

**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
ДЕВ'ЯТИПОВЕРХОВА ОДНОСЕКЦІЙНИЙ ЖИТЛОВИЙ
БУДИНОК У М.ХАРКІВ**

Виконав: студент 4 курсу, БтаЦІ 2022-2

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна
інженерія Освітня програма – Промислове та цивільне
будівництво

 _____ Заріцька Т.

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

ЗАРІЦЬКА ТАЇСІЯ

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи:

Дев'ятиповерхова односекційний житловий будинок у м.Харків

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.

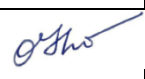
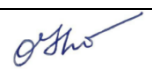
Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- 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 Шемет Р.М.		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		к.т.н., доц. Братішко 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



Заріцька Т.

Дата видачі завдання "27" травня 2026 р.

ЗМІСТ

1. Архітектурно-будівельна частина	5
1.1 Вихідні дані	5
1.2. Генеральний план	6
1.3. Об'ємно-планувальне рішення будівлі	9
1.4. Архітектурно-конструктивне рішення будівлі	12
1.5 Розрахунок на опір теплопередачі зовнішньої стіни та горищного перекриття житлового будинку	16
2. Розрахунково-конструктивна частина	15
2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту	15
2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту	33
3. Технологічні рішення та організація будівництва	51
4. Охорона праці	65
Список використаних джерел	77

1. Архітектурно-будівельна частина

1.1 Вихідні дані

Відповідно до виданого завдання виконано курсовий проєкт на будівництво дев'ятиповерхового однокіснийного цегляного житлового будинку. Об'єкт проєктування розташований у місті Харків, яке є одним із найбільших промислових, наукових і житлових центрів України. Проєктом передбачено зведення сучасного багатоквартирного житлового будинку, що відповідає чинним нормативним вимогам щодо надійності, довговічності, енергоефективності, санітарно-гігієнічних умов проживання та пожежної безпеки.

Згідно з картою будівельно-кліматичного районування території України, наведеною в ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія», місто Харків належить до I кліматичного району. При розробленні проєкту враховано природно-кліматичні, інженерно-геологічні, демографічні та містобудівні умови району будівництва, що мають суттєвий вплив на архітектурно-планувальні та конструктивні рішення будівлі.

Будівництво запроєктовано для I будівельно-кліматичної зони з урахуванням таких основних кліматичних характеристик місцевості [3]:

«Помірно холодна зима, що зумовлює необхідність застосування ефективної теплоізоляції зовнішніх огорожувальних конструкцій;

Швидкісний натиск вітру – 430 Па;

Нормативне снігове навантаження – 1600 Па;

Нормативна глибина промерзання ґрунту – 1,1 м;

Середня температура найбільш холодної п'ятиденки – -23°C ;

Середня температура найбільш холодної доби – -28°C ;

Абсолютна мінімальна температура зовнішнього повітря – -36°C ;

Абсолютна максимальна температура зовнішнього повітря – $+39^{\circ}\text{C}$.»

Наведені кліматичні показники враховані при виборі конструкцій фундаментів, товщини зовнішніх стін, утеплення покриття, віконних заповнень, а також при розрахунку систем опалення та вентиляції будинку.

Проектована будівля за своїм функціональним призначенням належить до житлових багатоквартирних будинків і характеризується такими основними показниками:

Клас будівлі – II, що відповідає вимогам до житлових будинків масового будівництва;

Ступінь довговічності – II, що забезпечує нормативний строк експлуатації конструкцій та будівлі в цілому;

Ступінь вогнестійкості – II, що гарантує належний рівень пожежної безпеки та стійкості конструктивних елементів у разі пожежі.

Запроектований житловий будинок відповідає сучасним вимогам до комфортного проживання населення, забезпечує раціональне використання території забудови, належні санітарно-побутові умови та ефективну експлуатацію в умовах клімату міста Харкова.

1.2 Генеральний план

Ділянка загальною площею 2,80 га, на якій запроектовано дев'ятиповерховий житловий будинок, входить до складу сформованої житлової забудови міста Харкова. Розташування об'єкта в межах існуючого житлового району забезпечує зручний зв'язок із міською транспортною мережею, інженерними комунікаціями та об'єктами соціально-побутового призначення.

Окрім проєктованого житлового будинку, на прилеглій території розташовані такі будівлі та споруди:

дев'ятиповерховий панельний житловий будинок;

шістнадцятиповерховий панельний житловий будинок;

семиповерховий цегляний житловий будинок;

загальноосвітня школа;

дитячий дошкільний заклад;

дитячий ігровий майданчик.

Наявність поблизу школи, дитячого садка та майданчиків створює комфортні умови проживання для сімей з дітьми та підвищує рівень благоустрою мікрорайону.

Розміщення житлової забудови на території виконано з урахуванням природно-кліматичних умов місцевості, зокрема переважаючих напрямків вітру. Житлова зона розташована з підвітряного боку відносно потенційних джерел забруднення та транспортних потоків, що сприяє покращенню санітарно-гігієнічних умов проживання. Напрямки вітру прийняті за даними ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» на основі сезонної рози вітрів.

Табл. 1.1 Повторюваність напрямків вітру

Місяць	Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗ	З	ПнЗ
Січень	9	12	16	17	10	12	13	11
Липень	17	14	12	9	4	9	14	21

З аналізу таблиці видно, що:

у січні переважають південно-східні вітри;

у липні переважають північно-західні вітри.

Отримані дані враховані при розміщенні будинків, майданчиків відпочинку, озеленення та господарських зон.

Розміри території визначені виходячи з умовної середньої житлової забезпеченості населення загальною площею 14 м² на одну особу, що відповідає вимогам планування житлових територій.

Розміщення та орієнтація житлових і громадських будівель виконані з урахуванням нормативних вимог щодо природного освітлення та інсоляції. Тривалість безперервної інсоляції житлових приміщень забезпечується не менше 2,5 години на добу, що створює комфортні умови проживання та позитивно впливає на санітарний стан приміщень.

Вулично-дорожня мережа мікрорайону передбачена як складова єдиної транспортної системи міста. Ширина проїздів, доріг, тротуарів та пішохідних доріжок прийнята відповідно до їх функціонального призначення та вимог чинних містобудівних норм. Забезпечено зручний під'їзд автотранспорту, спецтехніки, пожежних та аварійних служб.

Відстані між будівлями витримані відповідно до санітарно-гігієнічних, протипожежних та інсоляційних вимог. Це забезпечує належну вентиляцію території, природне освітлення приміщень та безпечну експлуатацію забудови.

З метою покращення екологічного стану та створення сприятливого мікроклімату на території передбачено комплексне благоустрійне озеленення, яке включає:

- висадження дерев листяних та хвойних порід;

- декоративні чагарники;

- квітники;

- газони з багаторічних трав;

- озеленення зон відпочинку та дитячих майданчиків.

Поверхневі атмосферні води відводяться до мережі дощової каналізації. Вертикальне планування території забезпечує організований та швидкий відвід води з проїздів, тротуарів і прибудинкових майданчиків, що запобігає підтопленню та руйнуванню покриттів.

Планувальне рішення мікрорайону характеризується раціональним використанням території, функціональним зонуванням, зручними

транспортними зв'язками, належним рівнем благоустрою та відповідністю сучасним вимогам містобудування.

Техніко-економічні показники генплану

Таблиця 1.2.

№ з/п	Назва	Один. виміру	Підрахунок, кількість
1.	Загальна площа території $F_{\text{тер}} = a \times b$	м ²	170 x 165 = 28050
2.	Площа забудови будівлями і спорудами $F_{\text{буд.}} = \sum F_{\text{буд.}}$	м ²	545,05+972+2160+864+1008+352=5901,05
3.	Площа доріг, доріжок, тротуарів $F_{\text{дор.}} = \sum F_{\text{дор.}}$	м ²	2040+918+1590=4548
4.	Площа озеленення $F_{\text{озел.}} = F_{\text{тер}} - F_{\text{буд.}} - F_{\text{дор.}}$	м ²	28050-5901,05-4548=17600,95
5.	Коефіцієнт озеленення $K_{\text{озел.}} = F_{\text{озел.}} / F_{\text{тер}} \times 100\%$	%	17600,95/28050 x 100=62,7
6.	Щільність житлової забудови $\Pi_{\text{заб}} = F_{\text{буд.}} / F_{\text{тер}} \times 100\%$	%	5901,05/28050 x 100=21,04
7.	Коефіцієнт використання території $K_{\text{тер.}} = (F_{\text{буд.}} + F_{\text{дор.}}) / F_{\text{тер}} \times 100\%$	%	(5901,05+4548)/28050 x 100=37,3

1.3 Об'ємно-планувальне рішення будинку

Об'ємно-планувальне рішення житлового будинку розроблене з урахуванням чинних нормативних вимог та сучасних принципів формування комфортного житлового середовища. При проектуванні будівлі основна увага приділялася забезпеченню раціонального використання площі, зручності внутрішнього планування квартир, належним санітарно-гігієнічним умовам проживання, а також створенню безпечного та функціонального житлового простору для мешканців.

Планувальна структура будинку прийнята відповідно до вимог ДБН В.2.2-15-2005 «Житлові будинки. Основні положення». Квартири запроектовані різних типів за кількістю житлових кімнат і загальною площею, що дозволяє

забезпечити потреби сімей різного складу та чисельності. Площі житлових кімнат, кухонь, санітарних вузлів, передпокоїв та підсобних приміщень відповідають нормативним вимогам щодо мінімально допустимих розмірів і показників комфортності.

Проектований дев'ятиповерховий 54-квартирний цегляний житловий будинок у плані має прямокутну форму, що є економічно доцільним та конструктивно раціональним рішенням. Габаритні розміри будівлі в координаційних осях становлять $16,200 \times 32,120$ м.

Основні параметри будинку:

кількість поверхів – 9;

кількість квартир – 54;

кількість секцій – 1;

крок між поперечними несучими осями – 6,40 м та 6,440 м;

прольоти між поздовжніми осями – 1,50; 1,20; 4,80; 7,20; 0,60; 0,90 м;

висота типового поверху – 2,80 м.

