта ρ_0 .

Якщо $\rho > \rho_0$, розрахунок виконується за формулою:

$$l / d = k [11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \rho / (\rho - \rho_0) + 1 / 12 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{(\rho' / \rho_0)}].$$

Якщо $\rho < \rho_0$, використовується залежність:

$$l / d = k [11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \rho_0 / \rho + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (\rho_0 / \rho - 1)^{3/2}].$$

де l / d — граничне співвідношення прольоту до робочої висоти перерізу;

$k = 1$ — коефіцієнт, що враховує тип конструктивної системи; f_{ck} — характеристична міцність бетону на стиск; ρ_0 — довідковий коефіцієнт армування; ρ — фактичний коефіцієнт армування розтягнутої зони перерізу в середині прольоту.

Довідковий коефіцієнт армування визначається за формулою:

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{15} = 0,0039..$$

Фактичний коефіцієнт армування розтягнутої арматури становить:

$$\rho = A_{s2} / (b \cdot d) = 0,0031.$$

Оскільки $\rho = 0,0031 < \rho_0 = 0,0039$, граничне співвідношення прольоту до висоти визначається за формулою для випадку $\rho < \rho_0$:

$$l / d = 1 \cdot [11 + 1,5 \cdot \sqrt{15} \cdot 0,0039 / 0,0031 + 3,2 \cdot \sqrt{15} \cdot (0,0039 / 0,0031 - 1)^{3/2}] = 19,93.$$

Отримане значення додатково коригується з урахуванням напружень у розтягнутій арматурі:

$$(l / d)_{\text{lim}} = 19,93 \cdot 310 / \sigma_s.$$

За $\sigma_s = 426$ МПа:

$$(l / d)_{\text{lim}} = 19,93 \cdot 310 / 426 = 14,5.$$

Фактичне співвідношення прольоту до робочої висоти перерізу становить:

$$l / d = 5980 / 195 = 30,67.$$

Порівнюємо отримані значення $30,67 > 14,5$.

Далі визначається величина прогину при дії розрахункового згинального моменту $M = 77,8$ кН·м.

За результатами деформаційного розрахунку за другою групою граничних станів кривизна перерізу для даного рівня навантаження становить $1 / r = 0,0049$ 1/м.

Прогин плити визначається за формулою

$$f = (1 / r) \cdot km \cdot l^2,$$

де k_m — коефіцієнт, що залежить від розрахункової схеми елемента та характеру навантаження. Для вільно опертої балки при рівномірно розподіленому навантаженні приймається $k_m = 5 / 48$.

$$f = 0,0049 \cdot 5 / 48 \cdot 5,98^2 = 0,018 \text{ м.}$$

$$f_u = 1 / 150 = 5,98 / 150 = 0,04 \text{ м.}$$

$$f = 0,018 \text{ м} < f_u = 0,04 \text{ м.}$$

Умова жорсткості виконується.

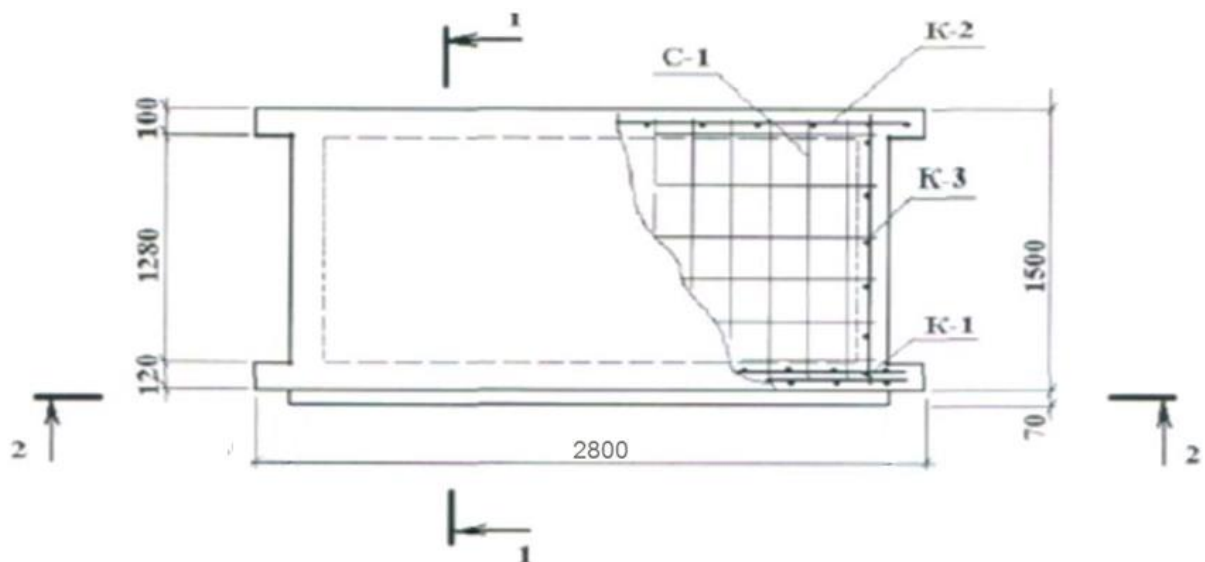
Розрахунок збірної залізобетонної плити сходової клітини

У даному підрозділі виконується розрахунок збірної ребристої залізобетонної майданчикової плити сходової клітини для двомаршових сходів. Для проектування прийнято плиту марки 2ЛП 22.15-4-К.

Тимчасове нормативне навантаження на сходову клітину приймається $p_n = 3,0 \text{ кН/м}^2$.

Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,2$.

Для армування конструкції приймаються такі матеріали бетон класу С12/15; арматура каркасів — класу А240С; арматура сіток — класу Вр-1.



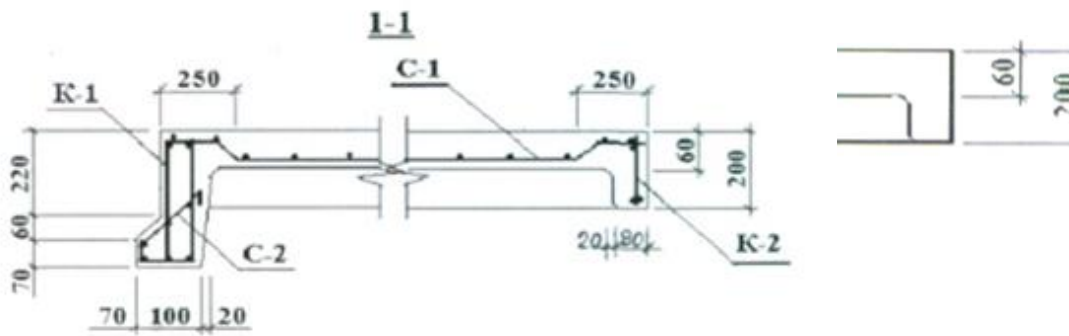


Рисунок 2.2.2 Армування майданчикової плити

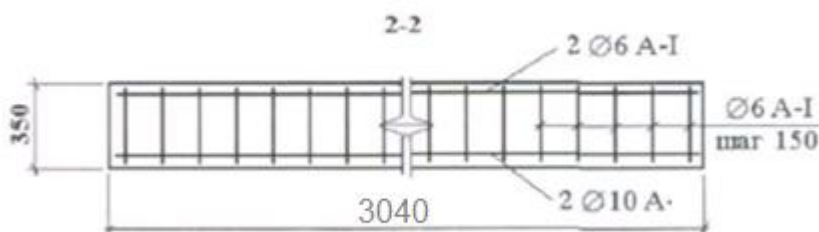


Рисунок 2.2.3 Армування лобового ребра

Збір навантажень

На першому етапі виконується визначення навантажень, що діють на елементи майданчикової плити. До них належать власна вага плити, вага ребер, а також тимчасове експлуатаційне навантаження.