Односекційне рішення будинку забезпечує компактність об'ємно-просторової композиції, зручність вертикальних комунікацій та ефективне використання забудованої площі ділянки.

Підземна частина будівлі запроєктована у вигляді технічного підпілля висотою 2,20 м, яке призначене для прокладання та обслуговування інженерних мереж: водопостачання, каналізації, теплопостачання, електропостачання та інших комунікацій. Наявність технічного підпілля сприяє зручності експлуатації будинку, полегшує проведення ремонтних робіт і підвищує надійність інженерних систем.

За умовну відмітку 0.000 прийнято рівень сходової площадки першого поверху, що відповідає абсолютній позначці, зазначеній на генеральному плані. Від цієї відмітки здійснюється прив'язка всіх вертикальних розмірів будівлі.

Внутрішнє планування будинку передбачає зручне розташування квартир відносно сходово-ліфтового вузла, раціональні шляхи евакуації, природне освітлення житлових приміщень та кухонь, а також нормативну інсоляцію квартир. Допоміжні приміщення згруповані з урахуванням скорочення довжини інженерних комунікацій та підвищення економічності експлуатації.

Прийняте об'ємно-планувальне рішення забезпечує функціональність, економічність, архітектурну виразність будинку та комфортні умови проживання мешканців.

Таблиця 1.3. Техніко економічні показники об'ємно-планувального рішення будинку

№ з/п	Назва	Один. виміру	Підрахунок, кількість
1.	Кількість квартир	шт	54
	в тому числі: однокімнатних	шт	18
	двокімнатних	шт	18
	трикімнатних	шт	18
2.	Житлова площа квартир $F_{\text{житл}}$	м ²	1796,94
	в тому числі: однокімнатних	м ²	21,18
	двокімнатних	м ²	33,31
	трикімнатних	м ²	45,34
3.	Загальна корисна площа квартир $F_{\text{заг.кор}}$	м ²	3182,22
	в тому числі: однокімнатних	м ²	823,86
	двокімнатних	м ²	1053,36
	трикімнатних	м ²	1305
4.	Площа забудови будинку $F_{\text{забуд}}$	м ²	545,05
5.	Будівельний об'єм $V_{\text{заг}}$	м ³	16542,27

	в тому числі: підземної частини $V_{\text{підз}}$	м ³	1199,11
	надземної частини $V_{\text{надз}}$	м ³	15343,16
6.	Площинний коефіцієнт $K_1 = F_{\text{жил}} / F_{\text{кор}}$	-	0,56
7.	Об'ємний коефіцієнт $K_2 = V_{\text{надз}} / F_{\text{житл}}$	-	8,54

1.4 Архітектурно-конструктивне рішення будинку

Архітектурно-конструктивне рішення дев'ятиповерхового 54-квартирного житлового будинку розроблене з урахуванням вимог чинного законодавства України у сфері будівництва, надійності та безпеки споруд, енергоефективності, пожежної безпеки й санітарно-гігієнічних норм.

Для будинку прийнята безкаркасна конструктивна схема з поперечними несучими стінами, яка широко застосовується при проєктуванні багатоповерхових житлових будинків. Така система є економічно доцільною, технологічною у виконанні та забезпечує високу просторову жорсткість будівлі. Усі вертикальні та горизонтальні конструктивні елементи працюють у взаємозв'язку, сприймаючи та передаючи навантаження від власної ваги, експлуатаційних впливів, вітрових навантажень та інших дій.

Горизонтальні несучі елементи – перекриття – передають навантаження на поперечні та поздовжні стіни, які далі через фундаментну систему передають зусилля на ґрунтову основу.

Фундаменти

З урахуванням інженерно-геологічних умов майданчика будівництва та характеру навантажень від багатоповерхової цегляної будівлі в проєкті прийняті збірні стрічкові фундаменти із залізобетонних блоків-подушок.

Фундаменти влаштовуються під усі несучі зовнішні та внутрішні стіни у вигляді суцільних стрічок. Така схема забезпечує рівномірний розподіл навантаження на основу та зменшує нерівномірність осідань.

Глибина закладання фундаментів визначена з урахуванням:

нормативної глибини сезонного промерзання ґрунтів для м. Харкова;

рівня ґрунтових вод;
несучої здатності ґрунтів основи;
конструктивних особливостей технічного підпілля.

Під блоки-подушки передбачається піщана підготовка товщиною 100 мм з ретельним ущільненням.

Стіни підвальної частини

Стіни підвалу виконуються зі збірних бетонних фундаментних блоків заводського виготовлення.

Монтаж блоків здійснюється на цементно-піщаному розчині з обов'язковою перев'язкою вертикальних швів. Для запобігання проникненню вологи в конструкції передбачено:

горизонтальну гідроізоляцію між фундаментами та стінами;
вертикальну обмазувальну гідроізоляцію зовнішніх поверхонь гарячим бітумом у два шари;

захист стін від зволоження атмосферними та ґрунтовими водами.

Внутрішні поверхні підвалу штукатуряться цементним розчином.

Зовнішні стіни

Зовнішні огорожувальні конструкції стіни має загальну товщину 710 мм:

несучої частини із силікатної цегли товщиною 510 мм;

шару утеплення з мінераловатних плит товщиною 200 мм;

зовнішнього захисно-декоративного оздоблення.

Кладка виконується з цегли марки М100 на цементно-піщаному розчині марки М75.

Для підвищення тріщиностійкості й просторової жорсткості будівлі передбачено армування кладки металевими сітками:

у кутах будівлі;
у місцях примикання внутрішніх стін;
у простінках;
в зонах спирання плит перекриття.

Прийняте рішення забезпечує нормативний опір теплопередачі для І

кліматичної зони України.

Внутрішні несучі стіни

Внутрішні несучі стіни виконуються з керамічної цегли товщиною 380 мм. У місцях проходження вентиляційних каналів товщина збільшується до 640 мм.

Цегляні конструкції відповідають вимогам ДБН В.2.6-162:2010 щодо міцності, стійкості та довговічності кам'яних конструкцій.

Перемички

Над дверними та віконними прорізами передбачені збірні залізобетонні перемички.

Мінімальна довжина опирання:

для ненесучих перемичок – 125 мм;

для несучих – 250 мм.

Таке рішення гарантує надійну передачу навантаження від вищерозташованої кладки.

Перекриття

Міжповерхові перекриття прийняті зі збірних багатопустотних залізобетонних плит товщиною 220 мм.

Переваги такого рішення:

висока несуча здатність;

добрі звукоізоляційні характеристики;

зменшена власна вага;

висока заводська готовність;

скорочення строків монтажу.

Плити спираються на несучі стіни по двох сторонах. Анкерування плит між собою та зі стінами виконується зварюванням закладних деталей.

Перегородки

Внутрішні ненесучі перегородки запроєктовані з газобетонних блоків:

міжкімнатні – 100 мм;

міжквартирні – 200 мм.

Застосування газобетону дозволяє зменшити навантаження на перекриття

та покращити акустичні характеристики приміщень.

Сходові клітки

Сходові марші та площадки виконуються зі збірних залізобетонних елементів. Конструкції відповідають вимогам ДБН В.2.2-15:2019 та нормам пожежної евакуації.

Передбачено:

ширина маршу – нормативна для житлових будинків;

огороження з поручнями висотою 0,9 м;

неслизьке покриття сходових площадок.

Ліфтове обладнання

Будинок обладнується вантажопасажирським ліфтом вантажопідйомністю 400 кг, що відповідає вимогам доступності та комфорту проживання.

Ліфтова шахта виконана зі збірного залізобетону. Розміщення ліфта біля сходової клітки забезпечує зручність користування та скорочення шляхів евакуації.

Вікна та двері

Віконні блоки прийняті з ПВХ-профілів зі склопакетами, що забезпечують: достатню теплоізоляцію; звукоізоляцію; герметичність; довговічність.

Двері передбачені: входні – утеплені та посилені; внутрішні – щитової конструкції; зовнішні – з урахуванням пожежних та теплотехнічних вимог.

Підлоги

Тип підлог прийнято відповідно до функціонального призначення приміщень:

житлові кімнати – паркет або ламіноване покриття;

кухні та коридори – лінолеум або плитка;

санвузли – керамічна плитка;

технічні приміщення – цементно-піщана стяжка.

Дах і покрівля

Запроєктовано плоский дах з холодним горищем та внутрішнім організованим водовідведенням.

Покрівельний пиріг включає: пароізоляцію; утеплювач; цементно-піщану стяжку; тришаровий рулонний гідроізоляційний килим.

Вентиляція

У кухнях та санітарних вузлах передбачена природна витяжна вентиляція через вертикальні канали в товщі стін.

Пожежна безпека та довговічність

Будівля належить до II ступеня вогнестійкості, оскільки основні несучі та огорожувальні конструкції виконані з негорючих матеріалів: цегли; бетону; залізобетону; мінераловатного утеплювача.

Прийняте архітектурно-конструктивне рішення забезпечує нормативну надійність, довговічність, пожежну безпеку, енергоефективність та комфорт експлуатації будівлі. Застосовані конструкції відповідають сучасним будівельним нормам України та є доцільними для умов будівництва в місті Харкові.

1.5 Розрахунок на опір теплопередачі зовнішньої стіни цегляного житлового будинку

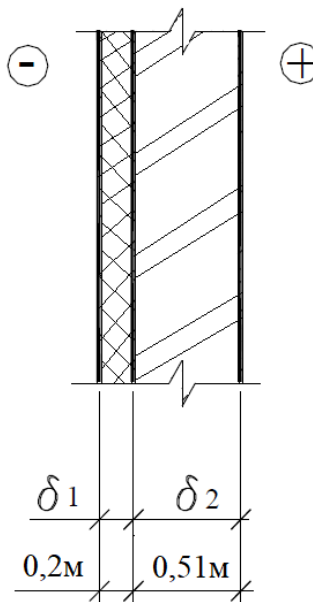


Рисунок 1.1

Район будівництва — м. Харків.

Зовнішня стіна складається з двох основних шарів:

Утеплювач із мінераловатних плит: $\delta_1 = 0,20$ м; $\rho_1 = 50$ кг/м³; $\lambda_1 = 0,042$ Вт/(м·К).

Стіна із силікатної цегли: $\delta_2 = 0,51$ м; $\rho_2 = 1800$ кг/м³; $\lambda_2 = 9,77$ Вт/(м·К).

Згідно з картою-схемою температурних зон України, м. Харків належить до І температурної зони з кількістю градусо-днів опалювального періоду понад 3500.

Для зовнішніх огорожувальних конструкцій мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі приймається відповідно до ДБН В.2.6-31:2016 $R_{q,min} = 3,3$ м²·К/Вт.

Для забезпечення необхідних теплозахисних властивостей зовнішньої стіни повинна виконуватися умова:

$$R_{\Sigma пр} \geq R_{q,min},$$

де $R_{\Sigma пр}$ — приведений опір теплопередачі непрозорі огорожувальної конструкції, м²·К/Вт.

Приведений опір теплопередачі багатошарової зовнішньої стіни визначається за формулою:

$$R_{\Sigma пр} = 1/\alpha_v + R_1 + R_2 + 1/\alpha_z = 1/8,7 + 0,20/0,042 + 0,51/9,77 + 1/23 = 4,97 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}.$$

де $\alpha_v = 8,7$ Вт/(м²·К) — коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні стіни;

$\alpha_z = 23$ Вт/(м²·К) — коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні стіни для зимових умов;

δ_1, δ_2 — товщина відповідних шарів конструкції, м;

λ_1, λ_2 — коефіцієнти теплопровідності матеріалів, Вт/(м·К).

Перевіряємо виконання нормативної умови:

$$R_{\Sigma пр} = 4,97 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт} > R_{q,min} = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}.$$

Отже, прийнята конструкція зовнішньої стіни забезпечує необхідний рівень теплозахисту для умов будівництва в м. Харків. Товщина утеплювача з мінераловатних плит $\delta_1 = 200$ мм є достатньою, а опір теплопередачі зовнішньої стіни перевищує мінімально допустиме нормативне значення.

2. Розрахунково-конструктивна частина

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту

Таблиця 2.1.1 – Геологічна будова ділянки будівництва

№ ІГЕ	Ґрунт	Номер свердловини та потужність шару, м		
		1	2	3
ІГЕ 1	Рослинний шар	0,3	0,3	0,3
ІГЕ 2	Пісок сірий, середньої крупності	3,2	3,4	3,3
ІГЕ 3	Супісок коричневий	3,5	3,8	3,7
ІГЕ 4	Суглинок коричневато-бурий	3,3	3,1	3,2

Таблиця 2.1.2 – Фізико-механічні властивості ґрунтів

Найменування	Номер ІГЕ			
	ІГЕ 1	ІГЕ 2	ІГЕ 3	ІГЕ 4
Щільність, т/м ³	1,69	2,02	1,87	1,89
Щільність частинок, т/м ³		2,66	2,69	2,71
Природня вологість		0,15	0,17	0,25
Вологість на межі текучості			0,22	0,29
Вологість на межі пластичності			0,16	0,21
Кут внутрішнього тертя, град.		29	31	30
Питоме зчеплення, кПа		1	20	24
Модуль деформації, МПа		25	28	30

Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Для оцінки інженерно-геологічних умов будівельного майданчика виконується визначення основних класифікаційних показників ґрунтів: коефіцієнта пористості, ступеня вологості, числа пластичності та показника текучості. На основі отриманих значень встановлюється різновид ґрунту, його стан та придатність для використання як основи фундаментів.

2-й шар — пісок сірий, середньої крупності

Питома вага ґрунту: $\gamma = 20,2 \text{ кН/м}^3$. Коефіцієнт пористості визначається за формулою:

$$e = \rho_s / \rho \cdot (1 + W) - 1 = 2,66 / 2,02 \cdot (1 + 0,15) - 1 = 0,51..$$

Ступінь вологості піску визначається за формулою:

$$Sr = (W \cdot \rho_s) / (e \cdot \rho_w) = (0,15 \cdot 2,66) / (0,51 \cdot 1) = 0,78.$$

За отриманим значенням коефіцієнта пористості пісок характеризується щільним складенням, а за ступенем вологості — вологим станом.

Висновок: 2-й шар представлений сірим піском середньої крупності, щільним, вологим.

3-й шар — супісок коричневий

Питома вага ґрунту: $\gamma = 18,7 \text{ кН/м}^3$.

Число пластичності визначається як різниця між вологістю на межі текучості та вологістю на межі розкочування:

$$IP = WL - WP = 0,22 - 0,16 = 0,06.$$

Показник текучості визначається за формулою:

$$IL = (W - WP) / (WL - WP) = (0,17 - 0,18) / (0,22 - 0,16) = -0,17..$$

Від'ємне значення показника текучості свідчить про те, що природна вологість ґрунту є нижчою за вологість на межі розкочування. Такий стан характерний для твердих глинистих ґрунтів.

Висновок: 3-й шар представлений коричневим супіском твердого стану.

4-й шар — суглинок коричневато-бурий

Питома вага ґрунту $\gamma = 18,9 \text{ кН/м}^3$.

Число пластичності:

$$IP = 0,29 - 0,21 = 0,08.$$

Показник текучості:

$$IL = (0,25 - 0,21) / (0,29 - 0,21) = 0,50.$$

За числом пластичності ґрунт належить до суглинків. Отримане значення показника текучості свідчить, що ґрунт перебуває у тугопластичному стані.

Висновок: 4-й шар представлений коричневато-бурим суглинком тугопластичного стану.

Збір навантажень

У будівлях безкаркасної конструктивної схеми основними несучими елементами є стіни, які сприймають навантаження від конструкцій будівлі та передають їх на фундаменти, а далі — на ґрунтову основу. Для зручності розрахунку вертикальні навантаження від несучих стін зазвичай визначають у перерахунку на 1 погонний метр довжини стіни. Такий підхід дозволяє спростити розрахункову схему та більш раціонально оцінити напружений стан фундаментів.

Несучі стіни сприймають не лише власну вагу, а й навантаження від перекриттів, покриття, перегородок, покрівельних конструкцій, снігового навантаження та інших елементів, які безпосередньо або через конструктивні вузли передають на них зусилля. На відміну від них, самонесучі стіни, як правило, не сприймають навантаження від перекриттів і працюють переважно під дією власної ваги. Для зовнішніх самонесучих стін додатково враховується дія горизонтального вітрового навантаження.

У будівлях із поперечними несучими стінами розподіл навантажень від перекриттів здійснюється відповідно до вантажних площ. Вантажна площа визначає частину перекриття або покриття, навантаження від якої передається на конкретну несучу стіну.

Збір навантажень на фундаменти виконується окремо для зовнішніх і внутрішніх несучих стін. До постійних навантажень належать власна вага конструкцій покриття, перекриттів, несучих і огорожувальних стін, фундаментних елементів та інших незмінних частин будівлі. До тимчасових навантажень відносять експлуатаційні навантаження на перекриття, снігове та вітрове навантаження.

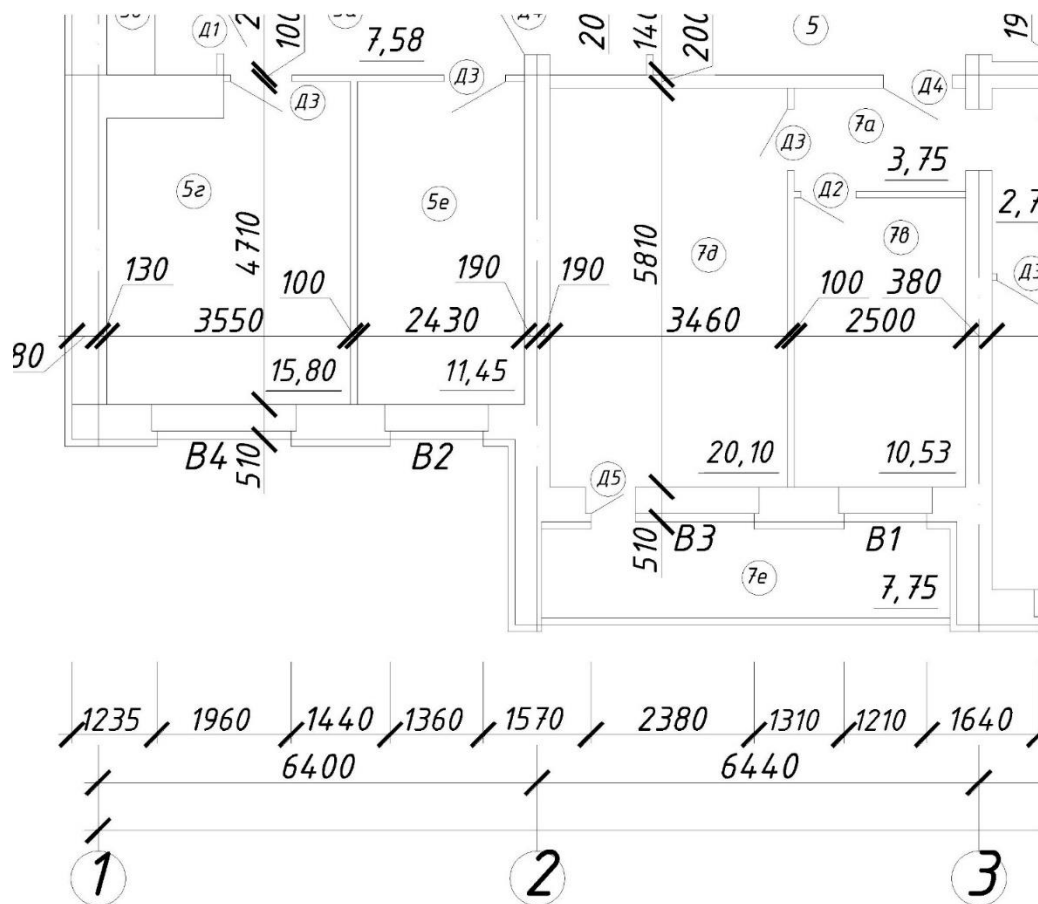


Рис. 2.1.1 Визначення вантажної площі

Розрахункова вантажна площа для зовнішньої несучої стіни по осі 1 визначається як половина прольоту перекриття, що передає навантаження на дану стіну $A_{\text{зовн}} = 6,40 / 2 \cdot 1 = 3,20 \text{ м}^2$.