Власна нормативна вага плити при товщині полиці $h'f = 6$ см визначається за формулою:

$$q_n = h'f \cdot \gamma = 0,06 \cdot 25 = 1,50 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункова вага плити з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням становить $q = 1,65 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункова вага лобового ребра, без урахування ваги полиці плити, визначається за виразом: $q = 1,012 \text{ кН/м}$.

Розрахункова вага крайнього пристінного ребра становить $q = 0,350 \text{ кН/м}$.

Тимчасове розрахункове навантаження визначається з урахуванням

коефіцієнта надійності $p = 3,0 \cdot 1,2 = 3,60 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункова схема плити

При розрахунку майданчикової плити окремо аналізується робота її основних конструктивних елементів:

- полиці плити, яка працює як плоский елемент із пружним защемленням у ребрах;
- лобового ребра, яке сприймає навантаження від сходових маршів;
- пристінного ребра, на яке передаються реакції від частини прольоту полиці.

За відсутності поперечних ребер полицю плити розглядають як однопролітний балковий елемент із частково защемленими опорами. Розрахунковий проліт приймається рівним відстані між поздовжніми ребрами 1,28 м.

З урахуванням можливого перерозподілу внутрішніх зусиль унаслідок утворення пластичних шарнірів згинальні моменти в середині прольоту та на опорах визначаються за залежністю:

$$M = q \cdot l^2 / 16 = 0,534 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Отриманий згинальний момент використовується для подальшого підбору робочої арматури полиці майданчикової плити.

Розрахункові характеристики матеріалів

Для виготовлення майданчикової плити прийнято важкий бетон класу С12/15. Його основні розрахункові характеристики становлять:

- розрахункова міцність бетону на стиск $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$;
- відносна деформація бетону при початку нелінійної роботи $\varepsilon_{s3,cd} = 0,00052$;
- гранична відносна деформація бетону при стиску $\varepsilon_{su3,cd} = 0,00333$;
- модуль пружності бетону $E_{cd} = 16,3 \text{ ГПа} = 16300 \text{ МПа}$.

Для робочої арматури сіток приймається дріт класу Вр-1. Характеристичний опір арматури на межі текучості $f_{yk} = 375 \text{ МПа}$.

Коефіцієнт надійності за матеріалом для арматури $\gamma_s = 1,2$.

Розрахунковий опір арматури на розтяг становить:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 375 / 1,2 = 312,5 \text{ МПа.}$$

Модуль пружності арматури класу Вр-1 $E_s = 170000 \text{ МПа.}$

Відносна деформація, що відповідає розрахунковому опору арматури:

$$\epsilon_{s0} = f_{yd} / E_s = 312,5 / 170000 = 0,001838 = 1,83\text{‰.}$$

Гранична деформація арматури приймається $\epsilon_{uk} = 25\text{‰.}$

Для арматури каркасів класу А240С приймаються такі характеристики:

$$f_{yk} = 240 \text{ МПа; } \gamma_s = 1,05;$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 240 / 1,05 = 228,5 \text{ МПа;}$$

$$E_s = 210000 \text{ МПа.}$$

Відносна деформація арматури класу А240С $\epsilon_{s0} = 1,1\text{‰.}$

Гранична деформація арматури $\epsilon_{uk} = 0,025 = 25\text{‰.}$

Розрахунок полиці майданчикової плити

Для розрахунку полиці плити розглядається смуга шириною 1,0 м.

Товщина плити становить 60 мм.

Робоча висота перерізу визначається з урахуванням положення розтягнутої арматури:

$$d = h - a = 40 \text{ мм.}$$

Відстань від нижньої грані перерізу до осі розтягнутої арматури приймається 20 мм.

Захисний шар бетону орієнтовно визначається:

$$c_d = 10 + d_s = 10 + 8 = 18 \text{ мм,}$$

де d_s — орієнтовний діаметр робочої арматури.

Для середніх прольотів і середніх опор робоча висота перерізу приймається 40 мм.

Розрахунковий згинальний момент:

$$M = 0,534 \text{ кН}\cdot\text{м} = 0,534 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм.}$$

Розрахунок виконується для прямокутного перерізу шириною 1000 мм і висотою 60 мм. За результатами перевірки встановлюється, що переріз працює в раціональній області деформування 1b, що відповідає ефективній роботі бетону

стиснутої зони та розтягнутої арматури.

Після визначення відносного плеча внутрішньої пари сил обчислюється необхідна площа розтягнутої арматури. При цьому перевіряється відповідність деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону прийнятій області деформування. Умова деформування виконується, тому прийнята розрахункова схема є коректною.

Мінімальна площа армування

Для забезпечення надійної роботи плити та попередження крихкого руйнування визначається мінімально необхідна площа розтягнутої арматури. Площа робочої арматури повинна бути не меншою за мінімально допустиме значення, встановлене нормативними вимогами.

Крім того, площа арматури не повинна перевищувати максимально допустимого значення, щоб забезпечити нормальний характер руйнування елемента та достатню деформативність конструкції.

За результатами розрахунку приймається необхідна площа робочої арматури полиці плити. За сортаментом для сітки С-1 приймається армування 5Ø3 Вр-1 на 1 м ширини сітки з кроком стержнів 200 мм.

Фактична площа прийнятої арматури становить 37 мм².

У поперечному напрямку, відповідно до вимог конструювання залізобетонних плит, призначається розподільна арматура Ø3 Вр-1 з кроком 200 мм.

Розрахунок лобового ребра майданчикової плити

Лобове ребро майданчикової плити працює як несучий елемент, що сприймає навантаження від власної ваги конструкції, від частини полиці плити, а також від сходових маршів. У розрахунку враховуються постійні та тимчасові навантаження, які передаються на ребро у вигляді рівномірно розподіленого навантаження.

На лобове ребро діють такі види навантажень:

- постійне та тимчасове рівномірно розподілене навантаження від половини прольоту полиці плити та власної ваги ребра;

- рівномірно розподілене навантаження від реакції сходових маршів, яке прикладається до виступу лобового ребра та спричиняє його згин.