Розрахункова вантажна площа для внутрішньої несучої стіни по осі 2 визначається як сума половин суміжних прольотів перекриття:

$$A_{\text{вн}} = (6,40 / 2 + 6,44 / 2) \cdot 1 = 6,42 \text{ м}^2..$$

Визначення власної ваги стін

Власна вага 1 пог. м зовнішньої стіни визначається з урахуванням її висоти, товщини та питомої ваги матеріалу $N_{\text{ст.зовн}} = H \cdot \delta_{\text{зовн}} \cdot 1 \cdot \gamma = 263,9 \text{ кН}..$

Власна вага 1 пог. м внутрішньої несучої стіни $N_{\text{ст.вн}} = H \cdot \delta_{\text{вн}} \cdot 1 \cdot \gamma = 28,75 \cdot 0,38 \cdot 1 \cdot 18 = 196,65 \text{ кН}..$

Вага стіни підвалу з бетонних блоків

Власна вага 1 пог. м стіни підвалу з бетонних блоків визначається за формулою:

$N_{\text{ст.підв}} = \delta \cdot h \cdot l \cdot \gamma$, де δ — товщина стіни підвалу, м; h — висота розрахункового шару блока, м; γ — питома вага бетону, кН/м³.

$$N_{\text{ст.підв}} = 0,60 \cdot 0,30 \cdot 1 \cdot 24 = 4,32 \text{ кН.}$$

Таблиця 2.1.3 — Визначення ваги покрівлі на 1 м²

№	Найменування конструкцій	Характеристичне навантаження	Розрахункове навантаження	
		кН/м ²	γ_{fm}	кН/м ³
1	2 шари руберойду	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. 2.1.4 Визначення ваги горіщного перекриття на 1 м²

№	Найменування конструкцій	Характеристичне навантаження	Розрахункове навантаження	
		кН/м ²	γ_f	кН/м ³
1	3 шари руберойду	0,12	1,3	0,156
2	Пароізоляція	0,04	1,2	0,048
3	Утеплювач керамзитобетон 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.2.1.5 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. 2.1.6 Визначення ваги підвального перекриття на 1 м²

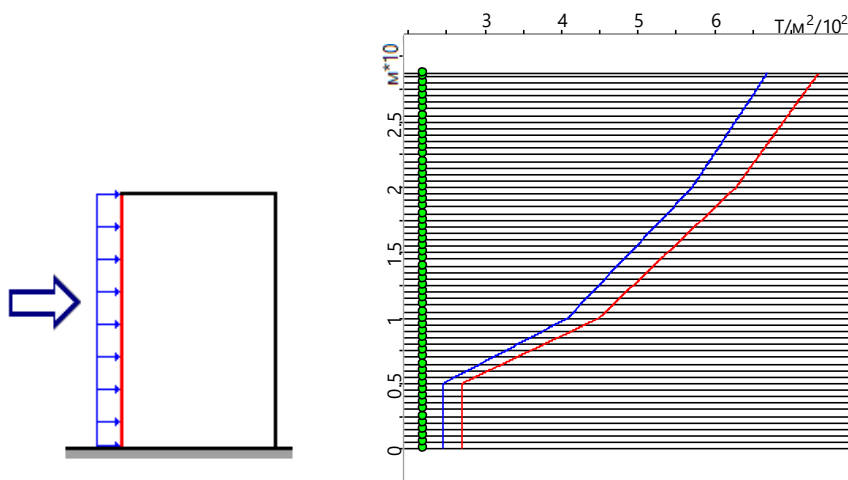
№	Найменування конструкцій	Характеристичне навантаження	Розрахункове навантаження	
		кН/м ²	γ_f	кН/м ³
1	Цементно-піщаний розчин	0,2	1,3	0,26
2	Пароізоляція(1 шар руберойду)	0,04	1,2	0,048
3	Утеплювач мінераловатні плити	0,6	1,1	0,44
4	Пароізоляція(1 шар руберойду)	0,04	1,2	0,048
5	З/б плита перекриття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

Розрахунок вітрового навантаження

Розрахунок вітрового навантаження виконано відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 зі змінами №1 та №2.

Вихідні дані для розрахунку:

- район за вітровим навантаженням — 3;
- характеристичне значення вітрового тиску — 0,051 т/м², або приблизно 0,50 кПа;
- тип місцевості — IV, тобто міська забудова, де не менше 15 % території зайнято будівлями із середньою висотою понад 15 м;
- тип споруди — вертикальні поверхні або поверхні, відхилені від вертикалі не більше ніж на 15°;
- висота розміщення об'єкта над рівнем моря — 0,181 км.



Параметри розрахунку вітрового навантаження

Для визначення вітрового навантаження прийнято такі розрахункові параметри:

- поверхня, на яку діє вітер, — навітряна поверхня будівлі.
- крок сканування по висоті будівлі приймається 0,5 м.
- коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням $\gamma_{fm} = 1,1$.
- коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням $\gamma_{fe} = 1,0$.
- висота будівлі 28,75 м.

Висота (м)	Експлуатаційне значення (Т/м ²)	Граничне значення (Т/м ²)
0	0,024	0,027
0,5	0,024	0,027
1	0,024	0,027
1,5	0,024	0,027
2	0,024	0,027
2,5	0,024	0,027
3	0,024	0,027
3,5	0,024	0,027
4	0,024	0,027
4,5	0,024	0,027
5	0,024	0,027
5,5	0,026	0,029
6	0,028	0,03
6,5	0,029	0,032
7	0,031	0,034
7,5	0,033	0,036
8	0,034	0,038
8,5	0,036	0,039
9	0,038	0,041
9,5	0,039	0,043
10	0,041	0,045
10,5	0,042	0,046
11	0,042	0,047
11,5	0,043	0,048
12	0,044	0,048
12,5	0,045	0,049
13	0,046	0,05

Висота (м)	Експлуатаційне значення (Т/м ²)	Граничне значення (Т/м ²)
13,5	0,046	0,051
14	0,047	0,052
14,5	0,048	0,053
15	0,049	0,054
15,5	0,05	0,055
16	0,051	0,056
16,5	0,051	0,057
17	0,052	0,057
17,5	0,053	0,058
18	0,054	0,059
18,5	0,055	0,06
19	0,055	0,061
19,5	0,056	0,062
20	0,057	0,063
20,5	0,058	0,063
21	0,058	0,064
21,5	0,059	0,065
22	0,059	0,065
22,5	0,06	0,066
23	0,06	0,066
23,5	0,061	0,067
24	0,062	0,068
24,5	0,062	0,068
25	0,063	0,069
25,5	0,063	0,07
26	0,064	0,07
26,5	0,064	0,071
27	0,065	0,071
27,5	0,065	0,072
28	0,066	0,073
28,5	0,067	0,073
28,75	0,067	0,074

Для визначення сумарної дії вітрового навантаження по висоті будівлі обчислюємо середнє значення вітрового тиску з урахуванням відповідних ділянок по висоті:

$$W = (W1 \cdot z1 + W2 \cdot z2 + W3 \cdot z3 + W4 \cdot z4 + W5 \cdot z5 + W6 \cdot z6 + W7 \cdot z7 + W8 \cdot z8 + W9 \cdot z9) / (z1 + z2 + z3 + z4 + z5 + z6 + z7 + z8 + z9) = 0,059 \text{ т.}$$

Далі визначаємо висоту прикладання рівнодійної вітрового навантаження:

$$z = (W1 \cdot z1 + W2 \cdot z2 + W3 \cdot z3 + W4 \cdot z4 + W5 \cdot z5 + W6 \cdot z6 + W7 \cdot z7 + W8 \cdot z8 + W9 \cdot z9) / (W1 + W2 + W3 + W4 + W5 + W6 + W7 + W8 + W9) = 7,64 \text{ м.}$$

Згинальний момент від дії вітрового навантаження визначається як добуток рівнодійної вітрового навантаження на плече її прикладання:

$$M = W \cdot z.$$

Підставляємо значення:

$$M = 0,059 \cdot 7,64 = 4,5 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Загальне навантаження на 1 пог. м внутрішньої стіни визначається з урахуванням навантажень від покрівлі, перекриттів, власної ваги стіни та стіни підвалу:

$$N_{\text{заг}} = (8,96 + 8,5 + 9,29 \cdot 8 + 6,85) \cdot 6,423 + 196,65 + 4,32 = 834,4 \text{ кН.}$$

Загальне навантаження на 1 пог. м зовнішньої стіни:

$$N_{\text{заг}} = (8,96 + 8,5 + 9,29 \cdot 8 + 6,85) \cdot 3,2 + 263,9 + 4,32 = 583,8 \text{ кН.}$$

Проектування стрічкового фундаменту під зовнішню стіну

Для зовнішньої несучої стіни приймаємо глибину закладання фундаменту:

$$d = 1,7 \text{ м.}$$

Несучим шаром основи є пісок середньої крупності, щільний, вологий. За табличними даними ДБН для даного типу ґрунту попередньо приймаємо розрахунковий опір $R_0 = 500 \text{ кПа}$.