Власна нормативна вага типових сходових маршів за каталогом приймається $3,6 \text{ кН/м}^2$ у горизонтальній проекції. Тимчасове нормативне навантаження для сходів громадської будівлі приймається $3,0 \text{ кН/м}^2$. Коефіцієнт надійності за навантаженням становить 1,2. Довготривале тимчасове навантаження приймається $1,0 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункова схема лобового ребра приймається відповідно до характеру його роботи у складі майданчикової плити. Ребро розглядається як згинальний елемент, на який діють навантаження від полиці плити та від сходових маршів.

Розрахунковий переріз лобового ребра має таврову форму, оскільки полиця плити розташована в стиснутій зоні та бере участь у сприйнятті стискаючих зусиль. Тому при розрахунку міцності нормального перерізу враховується робота стиснутої полиці разом із ребром.

Згинальний момент у середині прольоту лобового ребра за результатами розрахунку становить $7,550 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Для встановлення положення нейтральної осі виконується перевірка роботи таврового перерізу. За результатами перевірки встановлено, що нейтральна вісь проходить у межах стиснутої полиці. Це означає, що подальший розрахунок можна виконувати як для прямокутного перерізу з розрахунковою шириною стиснутої зони.

Фактичне значення коефіцієнта відносного згинального моменту визначається за формулою:

$$\alpha_m = MEd / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 0,017.$$

Далі визначаються параметри напружено-деформованого стану перерізу. Для цього знаходяться коефіцієнти, які характеризують розподіл деформацій у стиснутій зоні бетону. Відносна деформація верхніх стиснутих фібр бетону визначається за залежністю:

$$\varepsilon_s(1) = -p / 2 + \sqrt{(p^2 / 4 - q)} = 0,28\text{‰}..$$

Після цього визначається коефіцієнт k :

$$k = (\varepsilon_c(1) - \varepsilon_{c3,cd}) / \varepsilon_c(1) = -0,850..$$

Відповідне значення коефіцієнта β становить:

$$\beta = (k^2 + k + 1) / [3 \cdot (1 + k)] = 0,640.$$

Далі визначається відносне плече внутрішньої пари сил:

$$\eta = z_c / d = 0,5 + \sqrt{[0,25 - (2 \cdot \beta \cdot \alpha_m) / (1 + k)]} = 0,853..$$

Висота стиснутої зони бетону визначається за формулою:

$$x = d \cdot (1 - \eta) / \beta = 72,30 \text{ мм}..$$

Для контролю правильності розрахунку виконується перевірка деформацій розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_c(1) \cdot (d - x) / x.$$

За результатами перевірки отримане значення відповідає прийнятій області деформування, тому розрахунок виконано коректно.

Плече внутрішньої пари сил становить:

$$z_c = \eta \cdot d = 0,853 \cdot 315 = 268 \text{ мм}.$$

Необхідна площа розтягнутої робочої арматури визначається за формулою:

$$A_{st} = M_{Ed} / (f_{yd} \cdot z_c) = 1,17 \text{ см}^2..$$

З урахуванням сортаменту арматури приймаємо робоче армування лобового ребра 2Ø10 A240C.

Фактична площа прийнятої арматури становить 1,57 см².

Оскільки фактична площа арматури перевищує необхідну розрахункову площу 157 мм² > 117,4 мм², умова міцності за нормальним перерізом виконується.

Відсоток армування лобового ребра визначається за формулою:

$$\mu = (A_s / b \cdot h_0) \cdot 100\% = 0,41\%..$$

Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі

Перевірка міцності похилих перерізів лобового ребра виконується для найбільш навантаженої опорної ділянки, тобто для опори А. Метою розрахунку

є визначення, чи здатний бетонний переріз сприймати дію поперечної сили без встановлення розрахункового поперечного армування, а також перевірка міцності стиснутої похилої смуги бетону біля опори.

Для розрахунку приймаються такі вихідні дані: клас бетону — C12/15; арматура хомутів — класу A240C; розрахункова площа поздовжньої розтягнутої арматури приймається відповідно до попередньо виконаного розрахунку лобового ребра; максимальна поперечна сила на опорі 8930 Н; сумарна інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження 5,87 Н/мм.

На першому етапі визначається поперечна сила, яку може сприйняти залізобетонний елемент без встановлення розрахункового поперечного армування. Для цього враховуються геометричні параметри перерізу, клас бетону, робоча висота перерізу, коефіцієнт поздовжнього армування та вплив можливих осьових зусиль.

Оскільки осьове зусилля в розрахунковому перерізі відсутнє, напруження в бетоні від поздовжньої сили не враховується $\sigma_{sr} = 0$.

Після визначення необхідних коефіцієнтів виконується розрахунок мінімальної поперечної сили, яку може сприйняти елемент без поперечного армування. За результатами розрахунку отримано 12,4 кН.

Далі визначається розрахункова несуча здатність похилого перерізу без поперечного армування 23,57 кН.

Порівнюємо отримане значення з максимальною поперечною силою на опорі 23,57 кН.

Оскільки несуча здатність бетонного перерізу за поперечною силою перевищує діюче розрахункове зусилля, умова міцності похилого перерізу виконується. Отже, розрахункове поперечне армування за умовою сприйняття поперечної сили не потрібне.

Додатково виконується перевірка міцності стиснутої похилої смуги бетону біля опори. Ця перевірка необхідна для оцінки здатності бетону сприймати стискаючі напруження, що виникають у приопорній зоні при дії поперечної сили.

Розрахункова несуча здатність стиснутої похилої смуги становить 130,5 кН.

Перевіряємо умову $V_{Ed} = 8,93 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 130,5 \text{ кН}$.

Умова міцності стиснутої похилої смуги бетону також виконується.

Поперечне армування приймається конструктивно. Для забезпечення просторової жорсткості арматурного каркаса, фіксації поздовжньої робочої арматури та підвищення тріщиностійкості приопорної зони приймаються хомути Ø6 A240C з кроком 150 мм.

3. Технологічні рішення та організація будівництва

Загальна характеристика об'єкта будівництва

Об'єктом проектування є семиповерхова цегляна будівля з несучими поздовжніми та поперечними стінами. Фундаменти будівлі прийняті збірними стрічковими із фундаментних подушок та бетонних блоків заводського виготовлення. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою несучих стін і міжповерхових перекриттів.

Організація будівництва передбачає виконання комплексу підготовчих, основних та завершальних робіт із застосуванням сучасних будівельних машин, механізмів і засобів механізації.

Підготовчі роботи

До початку основних будівельно-монтажних робіт виконуються заходи підготовчого періоду: відведення та підготовка будівельного майданчика; влаштування тимчасової огорожі території; виконання геодезичної розбивки осей будівлі; підведення тимчасових мереж електропостачання та водопостачання; облаштування тимчасових доріг і майданчиків для складування матеріалів; встановлення побутових приміщень для працівників; організація пожежного та санітарного забезпечення будівельного майданчика.