Попередню ширину підшви фундаменту визначаємо за формулою:

$$A = FV / (R_0 - \gamma_{cf} \cdot df),$$

де FV — вертикальне розрахункове навантаження на 1 пог. м фундаменту;

R_0 — попередній розрахунковий опір ґрунту;

γ_{cf} — усереднена питома вага фундаменту та ґрунту на його уступах;

df — глибина закладання фундаменту.

$$A = 516,6 / (500 - 1,7 \cdot 20) = 1,1 \text{ м.}$$

Попередньо приймаємо ширину фундаменту $b = 1,2 \text{ м.}$

Уточнення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір ґрунту основи визначаємо 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 $\gamma_{c1} = 1,4$ — коефіцієнт умов роботи ґрунтової основи;

$\gamma_{c2} = 1,0$ — коефіцієнт умов роботи споруди;

$k = 1,0$; $k_z = 1,0$ — розрахункові коефіцієнти;

γ_{II} — усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів нижче підшви фундаменту;

γ'_{II} — усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів вище підшви фундаменту;

M_{γ} , M_q , M_c — коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту;

d_b — глибина підвалу;

d_1 — приведена глибина закладання фундаменту;

c_{II} — розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту.

Усереднене значення питомої ваги ґрунтів нижче підшви фундаменту:

$$\gamma_{II} = (20,2 \cdot 1,8 + 18,7 \cdot 3,5) / (1,8 + 3,5) = 19,2 \text{ кН/м}^3.$$

Усереднене значення питомої ваги ґрунтів вище підшви фундаменту:

$$\gamma'_{II} = (16,9 \cdot 0,3 + 20,2 \cdot 1,4) / (0,3 + 1,4) = 19,6 \text{ кН/м}^3.$$

Для кута внутрішнього тертя $\varphi = 29^\circ$ приймаємо $M_{\gamma} = 1,06$; $M_q = 5,25$; $M_c = 7,67$.

Глибина підвалу $d_b = 1,1 \text{ м.}$

Приведена глибина закладання фундаменту:

$$d_1 = 1,7 + 0,2 \cdot 20 / 19,6 = 1,9 \text{ м.}$$

Розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту $c_{II} = 1 \text{ кПа.}$

Для ширини фундаменту $b = 1,2 \text{ м}$ розрахунковий опір становить:

$$R_1 = (1,4 \cdot 1 / 1) \cdot [1,06 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 19,2 + 5,25 \cdot 1,9 \cdot 19,7 + (5,25 - 1) \cdot 1,1 \cdot$$

$$19,6 + 7,67 \cdot 1] = 448,3 \text{ кПа.}$$

Уточнюємо ширину фундаменту $A = 516,6 / (448,3 - 1,7 \cdot 20) = 1,25 \text{ м.}$

Приймаємо ширину підшви $b = 1,4 \text{ м.}$

Повторно визначаємо розрахунковий опір ґрунту для $b = 1,4 \text{ м:}$

$$R_2 = (1,4 \cdot 1 / 1) \cdot [1,06 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 19,2 + 5,25 \cdot 1,9 \cdot 19,7 + (5,25 - 1) \cdot 1,1 \cdot 19,6 + 7,67 \cdot 1] = 454 \text{ кПа.}$$

Уточнена ширина фундаменту $A = 516,6 / (454 - 1,7 \cdot 20) = 1,23 \text{ м.}$

Оскільки отримане значення менше прийнятої ширини, остаточно приймаємо $b = 1,4 \text{ м.}$

Перевірка тиску під підшвою фундаменту

Момент опору підшви фундаменту для 1 пог. м:

$$W = b^2 \cdot 1 / 6 = 1,4^2 / 6 = 0,33 \text{ м}^3.$$

Максимальний тиск під підшвою фундаменту:

$$P_{\max} = N / (b \cdot l) + \gamma_{mt} \cdot d + M / W = 516,6 / 1,4 + 20 \cdot 1,7 + 2,5 / 0,33 = 410,6 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо умову $P_{\max} < 1,2R$; $410,6 \text{ кПа} < 1,2 \cdot 454 = 544,8 \text{ кПа.}$

Умова виконується.

Середній тиск під підшвою фундаменту:

$$P_{\text{ср}} = N / (b \cdot l) + \gamma_{mt} \cdot d = 516,6 / 1,4 + 20 \cdot 1,7 = 403 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо умову $P_{\text{ср}} < R$; $403 \text{ кПа} < 454 \text{ кПа.}$

Умова виконується.

Мінімальний тиск під підшвою фундаменту:

$$P_{\min} = N / (b \cdot l) + \gamma_{mt} \cdot d - M / W = 395,4 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо умову $P_{\min} > 0$, $395,4 \text{ кПа} > 0$.

Умова виконується.

Розрахунок осідання фундаменту під зовнішню стіну

Осідання фундаменту під зовнішню стіну визначається методом пошарового сумування за формулою:

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

де $\beta = 0,8$ — безрозмірний коефіцієнт; $\sigma_{zp,i}$ — додаткові напруження від

навантаження фундаменту; $\sigma_{z\gamma,i}$ — напруження від власної ваги ґрунту; h_i — товщина шару; E_i , $E_{с,i}$ — модулі деформації ґрунту.

Напруження від власної ваги ґрунту:

$$\sigma_{zg1} = 16,9 \cdot 0,3 = 5,07 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{zg2} = 5,07 + 20,2 \cdot 3,2 = 69,71 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{zg3} = 69,71 + 18,7 \cdot 3,5 = 135,16 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{zg4} = 135,16 + 18,9 \cdot 4,0 = 210,76 \text{ кН/м}^2.$$

Напруження на рівні підосви фундаменту:

$$\sigma_{zg0} = 5,07 + 20,2 \cdot 1,4 = 33,35 \text{ кН/м}^2.$$

Середній тиск під підосвою фундаменту $P_{ср} = 403 \text{ кН/м}^2$.

Товщина елементарного шару $h = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 \text{ м}$.

За результатами розрахунку осідання фундаменту становить $S = 1,7 \text{ см}$.

Допустиме значення $S_{max} = 12 \text{ см}$.

Оскільки:

$$1,7 \text{ см} < 12 \text{ см},$$

умова за деформаціями виконується.

Табл.2.1.7

N_i	$h, \text{ м}$	$Z, \text{ м}$	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b} \alpha$	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$	$\sigma_{zp,ср}$	$\zeta_{\kappa} = \frac{2 \cdot z}{B_{\kappa}}$	α_{κ}	$\sigma_{z\gamma} = \alpha_{\kappa} \cdot \sigma_{zg}$	$\sigma_{z\gamma,ср}$	$E_i, \text{ кПа}$	$S_i, \text{ м}$ $0,8 \cdot \frac{(\sigma_{zp,i,ср} - \sigma_{z\gamma,i,ср}) \cdot h_i}{E_i}$
0	0	0	0	1	403,00	0,00	1	33,35			
1	0,56	0,56	0,8	0,848	341,74	0,47	0,848	28,28	30,82	25000	0,00612
2	0,56	1,12	1,6	0,532	214,40	0,93	0,532	17,74	23,01	25000	0,00457
3	0,56	1,68	2,4	0,325	130,98	1,40	0,325	10,84	14,29	28000	0,00253
4	0,56	2,24	3,2	0,21	84,63	1,87	0,21	7,00	8,92	28000	0,00158
5	0,56	2,8	4	0,145	58,44	2,33	0,369	12,31	9,65	28000	0,00099
6	0,56	3,36	4,8	0,105	42,32	2,80	0,293	9,77	11,04	28000	0,00063
7	0,56	3,92	5,6	0,079	31,84	3,27	0,223	7,44	8,60	30000	0,00043

8	0,56	4,48	6,4	0,06 2	24,99	28,41	3,73	0,182	6,07	6,75	3000 0	0,00032
9	0,56	5,04	7,2	0,04 9	19,75	22,37	4,20	0,152	5,07	5,57	3000 0	0,00025
10	0,56	5,6	8	0,04	16,12	17,93	4,67	0,13	4,34	4,70	3000 0	0,00020

Прийняті розміри фундаменту забезпечують допустиме осідання основи.

Визначення розмірів підшви фундаменту під внутрішню стіну

Для внутрішньої несучої стіни приймаємо глибину закладання фундаменту $d = 1,7$ м.

Несучим шаром основи є пісок середньої крупності, щільний, вологий. За табличними даними ДБН попередньо приймаємо розрахунковий опір ґрунту $R_0 = 500$ кПа.

Попередню ширину підшви фундаменту визначаємо за формулою:

$$A = FV / (R_0 - \gamma_{cf} \cdot df) = 1,94 \text{ м.}$$

Попередньо приймаємо $b = 2,0$ м.

Уточнення розрахункового опору ґрунту

Усереднене значення питомої ваги ґрунтів нижче підшви фундаменту:

$$\gamma_{II} = (20,2 \cdot 1,8 + 18,7 \cdot 3,5) / (1,8 + 3,5) = 19,2 \text{ кН/м}^3.$$

Усереднене значення питомої ваги ґрунтів вище підшви фундаменту:

$$\gamma'_{II} = (16,9 \cdot 0,3 + 20,2 \cdot 1,4) / (0,3 + 1,4) = 19,6 \text{ кН/м}^3.$$

Для кута внутрішнього тертя $\varphi = 29^\circ$ приймаємо $M_\gamma = 1,06$; $M_q = 5,25$; $M_c = 7,67$.

Глибина підвалу $db = 1,1$ м.

Приведена глибина закладання фундаменту:

$$d_1 = 1,7 + 0,2 \cdot 20 / 19,6 = 1,9 \text{ м.}$$

Розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту $c_{II} = 1$ кПа.

Для ширини фундаменту $b = 2,0$ м розрахунковий опір основи становить:

$$R_1 = (1,4 \cdot 1) / 1 \cdot [1,06 \cdot 1 \cdot 2,0 \cdot 19,2 + 5,25 \cdot 1,9 \cdot 19,7 + (5,25 - 1) \cdot 1,1 \cdot 19,6 + 7,67 \cdot 1] = 471,1 \text{ кПа.}$$

Уточнюємо необхідну ширину підшви:

$$A = 901,7 / (471,1 - 1,7 \cdot 20) = 2,06 \text{ м.}$$

Приймаємо $b = 2,2 \text{ м.}$

Повторно визначаємо розрахунковий опір для прийнятої ширини $b = 2,2 \text{ м.}$

$$R_2 = (1,4 \cdot 1) / 1 \cdot [1,06 \cdot 1 \cdot 2,2 \cdot 19,2 + 5,25 \cdot 1,9 \cdot 19,7 + (5,25 - 1) \cdot 1,1 \cdot 19,6 + 7,67 \cdot 1] = 476,8 \text{ кПа.}$$

Уточнена ширина фундаменту:

$$A = 901,7 / (476,8 - 1,7 \cdot 20) = 2,03 \text{ м.}$$

Оскільки отримане значення менше прийнятої ширини, остаточно приймаємо $b = 2,2 \text{ м.}$

Перевірка тиску під подошвою фундаменту

Момент опору подошви фундаменту на 1 пог. м:

$$W = b^2 \cdot 1 / 6 = 2,2^2 / 6 = 0,8 \text{ м}^3.$$

Максимальний тиск під подошвою:

$$P_{\max} = N / b + \gamma_{mt} \cdot d + M / W;$$

$$P_{\max} = 901,7 / 2,2 + 20 \cdot 1,7 + 2,5 / 0,8 = 447 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо умову $P_{\max} < 1,2R$; $447 \text{ кПа} < 1,2 \cdot 476,8 = 572,2 \text{ кПа.}$

Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$P_{\text{ср}} = N / b + \gamma_{mt} \cdot d = 901,7 / 2,2 + 20 \cdot 1,7 = 443,9 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо умову $P_{\text{ср}} < R$; $443,9 \text{ кПа} < 476,8 \text{ кПа.}$

Мінімальний тиск під подошвою:

$$P_{\min} = N / b + \gamma_{mt} \cdot d - M / W = 901,7 / 2,2 + 20 \cdot 1,7 - 2,5 / 0,8 = 440,7 \text{ кПа.}$$

Оскільки $P_{\min} > 0$, відрив подошви фундаменту від ґрунтової основи не виникає.

Розрахунок осідання фундаменту під внутрішню стіну

Напруження від власної ваги ґрунту:

$$\sigma_{zg1} = 16,9 \cdot 0,3 = 5,07 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{zg2} = 5,07 + 20,2 \cdot 3,2 = 69,71 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{zg3} = 69,71 + 18,7 \cdot 3,5 = 135,16 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{zg4} = 135,16 + 18,9 \cdot 4,0 = 210,76 \text{ кН/м}^2.$$

Напруження на рівні подошви фундаменту:

$$\sigma_{zg0} = 5,07 + 20,2 \cdot 1,4 = 33,35 \text{ кН/м}^2.$$

Середній тиск під подошвою фундаменту становить $R_{cp} = 443,9 \text{ кН/м}^2$.

Товщина елементарного шару $h = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 2,2 = 0,88 \text{ м}$.

Табл.2.1.8

z_i	$h, \text{ м}$	$Z, \text{ м}$	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b} \alpha$	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ 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	$S_i, \text{ м}$ $0,8 \cdot \frac{(\sigma_{zp, i, cp} - \sigma_{zy, i, cp}) \cdot h_i}{E_i}$
0	0	0	0	1	443,90	0,00	1	33,35			
1	0,88	0,88	0,8	0,848	376,43	410,16	0,55	0,848	28,28	30,82	25000 0,01068
2	0,88	1,76	1,6	0,532	236,15	306,29	1,10	0,532	17,74	23,01	25000 0,00798
3	0,88	2,64	2,4	0,325	144,27	190,21	1,65	0,325	10,84	14,29	28000 0,00442
4	0,88	3,52	3,2	0,21	93,22	118,74	2,20	0,21	7,00	8,92	28000 0,00276
5	0,88	4,4	4	0,145	64,37	78,79	2,75	0,369	12,31	9,65	28000 0,00174
6	0,88	5,28	4,8	0,105	46,61	55,49	3,30	0,293	9,77	11,04	28000 0,00112
7	0,88	6,16	5,6	0,079	35,07	40,84	3,85	0,223	7,44	8,60	30000 0,00076
8	0,88	7,04	6,4	0,062	27,52	31,29	4,40	0,182	6,07	6,75	30000 0,00058
9	0,88	7,92	7,2	0,049	21,75	24,64	4,95	0,152	5,07	5,57	30000 0,00045
10	0,88	8,8	8	0,04	17,76	19,75	5,50	0,13	4,34	4,70	30000 0,00035

За результатами розрахунку осідання фундаменту під внутрішню стіну становить $S = 3,0 \text{ см}$. Допустиме значення осідання $S_{max} = 12 \text{ см}$.

Оскільки $3,0 \text{ см} < 12 \text{ см}$, умова за абсолютним осіданням виконується.

Відносна різниця осідань фундаментів:

$$\Delta S / L = (0,030 - 0,017) / 6,4 = 0,00203.$$

Порівнюємо з допустимим значенням $0,00203 < 0,005$. Умови виконуються.

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкта

Проектування збірного перекриття з багатопустотних попередньо напружених плит.

Розрахунок надземної частини будівлі виконується для об'єкта, розташованого в м. Харків. Будівля має 9 поверхів, висота одного поверху становить $H = 2,8$ м. Кількість поверхів - 9.

Розміри будівлі в плані довжина — 32,12 м; ширина — 16,20 м.

Для розрахунку перекриття приймається тип навантаження — 8. Значення навантажень на перекриття приймаються такими:

- 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 робочу попередньо напружену арматуру приймаємо арматуру класу А600С.

Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами першої групи

Для перекриття приймається збірна багатопустотна попередньо напружена плита марки ПК 64.15-8А600. Номінальна ширина плити становить 1,5 м, геометричні розміри $6380 \times 1490 \times 220$ мм.

Плита має 7 круглих пустот і виготовляється з електротермічним натягуванням арматури на упори. Такий спосіб попереднього напруження дозволяє підвищити несучу здатність, жорсткість і тріщиностійкість плити.

Для плити приймається важкий бетон класу С16/20 з такими характеристиками:

- $f_{cd} = 11,5$ МПа — розрахункова міцність бетону на стиск;
- $k = 0,82$ — коефіцієнт прямокутної частини білінійної епюри напружень;
- $\beta = 0,457$ — коефіцієнт положення центра ваги епюри напружень;
- $\omega_s = 0,91$ — коефіцієнт повноти білінійної епюри напружень;
- $E_s = 27000$ МПа — модуль пружності бетону;

- $\varepsilon_{s3,cd} = 0,58 \text{ ‰}$;
- $\varepsilon_{cu3,cd} = 3,23 \text{ ‰}$.

Для попередньо напруженої арматури класу А600С приймаються такі характеристики:

- $f_{rk} = 630 \text{ МПа}$ — розрахункове значення опору арматури на розтяг для граничних станів другої групи;
- $f_{p0,1k} = 575 \text{ МПа}$ — характеристичне значення умовної межі текучості;
- $E_p = 190000 \text{ МПа}$ — модуль пружності попередньо напруженої арматури
- $\varepsilon_{uk} = 0,02$.

Розрахункове значення опору розтягу арматури визначається за формулою
 $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 479,17 \text{ МПа}$.

Збір навантажень та визначення зусиль

Плита перекриття працює як однопролітний вільно опертий елемент. Розрахунковий проліт приймається як відстань між серединами опорних ділянок. При довжині плити 6380 мм і глибині спирання 120 мм розрахунковий проліт становить $l_0 = 6380 - 120 = 6260 \text{ мм} = 6,26 \text{ м}$.

Навантаження на перекриття переводяться у погонні з урахуванням номінальної ширини плити $b = 1,5 \text{ м}$:

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

Згинальний момент для вільно опертої плити визначається за формулою $M = q \cdot l_0^2 / 8$.

Поперечна сила визначається за формулою $V = q \cdot l_0 / 2$.

Зусилля від повного розрахункового навантаження

$$M_{Ed} = 16,95 \cdot 6,26^2 / 8 = 83,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$V_{Ed} = 16,95 \cdot 6,26 / 2 = 53,0 \text{ кН}.$$

Зусилля від повного нормативного навантаження

$$M_n = 14,55 \cdot 6,26^2 / 8 = 71,30 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$V_n = 14,55 \cdot 6,26 / 2 = 45,54 \text{ кН}.$$

Зусилля від постійного та тривалого навантаження

$$M_l = 13,05 \cdot 6,26^2 / 8 = 63,93 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$V_l = 13,05 \cdot 6,26 / 2 = 40,85 \text{ кН}.$$

Зусилля від короткочасного навантаження

$$M_{sh} = 1,50 \cdot 6,26^2 / 8 = 7,35 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$V_{sh} = 1,50 \cdot 6,26 / 2 = 4,70 \text{ кН}.$$

Таким чином, для подальшого розрахунку багатопустотної попередньо напруженої плити ПК 64.15-8А600 за граничними станами першої групи приймаються максимальні розрахункові зусилля $M_{Ed} = 83,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $V_{Ed} = 53,0 \text{ кН}$.

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до повздовжньої осі

Для розрахунку багатопустотної попередньо напруженої плити її поперечний переріз приводимо до еквівалентного таврового перерізу. Загальна висота плити становить $h = 220 \text{ мм}$.

Ефективна ширина стиснутої полиці з урахуванням підрізок приймається $b_{eff} = 1460 \text{ мм}$.

Ширина ребра розрахункового перерізу визначається як сумарна товщина всіх ребер плити $b_w = b_{eff} - 7 \cdot 159 = 347 \text{ мм}$,

де 7 — кількість круглих пустот у плиті; 159 мм — діаметр однієї пустоти.

На рисунку 3.1.2 наведена розрахункова схема плити ПК 60.15-8А1000.