Будівництво будівлі здійснюється потоковим методом із послідовним виконанням основних видів робіт.

Основна послідовність зведення об'єкта включає:

- Підготовчі роботи;
- Земляні роботи;
- Монтаж збірних стрічкових фундаментів;
- Зворотне засипання пазух фундаментів;
- Влаштування гідроізоляції фундаментів;
- Зведення цегляних стін підвалу та надземної частини;

- Монтаж збірних залізобетонних перекриттів;
- Монтаж сходових маршів і майданчиків;
- Влаштування покриття та покрівлі;
- Монтаж інженерних мереж;
- Опоряджувальні роботи;
- Благоустрій території.

Зазначена послідовність забезпечує безперервність будівельного процесу та раціональне використання трудових і технічних ресурсів.

Після завершення підготовчих робіт складається акт готовності майданчика до будівництва.

Організація будівельного майданчика

Будівельний майданчик організовується відповідно до вимог чинних нормативних документів. На території передбачаються: монтажна зона роботи крана; складські майданчики для цегли, фундаментних блоків та залізобетонних виробів; майданчик для приймання розчину; місця стоянки будівельної техніки; побутові приміщення для працівників; тимчасові проїзди та проходи.

Складування матеріалів виконується в зоні дії монтажного крана, що дозволяє мінімізувати витрати на внутрішньомайданчикові перевезення.

Організація постачання матеріалів

Безперебійне забезпечення будівельного майданчика матеріалами є важливою умовою ефективного виконання будівельно-монтажних робіт. Постачання матеріалів організовується відповідно до календарного графіка виконання робіт та будівельного генерального плану.

Керамічна цегла доставляється на об'єкт автомобільним транспортом у пакетованому вигляді на дерев'яних або металевих піддонах. Після розвантаження піддони з цеглою розміщуються на спеціально підготовлених складських майданчиках. Безпосередньо в робочу зону цегла подається за

допомогою монтажного крана із застосуванням спеціальних вантажозахоплювальних пристроїв, обладнаних захисними сітками, що забезпечують безпеку виконання робіт на висоті.

Будівельний розчин виготовляється централізовано на бетонорозчинному вузлі, що гарантує стабільність його складу та відповідність вимогам нормативних документів. Готовий розчин транспортується на будівельний майданчик спеціальними авторозчиновозами. На об'єкті розчин перевантажується у металеві ящики-контейнери місткістю 0,15 м³ та подається краном безпосередньо до місця виконання кладки.

З метою забезпечення необхідних технологічних властивостей розчину тривалість його використання після подачі на робоче місце не повинна перевищувати 40 хвилин. Це дозволяє уникнути втрати пластичності та забезпечує належну якість виконання кладки.

Вибір основних будівельних машин і механізмів

Для виконання будівельно-монтажних робіт передбачено використання таких машин і механізмів: екскаватора для розробки котлованів і траншей; автомобілів-самоскидів для перевезення ґрунту; автомобільного або баштового крана для монтажу фундаментних блоків, плит перекриття та сходових елементів; розчинозмішувальних установок; електроінструменту та малої механізації.

Монтажний кран є основним механізмом під час зведення надземної частини будівлі, оскільки забезпечує подачу матеріалів на всі поверхи об'єкта.

Склад комплексної бригади

Будівельно-монтажні роботи виконуються комплексною бригадою, до складу якої входять мулярі, монтажники конструкцій, теслярі, такелажники та машиністи будівельних машин.

Основний обсяг робіт зі зведення цегляних конструкцій виконують мулярі, які здійснюють приймання та розвантаження матеріалів, приготування робочих місць, мурування зовнішніх та внутрішніх стін, установлення закладних деталей і контроль якості виконаних робіт.

Монтажники виконують установлення збірних залізобетонних конструкцій, зокрема плит перекриття, сходових маршів, площадок і перемичок.

Теслярі здійснюють допоміжні роботи, пов'язані з установленням інвентарних риштувань, монтажем тимчасових огорожень та пристроїв безпеки.

Для виконання вантажопідіймальних операцій використовується гусеничний кран МКГ-25БР вантажопідйомністю 25 т. Управління краном здійснює машиніст відповідної кваліфікації. Роботи зі стропування, приймання та складування матеріалів виконують такелажники другого розряду у тісній взаємодії з машиністом крана.

Організація складського господарства

Розміщення матеріалів, конструкцій та обладнання на будівельному майданчику здійснюється відповідно до затвердженого будівельного генерального плану.

Збірні залізобетонні конструкції складуються у штабелі на вирівняних майданчиках із застосуванням інвентарних прокладок та підкладок. Цегла зберігається на спеціально підготовлених майданчиках у пакетах на піддонах. Будівельний розчин утримується у закритих металевих контейнерах або бункерах, що захищають його від атмосферних опадів, сонячного випромінювання та передчасного висихання.

Така організація складського господарства забезпечує збереження матеріалів, скорочення втрат та підвищення продуктивності праці.

Організація виконання земляних робіт

Земляні роботи виконуються механізованим способом із використанням одноковшового екскаватора. До початку розробки ґрунту здійснюється винесення осей будівлі в натуру та закріплення реперів.

Після завершення розробки траншей виконується очищення дна від розпушеного ґрунту та перевірка проєктних відміток. Роботи приймаються представниками технічного нагляду.

Організація монтажу фундаментів

Монтаж фундаментних подушок та блоків здійснюється автомобільним краном відповідно до монтажної схеми. Після укладання фундаментних елементів перевіряється правильність їх положення в плані та по висоті.

Після завершення монтажу виконується улаштування горизонтальної та вертикальної гідроізоляції фундаментів, а також зворотне засипання пазух із пошаровим ущільненням ґрунту.

До початку виконання основних будівельно-монтажних робіт зі зведення цегляних стін необхідно повністю завершити комплекс підготовчих заходів у підвальній частині будівлі. Послідовність виконання підготовчих робіт визначається проєктом виконання робіт та вимогами технології будівництва.

На початковому етапі виконуються роботи з улаштування конструкцій підлоги підвального приміщення, які забезпечують необхідну несучу здатність та створюють основу для подальшої експлуатації приміщень. Після цього здійснюється монтаж фундаментних блоків згідно з проєктними рішеннями та геодезичною розбивкою осей будівлі.

Наступним етапом є виконання вертикальної гідроізоляції підземних конструкцій, що забезпечує захист фундаментів і стін підвалу від проникнення ґрунтової вологи та підвищує довговічність споруди. Паралельно виконуються

роботи зі зведення внутрішніх перегородок підвального поверху та монтажу інженерних комунікацій, передбачених проектом.

Після завершення зазначених робіт здійснюється монтаж плит перекриття над підвалом, які створюють просторову жорсткість конструкції та слугують основою для виконання подальших робіт на надземній частині будівлі.

Лише після завершення всіх підготовчих процесів розпочинається виконання основного комплексу робіт зі зведення будівлі, до складу якого входять мурування зовнішніх і внутрішніх стін, встановлення перемичок над прорізами, монтаж сходових маршів і площадок, а також укладання міжповерхових плит перекриття.

Технологія виконання мурування

Безпосереднє виконання цегляної кладки здійснюється спеціалізованою бригадою у складі 16 мулярів. Роботи організовуються потоковим методом із рівномірним розподілом обов'язків між членами бригади.

Після завершення мурування окремих захваток виконуються монтажні роботи зі встановлення збірних залізобетонних елементів, що дозволяє забезпечити безперервність будівельного процесу.

Розвантаження, складування та подача матеріалів виконуються в одну зміну за умови наявності необхідного фронту робіт і забезпечення безпечних умов праці.

Розподіл функцій між членами бригади приймається таким чином:

два муляри 4-го розряду виконують кладку зовнішньої версти та контролюють правильність геометричних параметрів стін;

два муляри 3-го розряду здійснюють мурування внутрішніх несучих стін і перегородок;

два муляри 2-го розряду забезпечують подачу цегли, будівельного розчину, утеплювача та інших допоміжних матеріалів безпосередньо до робочих місць.

У процесі зведення стін після укладання приблизно 16–18 рядів цегляної кладки встановлюються інвентарні риштування, що забезпечують безпечне виконання робіт на висоті та підвищують продуктивність праці.

Після досягнення проектної висоти ділянки стіни виконується монтаж збірних залізобетонних перемичок над дверними та віконними прорізами.

Матеріали, що застосовуються для кладки

Для зведення несучих стін використовується повнотіла глиняна цегла. На першому поверсі застосовується цегла марки М100, що забезпечує підвищену несучу здатність конструкцій, які сприймають найбільші навантаження. Для кладки стін вищерозташованих поверхів використовується цегла марки М75.

Усі збірні залізобетонні конструкції застосовуються за типовими серіями та відповідають чинним державним стандартам і технічним умовам.

Перегородки санітарних вузлів та коридорів виконуються з керамічної цегли, а міжкімнатні перегородки — з глиняної цегли, що забезпечує необхідні показники міцності та звукоізоляції.

Контроль якості виконання робіт

Контроль якості цегляної кладки здійснюється на всіх етапах виконання робіт і включає перевірку якості матеріалів, дотримання технології мурування та відповідності готових конструкцій проектним вимогам.

Якість цегли, що використовується для лицьової кладки, контролюється за зовнішнім виглядом, кольором, однорідністю структури та відсутністю механічних пошкоджень. Перед використанням матеріал проходить візуальний огляд та вибіркового контроль.

Вертикальність стін перевіряється за допомогою будівельного підвісу, рівня або нівеліра. Контрольні вимірювання виконуються не рідше двох разів на кожен метр висоти кладки.

Допустиме відхилення поверхні стіни від вертикалі не повинно перевищувати 10 мм на всю висоту поверху. Крім того, здійснюється контроль товщини швів, горизонтальності рядів, правильності перев'язки кладки та якості заповнення швів розчином.

Систематичний технічний контроль забезпечує відповідність виконаних робіт вимогам проєктної документації, будівельних норм та правил, а також гарантує надійність і довговічність конструкцій будівлі.

Вибір ведучого механізму для монтажних робіт

Для виконання монтажних робіт на об'єкті необхідно підібрати ведучий механізм, який забезпечить піднімання, переміщення та встановлення збірних залізобетонних елементів у проєктне положення. Вибір монтажного крана здійснюється з урахуванням висоти будівлі, ширини споруди, необхідного вильоту стріли, висоти підйому гака та максимальної маси монтажного елемента.

Вихідні дані для підбору крана:

- 27,4 м — висота будівлі;
- 6,3 м — проліт будівлі;
- 2,5 м — ширина запасу;
- 4,5 м — ширина колії крана;
- 0,5 м — запас за висотою;
- < 2 м — висота монтажного елемента;
- < 5 м — висота стропування;
- 2,98 т — максимальна маса монтажного елемента, у даному випадку плити покриття.

Необхідний виліт стріли крана визначається з урахуванням ширини будівлі, запасу безпеки та половини ширини колії крана:

$$L_k = 6,3 + 6,3 + 2,5 + 4,5 / 2 = 17,35 \text{ м.}$$

Отже, для виконання монтажних робіт кран повинен забезпечувати роботу при вильоті стріли не менше 17,35 м.

Необхідна висота підйому гака визначається з урахуванням висоти будівлі, запасу за висотою, висоти стропування та габариту монтажного елемента 33,2 м.

Максимальна маса елемента, що підлягає монтажу, становить 2,98 т.

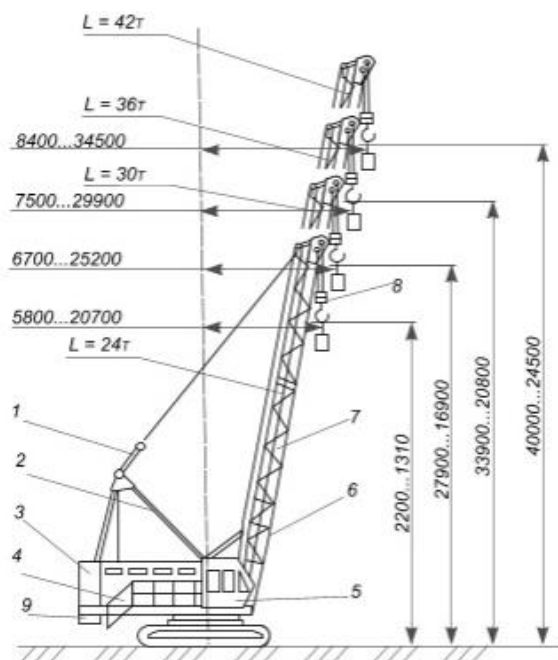
З урахуванням маси монтажних пристроїв і стропів кран повинен забезпечувати вантажопідйомність не менше приблизно 3,18 т при заданому вильоті стріли.

За отриманими розрахунковими параметрами для монтажу збірних елементів семиповерхової цегляної будівлі зі збірним стрічковим фундаментом приймається монтажний кран МКГ-25БР.

Прийнятий кран забезпечує:

- необхідний виліт стріли — 17,35 м;
- необхідну висоту підйому гака — 33,2 м;
- вантажопідйомність — 3,18 т;
- можливість монтажу найбільш важкого елемента — плити покриття масою 2,98 т.

Для виконання монтажних робіт приймається гусеничний кран МКГ-25БР. Його технічні характеристики відповідають розрахунковим вимогам за вантажопідйомністю, висотою підйому гака та вильотом стріли.