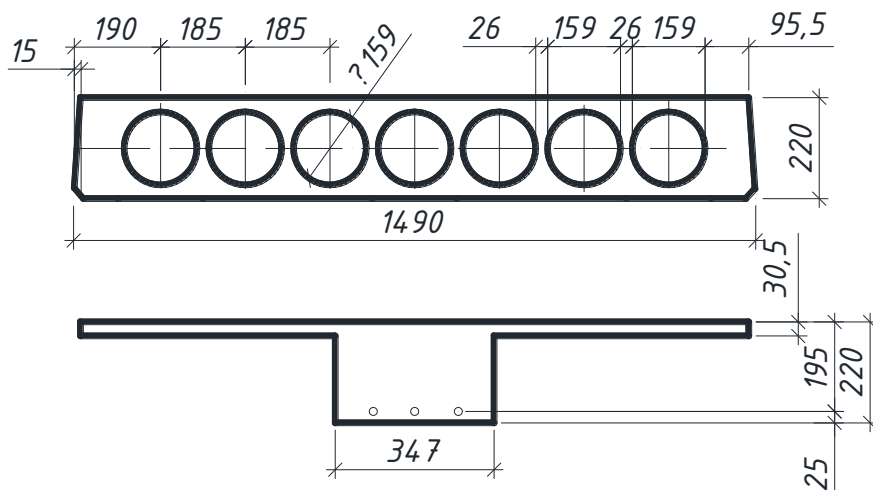


Рисунок 2.2.1 – Розрахунковий переріз плити

Висота стиснутої полиці:

$$hf^* = (h - 159) / 2 = (220 - 159) / 2 = 30,5 \text{ мм.}$$

Робоча висота перерізу при $a = 25$ мм:

$$d = h - a = 220 - 25 = 195 \text{ мм.}$$

Визначаємо відносну висоту стиснутої полиці:

$$\xi_f = hf^* / d = 30,5 / 195 = 0,1564.$$

Відносний момент полиці:

$$\alpha_{mf} = \omega_c \cdot \xi_f \cdot (1 - \beta \cdot \xi_f) = 0,91 \cdot 0,1564 \cdot (1 - 0,457 \cdot 0,156) = 0,132.$$

Момент, який сприймає стиснута полиця:

$$MR_{df} = \alpha_{mf} \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2 = 84,27 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Порівнюємо з розрахунковим моментом:

$$M_{ed} = 83,0 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Оскільки $MR_{df} = 84,27 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{ed} = 83,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$, нейтральна вісь проходить у межах полиці. Тому подальший розрахунок виконуємо як для прямокутного перерізу шириною $b = 1460$ мм.

Визначаємо область деформування:

$$\varepsilon_{ud} = \varepsilon_{uk} \cdot 0,9 = 0,02 \cdot 0,9 = 0,018 = 18 \text{ ‰};$$

$$\xi_a = 0,58 / (0,58 + 18) = 0,031;$$

$$\xi_b = 3,23 / (3,23 + 18) = 0,152;$$

$$\varepsilon_{so} = f_{pd} / E_p = 479,17 / 190000 = 2,5 \text{ ‰};$$

$$\xi_{lim} = 3,23 / (3,23 + 2,5) = 0,564.$$

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

Відносний згинальний момент:

$$\alpha_m = M_{ed} / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 0,13.$$

Відносне плече внутрішньої пари сил:

$$\eta = 0,5 + \sqrt{[0,25 - (2 \cdot \beta \cdot \alpha_m) / (1 + k)]} = 0,5 + \sqrt{[0,25 - (2 \cdot 0,457 \cdot 0,13) / (1 + 0,82)]} = 0,9298.$$

Плече внутрішньої пари сил:

$$z_c = \eta \cdot d = 0,9298 \cdot 195 = 181,3 \text{ мм.}$$

Необхідна площа робочої арматури:

$$A_{st} = M_{ed} / (f_{yd} \cdot z_c) = 955,37 \text{ мм}^2.$$

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = d \cdot (1 - \eta) / \beta = 195 \cdot (1 - 0,9298) / 0,457 = 29,95 \text{ мм.}$$

Деформації розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{cu3,cd} \cdot (d - x) / x = 3,23 \cdot (195 - 29,95) / 29,95 = 17,8 \text{ ‰.}$$

За результатами розрахунку приймаємо робочу арматуру:

8Ø14 A600,

$$A_{st} = 1230,88 \text{ мм}^2.$$

Оскільки $A_{st, \text{прийн}} = 1230,88 \text{ мм}^2 > A_{st, \text{потр}} = 955,37 \text{ мм}^2$, міцність нормального перерізу плити забезпечена.

Розрахунок міцності похилих перерізів плити

Для перевірки міцності похилих перерізів приймається поперечна арматура класу А240С з такими характеристиками: $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$; $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$. Кількість поперечних стержнів у каркасі 4.

Поперечну силу, яку може сприйняти елемент без розрахункового поперечного армування, визначаємо за формулою:

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

де $\gamma_c = 1,3$.

Коефіцієнт k :

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

Оскільки $k > 2$, приймаємо:

$$k = 2.$$

Коефіцієнт поздовжнього армування:

$$\rho_l = A_{st} / (b_w \cdot d) = 1230,88 / (347 \cdot 195) = 0,0182.$$

Площа бетонного перерізу:

$$A_c = b_w \cdot h = 347 \cdot 220 = 76340 \text{ мм}^2.$$

Середнє стискальне напруження в бетоні від попереднього напруження:

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

Граничне значення:

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

Максимальне напруження в попередньо напруженій арматурі приймається як менше з двох значень:

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

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

Приймаємо $\sigma_{r, \text{max}} = 504 \text{ МПа}$.

Сила попереднього напруження:

$$P_{\text{max}} = N_{ed} = 504 \cdot 1230,88 = 620363,52 \text{ Н} = 620,364 \text{ кН}.$$

Тоді:

$$\sigma_{\text{ср}} = 620363,52 / 76340 = 8,13 \text{ МПа.}$$

Оскільки $\sigma_{\text{ср}} = 8,13 \text{ МПа} > 2,30 \text{ МПа}$, для подальшого розрахунку приймаємо обмежене значення $\sigma_{\text{ср}} = 2,30 \text{ МПа}$.

Поперечна сила, яку може сприйняти бетон без поперечного армування, за наведеним розрахунком становить:

$$V_{\text{Rd,c}} = 50,435 \text{ кН.}$$

Мінімальне значення поперечної сили:

$$V_{\text{min}} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{\text{ck}}^{1/2} = 0,39 \text{ Н/мм}^2.$$

Тоді:

$$V_{\text{Rd,min}} = (0,39 + 0,15 \cdot 2,3) \cdot 347 \cdot 195 = 49734 \text{ Н} = 49,734 \text{ кН.}$$

Порівнюємо значення:

$$V_{\text{Rd,c}} = 50,435 \text{ кН} > V_{\text{Rd,min}} = 49,734 \text{ кН.}$$

Отже, несуча здатність похилого перерізу забезпечується. Розрахункове поперечне армування для плити не потрібне. За конструктивними вимогами поперечна арматура може встановлюватися у складі каркасів.

Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничним станом другої групи

Розрахунок ширини розкриття тріщин нормального перерізу

Перевірку тріщиностійкості багатопустотної попередньо напруженої плити виконуємо за граничними станами другої групи. Для попередньої оцінки визначаємо відносну висоту стиснутої зони:

$$\xi = X / h = A_{\text{st}} \cdot f_{\text{yd}} / [0,5 \cdot (1 + k) \cdot f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d] = 1230,88 \cdot 479,17 / [0,5 \cdot (1 + 0,82) \cdot 11,5 \cdot 1500 \cdot 195] = 0,193.$$

Тоді висота стиснутої зони становить:

$$X = \xi \cdot h = 0,193 \cdot 220 = 42,39 \text{ мм.}$$

Площа бетону в розтягнутій зоні:

$$A_{\text{ct}} = (h - x) \cdot b;$$

$$A_{\text{ct}} = (220 - 42,39) \cdot 1500 = 266415 \text{ мм}^2 = 0,266 \text{ м}^2.$$

Мінімальна площа армування визначається за формулою:

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

де $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 1,9$ МПа; $k_c = 1$; $k = 1$; $\sigma_s = f_{yk} = 630$ МПа.

Тоді:

$$A_{s,min} = (1 \cdot 1 \cdot 1,9 \cdot 0,266) / 630 = 0,00080 \text{ м}^2.$$

Фактична площа прийнятої арматури:

$$A_s = 0,001233 \text{ м}^2.$$

Оскільки $A_{s,min} = 0,00080 \text{ м}^2 < A_s = 0,001233 \text{ м}^2$, мінімальна площа армування забезпечена.

Визначення ширини розкриття тріщин

Розрахунок виконується для плити довжиною 5980 мм з перерізом:

- $b = 1500$ мм;
- $h = 220$ мм.

Бетон прийнято класу C16/20:

- $E_{cm} = 27 \cdot 10^3$ МПа;
- $f_{cd} = 11,5$ МПа;
- $f_{ck} = 16$ МПа.

Поздовжня арматура класу A600: $E_p = 19 \cdot 10^4$ МПа.

Захисний шар бетону $c = 20$ мм.

Робоча висота перерізу $d = 195$ мм.

Ширину розкриття тріщин визначаємо при дії згинального моменту $M_p = 71,30$ кН·м.

Висоту стиснутої зони за деформаційною методикою приймаємо $X / h = 0,45$.

Тоді $X = 0,45 \cdot 220 = 99$ мм.

Напруження в арматурі:

$$\sigma_s = 0,71 \cdot 630 = 447,3 \text{ МПа}.$$

Коефіцієнт приведення арматури до бетону:

$$\alpha_e = E_p / E_{cm} = 7,037.$$

Ефективну висоту розтягнутої зони приймаємо як найменше з трьох

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 $h_{c,eff} = 40,33 \text{ мм}$.

Ефективна площа розтягнутого бетону:

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

Ефективний коефіцієнт армування:

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0,02055.$$

Для довготривалого навантаження приймаємо $k_t = 0,4$.

Різниця середніх деформацій арматури та бетону:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = [\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})] / E_p = [447,3 - 0,4 \cdot 1,9 / 0,02055 \cdot (1 + 7,037 \cdot 0,02055)] / (19 \cdot 10^4) = 0,0021.$$

Контрольне мінімальне значення:

$$0,6 \cdot \sigma_s / E_s = 0,6 \cdot 447,3 / (19 \cdot 10^4) = 0,0014.$$

Оскільки $0,0021 > 0,0014$, для подальшого розрахунку приймаємо $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = 0,0021$.