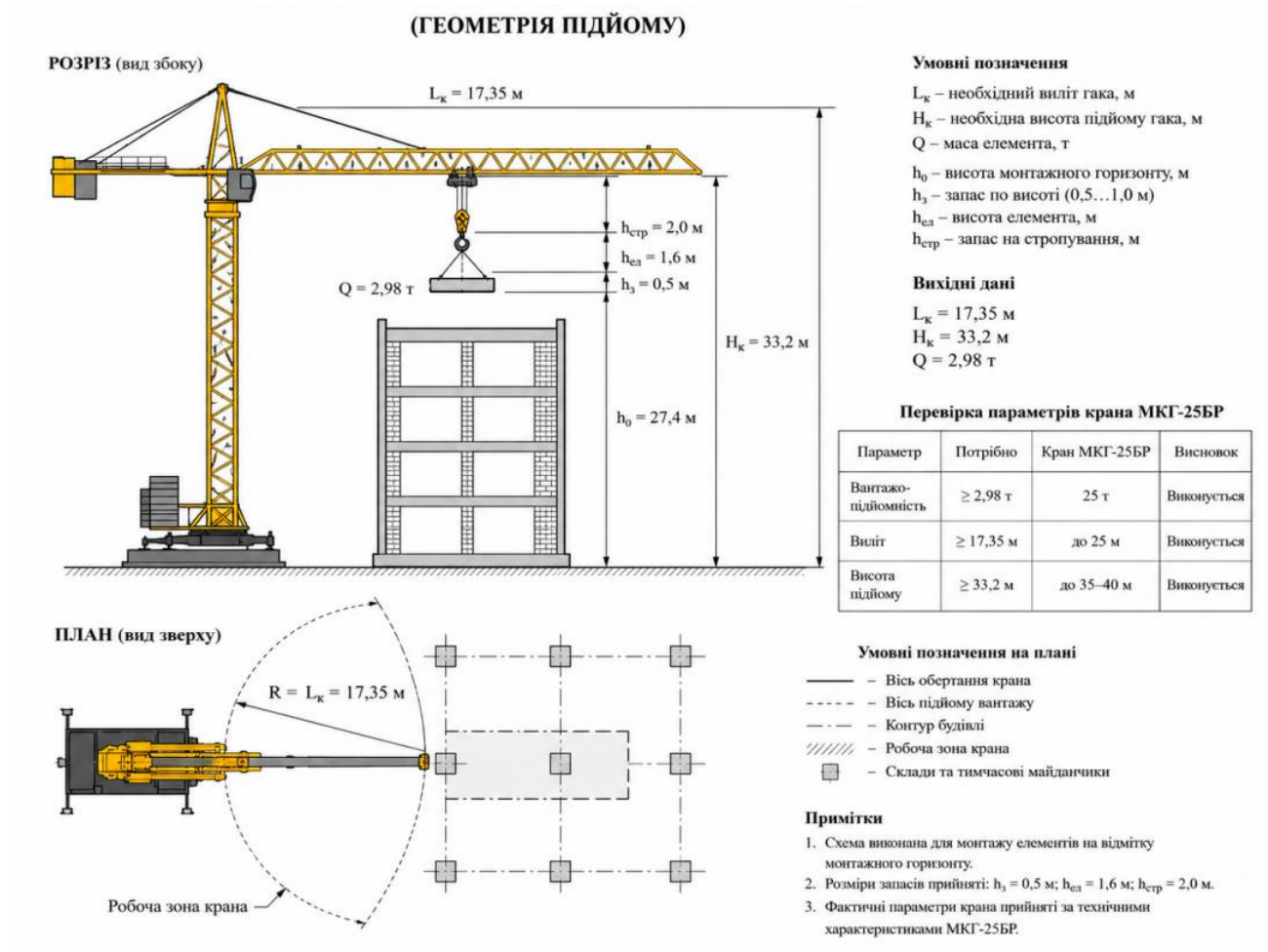


Рис.3.1 Схема роботи монтажної крана МКГ-25БР (геометрія підйому)

Технологічна карта на улаштування збірної стрічкового фундаменту

Область застосування

Технологічна карта розроблена на виконання робіт з улаштування збірної стрічкового фундаменту для житлових будівель.

Карта регламентує послідовність монтажних процесів; склад бригади; механізми та засоби механізації; вимоги до якості та безпеки виконання робіт.

Характеристика конструкції

Збірний стрічковий фундамент виконується із фундаментних блоків ФБС та фундаментних подушок ФЛ.

Основні елементи: підшва фундаменту (ФЛ); стінові блоки (ФБС); горизонтальні шви розчину; гідроізоляційний шар.

Умови виконання робіт

Роботи виконуються у літній або зимовий період (з урахуванням ППР); при наявності підготовленої основи (піщана або щебенева підсипка); з використанням монтажного крана.

Склад основних робіт

Технологічний процес включає: підготовка основи під фундамент; геодезична розбивка осей; подача елементів краном; монтаж фундаментних подушок ФЛ; монтаж блоків ФБС; вирівнювання та перевірка положення; заповнення вертикальних і горизонтальних швів розчином; Гідроізоляційні роботи; зворотна засипка пазух.

Організація виконання робіт

Монтаж виконується потоковим методом:

кран переміщується вздовж осі фундаменту;

елементи подаються безпосередньо в монтажну зону;

монтаж виконується «з коліс» або зі складу.

Вибір монтажного механізму

Для монтажу приймається Самохідний гусеничний кран МГК-20.

Обґрунтування:

- Вантажність максимальна: 20 т
- Максимальний вантажний момент: 60 т·м
- Довжина основної стріли: 12,5 м
- Довжина подовженої стріли: до 22,5 м та 32,5 м (за допомогою монтажних вставок по 10 м)

- Гусьок: 5 м (з блоком для допоміжного підйому)
- Висота підйому гака (основна/максимальна): від 12 м до 32 м залежно від конфігурації стріли
- Швидкість підйому/опускання вантажу: від 6 до 30 м/хв залежно від кратності поліспада та маси
- Швидкість пересування: до 1 км/год
- Загальна маса крана: близько 29 - 31 т

Особливості конструкції

Привід: Електричні двигуни живлять окремі механізми (підйом, поворот, пересування). Це забезпечує плавність роботи та точність позиціонування вантажів.

Багатофункціональність: Наявність додаткових секцій та гуська робить кран гнучким для виконання різних типів будівельних та монтажних робіт.

Маневровість: Конструкція дозволяє здійснювати підйом вантажу зі зміною вильоту стріли.

Склад бригади

Рекомендований склад:

машиніст крана – 1

монтажники – 3–4 особи

стропальник – 1

геодезист (періодично).

Технологія виконання робіт

Підготовчі процеси: очищення основи; розбивка осей фундаменту; встановлення маяків.

Монтаж фундаментних подушок ФЛ; подача елементів краном; стропування; укладання з перевіркою рівня; коригування ломами.

Монтаж блоків ФБС: нанесення розчину товщиною 2–3 см; встановлення блоку краном; вивіряння по осях; перевірка вертикальності.

Заповнення швів: цементно-піщаний розчин; ущільнення швів.

Гідроізоляція: обмазувальна або рулонна ізоляція.

Зворотна засипка: пошарова засипка ґрунту; ущільнення.

Контроль якості

Контролюється відповідність осей проекту; горизонтальність блоків; товщина швів; міцність розчину; правильність перев'язки швів.

Допуски:

відхилення по осі: ± 10 мм

по висоті: ± 10 мм

ГРАФІК ВИКОНАННЯ РОБІТ

№ п/п	Найменування робіт	Од. виміру	Обсяг робіт	Трудовитрати по ЕНІР				Склад ланки		Кіль- кість змін	Кіль- кість робіт- ників	Кіль- кість днів	Дні											
				Нормативні		Прийняті		Спец. розряд	Кіль. роб.				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
				Люд. дн	Маш. зм	Люд. дн	Маш. зм																	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13												
1	Улаштування піщаної підготовки під фундамент	100 м ²	2.16	2.83	-	2.8		Бетонщик 3р	1	1	2	1.4 дн												
2	Розвантаження фундаментних блоків-подушок до 1.5т,до2.5т	100 т	0.92	0.62	0.45		0.4	Маш 4р Такел 2р	1 2															
3	Монтаж фундаментних блоків-подушок до 1.5т,до 3.5т	шт	53	5.03	0.26	5.6	0.2	Маш 6р Монт 4,3,2р	1 1,1,1	2	4	1.4 дн												
4	Механізована зворотня засипка між фундаментними блоками	100 м ³	22.9	3.08	2.28	3	2.0	Маш 5р Земл 1р,2р	1 1,1	3	3	1 дн												
5	Улаштування горизонт. гідроізоляції з 2х шарів руберойду	1 м ²	0.7	0.69	-	0.6	-	Мул 3р	1,1		2	0.3 дн												
6	Розвантаження фундаментних стінових блоків до 0.5т	100 м ²	2.36	1.65	1.46		1.6	Маш 4р Такел 2р	1 2															
7	Монтаж стін підвалу з фундаментних блоків до 0.5т,до 1.5т,до 3.5т	шт	225	19.02	0.55	18	0.5	Маш 6р Монт. 4р,3р,2р	1 1,1,1	1	6	3 дн												
8	Розвантаження плит перекриття над підвалом до 5м2,до 15м2	100 т	0.83	0.42	0.42		5.0	Маш 4р Такел 2р	1 2															
9	Монтаж плит перекриття над підвалом до 5м2,до 15м2	1 шт	32	0.97	4.23	1.2	4	Маш 6р Монт. 4р,3р,2р	1 2,1,1	1	4	3 дн												
10	Цегляна кладка цокольної частини	1 м ³	24.41	13.12	-	12	-	Муляр 4р,3р	1,1	1	6	2 дн												
11	Улаштування вертикальної обмащувальної гідроізоляції	100 м ²	0.9	0.54	-	0.5	-	Гідроізол. 4р,2р	1,1	1	2	0.25 дн												
12	Всього			47.97	14.73	43.7	14.2	110%																

Вимоги з охорони праці

Забороняється перебування людей під вантажем; монтаж при швидкості вітру > 10 м/с; робота несправними стропами.

Обов'язково використання касок і рукавичок; наявність сигналізації між стропальником і машиністом; огороження небезпечної зони.

Розроблена технологічна карта забезпечує раціональну організацію монтажу збірного стрічкового фундаменту із застосуванням автокрана КС-45717К-1, що гарантує безпечне та якісне виконання робіт у задані терміни.

4. Охорона праці

Під час зведення семиповерхової цегляної будівлі зі збірним стрічковим фундаментом необхідно забезпечити належний рівень безпеки праці на всіх етапах будівельного виробництва. Організація робіт повинна здійснюватися відповідно до вимог Закону України «Про охорону праці», ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві», чинних НПАОП, правил пожежної безпеки та інших нормативних документів, що регламентують безпечне виконання будівельно-монтажних робіт.

Основним завданням охорони праці на будівельному майданчику є створення таких умов, за яких мінімізується або повністю виключається вплив небезпечних і шкідливих виробничих факторів на працівників. До виконання робіт допускаються працівники, які пройшли медичний огляд, вступний і первинний інструктаж з охорони праці, навчання безпечним методам виконання робіт та перевірку знань з питань охорони праці. До робіт підвищеної небезпеки можуть залучатися лише особи, які мають відповідну кваліфікацію, дозвіл та пройшли спеціальне навчання.

Будівельний майданчик повинен бути належним чином організований і підготовлений до виконання робіт. Його територію необхідно огородити по периметру, обладнати безпечні проходи та проїзди, встановити попереджувальні знаки, інформаційні щити та покажчики напрямків руху. Робочі місця, зони складування матеріалів, проїзди будівельної техніки та пішохідні проходи повинні мати достатнє природне або штучне освітлення. Особливу увагу слід приділяти розділенню шляхів руху працівників і будівельних машин, що знижує ризик травмування.

Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів

Під час виконання будівельно-монтажних робіт на об'єкті можливий вплив низки небезпечних та шкідливих факторів. До основних небезпечних факторів належать: падіння працівників з висоти, падіння будівельних матеріалів, конструкцій та інструментів, травмування під час роботи вантажопідіймальних машин і механізмів, ураження електричним струмом, обвалення ґрунту під час

розроблення траншей, а також можливе порушення стійкості тимчасових конструкцій, риштувань і підмостків.

До шкідливих виробничих факторів можна віднести підвищений рівень шуму та вібрації, запиленість повітря робочої зони, несприятливі метеорологічні умови, недостатню освітленість робочих місць, фізичне навантаження та тривале перебування працівників у вимушеному положенні. Для зменшення впливу зазначених факторів передбачаються організаційні, технічні, санітарно-гігієнічні та профілактичні заходи.

Заходи безпеки під час виконання земляних робіт

Земляні роботи при влаштуванні траншей під збірні стрічкові фундаменти виконуються переважно механізованим способом із використанням землерийної техніки. Перед початком робіт необхідно уточнити наявність і розташування підземних інженерних мереж, кабельних ліній, трубопроводів та інших комунікацій. У разі їх виявлення роботи повинні виконуватися з особливою обережністю та під наглядом відповідальних осіб.

Траншеї глибиною понад нормативно допустимі значення повинні мати укоси відповідної крутизни або кріплення стінок, що запобігає обваленню ґрунту. Забороняється перебування працівників у зоні дії екскаватора, під піднятим ковшем, а також у місцях можливого зсуву ґрунту. Вийнятий ґрунт необхідно розміщувати на безпечній відстані від брівки траншеї, щоб не створювати додаткового навантаження на її стінки.

Спуск працівників у траншеї повинен здійснюватися за допомогою інвентарних драбин або спеціально влаштованих проходів. Перехід через траншеї допускається лише по обладнаних містках із поручнями. У темний час доби або за недостатньої видимості місця виконання земляних робіт повинні бути освітлені та позначені сигнальними огородженнями.

Безпека під час монтажу збірних стрічкових фундаментів

Монтаж фундаментних подушок і блоків виконується із застосуванням вантажопідіймального крана відповідно до проєкту виконання робіт. До початку монтажу необхідно перевірити справність вантажозахоплювальних пристроїв,

стропів, траверс, монтажних петель та інших пристосувань. Використання пошкоджених або таких, що не пройшли огляд, стропувальних засобів забороняється.

Піднімання, переміщення і встановлення збірних елементів повинні виконуватися плавно, без ривків та розгойдування вантажу. Перебування людей під піднятим вантажем або в зоні його можливого падіння категорично забороняється. Подачу сигналів машиністу крана має здійснювати лише призначений стропальник або відповідальна особа, яка пройшла відповідне навчання.

Під час монтажу фундаментних блоків необхідно забезпечити точність їх установа у проектне положення, стійкість елементів до остаточного закріплення, а також безпечне перебування монтажників у робочій зоні. Працівники повинні використовувати захисні каски, рукавиці, спецвзуття та інші засоби індивідуального захисту.

Заходи безпеки під час мурування стін

Мурування зовнішніх і внутрішніх цегляних стін виконується з використанням інвентарних риштувань, підмостків або інших засобів підмашування. Ці конструкції повинні бути справними, стійкими, встановленими на надійній основі та мати захисні огороження. Робочі настили мають бути рівними, міцними, без щілин і пошкоджень.

Риштування і підмостки повинні обладнуватися огороженнями висотою не менше 1,1 м, проміжними елементами огороження та бортовими дошками. Перед початком роботи необхідно перевірити їх технічний стан, правильність установа та надійність кріплення.

Забороняється перевантажувати настили цеглою, розчином або іншими матеріалами понад допустиме навантаження. Матеріали слід розміщувати рівномірно, не допускаючи їх складування біля краю настилу. Робота на несправних риштуваннях, слизьких настилах або за відсутності захисного огороження не допускається.

Безпека під час виконання робіт на висоті

Під час будівництва семиповерхової будівлі значна частина робіт виконується на висоті, тому одним із головних завдань є запобігання падінню працівників, інструментів і матеріалів. Усі робочі місця, розташовані на висоті, повинні бути обладнані захисними огороженнями, настилами, перехідними містками та безпечними засобами доступу.

Отвори в перекриттях, технологічні прорізи, шахти та інші небезпечні місця необхідно закривати міцними щитами або огорожувати. У випадках, передбачених нормативними вимогами, працівники повинні застосовувати запобіжні пояси або страхувальні системи, закріплені за надійні конструктивні елементи.

Виконання робіт на висоті слід припиняти під час сильного вітру, грози, ожеледиці, туману, інтенсивних опадів або недостатньої видимості. Забороняється скидати з висоти будівельні матеріали, інструменти та відходи без використання спеціальних жолобів або контейнерів.

Електробезпека на будівельному майданчику

Тимчасові електричні мережі на будівельному майданчику повинні влаштовуватися відповідно до вимог електробезпеки. Електрообладнання, розподільчі щити, кабелі та переносний електроінструмент мають бути справними та періодично перевірятися відповідальними особами.

Усі металеві корпуси електрообладнання, будівельних машин і механізмів повинні бути заземлені. Для живлення переносного електроінструменту в умовах підвищеної небезпеки необхідно застосовувати захисне вимкнення або знижену напругу. Кабелі тимчасового електропостачання слід прокладати так, щоб виключити їх механічне пошкодження, перетинання з проїздами без захисту та контакт із водою.

Електрощити повинні бути закритими, замикатися на замок і мати відповідні попереджувальні знаки. Доступ до електроустановок дозволяється лише працівникам, які мають відповідну групу з електробезпеки.

Пожежна безпека

На будівельному майданчику необхідно передбачити комплекс заходів, спрямованих на запобігання виникненню пожежі та забезпечення безпечної евакуації працівників у разі небезпеки. Територія будівництва повинна утримуватися в належному санітарному стані, своєчасно очищатися від горючих відходів, тари та залишків будівельних матеріалів.

На майданчику слід розмістити первинні засоби пожежогашіння: вогнегасники, пожежні щити, ящики з піском, бочки або ємності з водою, а також необхідний інвентар. Місця їх розташування повинні бути доступними, позначеними відповідними знаками та не захищеними матеріалами.

Легкозаймисті та горючі матеріали необхідно зберігати у спеціально відведених місцях із дотриманням протипожежних розривів. Паління дозволяється лише у визначених і обладнаних для цього місцях. Усі працівники повинні бути ознайомлені з правилами пожежної безпеки, порядком дій у разі виникнення пожежі та шляхами евакуації.

Засоби індивідуального захисту

Працівники будівельного майданчика повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту відповідно до характеру та умов виконуваних робіт. До основних засобів індивідуального захисту належать захисні каски, спецодяг, спецвзуття, захисні рукавиці, окуляри, респіратори, страхувальні пояси або прив'язі для робіт на висоті.

Під час виконання робіт із підвищеним пилоутворенням необхідно застосовувати респіратори або інші засоби захисту органів дихання. При роботі з інструментами, що створюють ризик ураження очей, використовуються захисні окуляри або щитки. Використання засобів індивідуального захисту є обов'язковою умовою допуску працівників до виконання робіт.

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.
2. ДБН В.2.1-10:2018 Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування.
3. Будівельна кліматологія. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі ДСТУ – Н Б В.1.1-27:2010 - [Чинний від 2011-11-01]. - К. : Мінрегіонбуд України, 2011 – 123 с. - (Національний стандарт України).
4. ДБН В.1.2-2:2021 Навантаження і впливи. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
6. ДБН В.2.6-162:2010 Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення.
7. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель.
8. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги.
9. ДБН В.1.2-4:2006. Інженерно-технічні заходи цивільного захисту (цивільної оборони). – [Чинний від 2007-04-01]. – К. : Укрархбудінформ, 2006. – 34 с.
10. ДСТУ Б.А.3.2-15:2011. Норми освітлення будівельного майданчика. - [Чинний від 2012-12-01]. – К.: Мінрегіон України, 2012– (Національні стандарти України).
11. ДБН А.2.2-3:2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво.
12. ДБН А.2.1-1-2014 Інженерні вишукування для будівництва. Ґрунти та геологія
13. ДСТУ Б В.2.1-17:2009 Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей.
14. ДСТУ Б В.2.1-4-96 Ґрунти. Методи визначення міцності та

деформованості.

15. ДСТУ Б В.2.1-2-96 Ґрунти. Класифікація.

16. ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва».

17. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».

18. Шутенко Л.М. та ін. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти. Харків,

19. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова, П.А. Резнік, Є.Г. Стоянов, В.С. Шмуклер за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків:Золоті сторінки, 2015. – 208с

20. Основи та фундаменти. Навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / І.О.Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук. Луцьк: ЛНТУ, 2017.- 296с.

21. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.

22. Зоценко М.Л. та ін. Інженерна геологія, механіка ґрунтів, основи та фундаменти. – Полтава, 2003. – 550 с.