Визначення максимального кроку тріщин

Перевіряємо умову близького розташування арматури:

$$- s \leq 5 \cdot (c + \emptyset / 2);$$

$$- s \leq 5 \cdot (20 + 14 / 2) = 135 \text{ мм}.$$

Максимальний крок тріщин визначається за формулою:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + (k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset) / \rho_{p,eff} = 3,4 \cdot 20 + (0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 14) / 0,02055 = 183,82 \text{ мм}.$$

Ширина розкриття тріщин

Ширина розкриття тріщин визначається за формулою:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 0,386 \text{ мм}.$$

Допустима ширина розкриття тріщин для класу умов експлуатації X0:

$$w_{k,lim} = 0,4 \text{ мм}.$$

Перевіряємо умову $w_k < w_{k,lim}$; $0,386 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}$.

Отже, умова тріщиностійкості виконується. Прийняте армування 8Ø14 А600 забезпечує допустиму ширину розкриття тріщин у нормальному перерізі багатопустотної плити.

Розрахунок плити за деформаціями

Перевірка плити за деформаціями виконується з метою встановлення відповідності фактичного прогину допустимому значенню.

Граничне співвідношення прольоту до робочої висоти перерізу визначається залежно від співвідношення фактичного коефіцієнта армування ρ та довідкового значення ρ_0 .

Довідковий коефіцієнт армування:

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

Фактичний коефіцієнт армування розтягнутої зони:

$$\rho = A_s / (b \cdot d) = 1230,88 / (1500 \cdot 195) = 0,0042.$$

Оскільки $\rho = 0,0042 > \rho_0 = 0,0039$, граничне співвідношення l/d визначається за формулою $l/d = k \cdot [11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \rho / (\rho - \rho_0) + 1/12 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{(\rho' / \rho_0)}]$,

де $k = 1$ — коефіцієнт, що враховує конструктивну схему елемента;

$f_{ck} = 15$ МПа;

ρ — фактичний коефіцієнт армування;

ρ_0 — довідковий коефіцієнт армування;

ρ' — коефіцієнт армування стиснутої зони.

Фактичне співвідношення прольоту до робочої висоти становить:

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

У початковому розрахунку для перевірки було прийнято скориговане граничне значення:

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

Порівняння показує $l/d = 30,67 > 14,5$.

Отже, за прийнятим підходом співвідношення прольоту до робочої висоти перевищує граничне значення, тому необхідно виконати пряму перевірку прогину плити.

Перевірку прогину виконуємо при дії згинального моменту $M = 72,76$ кН·м.

Кривина перерізу, визначена за деформаційною методикою для розрахунку за граничними станами другої групи, становить $1 / r = 0,0049$ 1/м.

Прогин плити визначаємо за формулою:

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

де $k_m = 5 / 48$ — коефіцієнт для вільно опертої балки;

$l = 5,98$ м — проліт плити.

Тоді:

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

Допустиме значення прогину:

$$f_u = l / 150 = 0,040 \text{ м.}$$

Перевіряємо умову $f < f_u$; $0,018 \text{ м} < 0,040 \text{ м}$.

Розрахунок збірної залізобетонної плити сходової клітки

Розраховується ребриста майданчикова плита сходової клітки для двомаршових сходів. Приймається збірна залізобетонна плита марки 2ЛП 22.15-4-К.

Основні параметри плити: марка плити — 2ЛП 22.15-4-К; клас бетону — С12/15; витрата бетону — $0,368 \text{ м}^3$; маса плити — 1075 кг ; ширина плити — 1500 мм ; довжина плити — 2800 мм ; товщина полиці — 60 мм .

Тимчасове нормативне навантаження на сходову площадку приймається $p_n = 3,0 \text{ кН/м}^2$. Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,2$.

Для армування приймаються такі матеріали:

- бетон важкий класу С12/15;
- арматура каркасів — сталь класу А240С;
- арматурні сітки — сталь класу Вр-1.

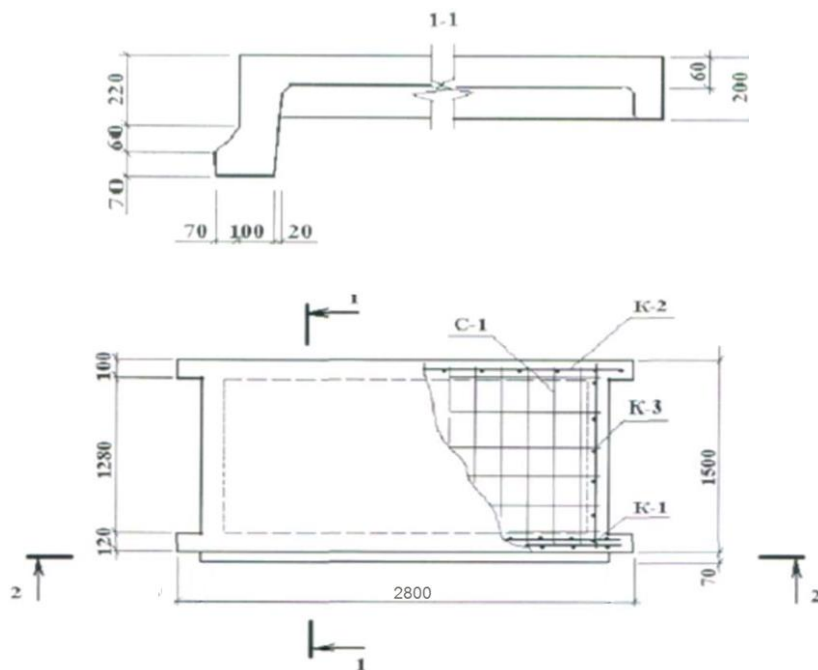


Рис. 2.2.3 Армування майданчикової плити

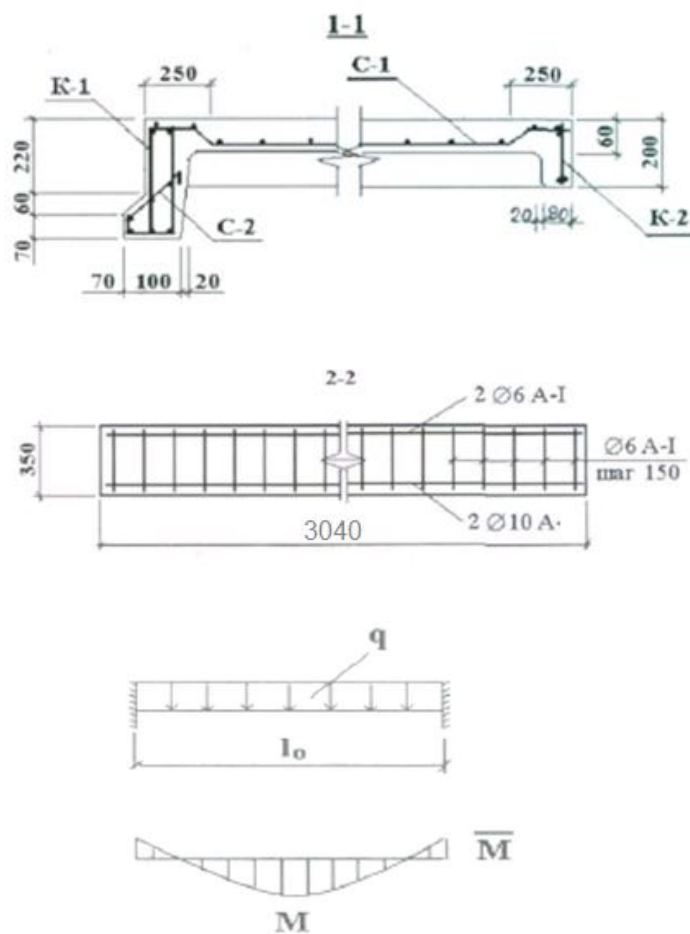


Рис. 2.2.4 Армування лобового ребра

Збір навантажень

Власна нормативна вага полиці плити при товщині $h'f = 60$ мм становить:

$$q_H = 0,06 \cdot 25000 = 1500 \text{ Н/м}^2 = 1,50 \text{ кН/м}^2.$$

$$\text{Розрахункова вага плити } q = 1500 \cdot 1,1 = 1650 \text{ Н/м}^2 = 1,65 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункова вага лобового ребра без урахування ваги полиці:

$$q = (0,29 \cdot 0,11 + 0,07 \cdot 0,07) \cdot 1 \cdot 25000 \cdot 1,1 = 1012 \text{ Н/м} = 1,012 \text{ кН/м}.$$

Розрахункова вага крайнього пристінного ребра визначається з урахуванням його геометричних розмірів та питомої ваги залізобетону.

Тимчасове розрахункове навантаження:

$$p = 3,0 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ кН/м}^2.$$

Під час розрахунку майданчикової плити окремо розглядають такі елементи:

- полицю плити, яка працює як балковий елемент із частковим защемленням у ребрах;
- лобове ребро, на яке передаються навантаження від сходових маршів;
- пристінне ребро, що сприймає навантаження від половини прольоту полиці плити.

Розрахунок полиці плити

Полиця ребристої плити за відсутності поперечних ребер розраховується як балковий елемент із частковим защемленням на опорах.

Розрахунковий проліт полиці приймається рівним відстані між ребрами $l = 1,28$ м.

Повне розрахункове навантаження на полицю:

$$q = 1,65 + 3,6 = 5,25 \text{ кН/м}^2 = 5250 \text{ Н/м}^2.$$

З урахуванням можливого утворення пластичного шарніра згинальний момент у прольоті та на опорі визначається за формулою:

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

Характеристики матеріалів

Для бетону класу C12/15 приймаємо:

розрахункова міцність бетону на стиск: $f_{cd} = 8,5$ МПа;

відносна деформація бетону $\varepsilon_{3,cd} = 0,00052$;

гранична відносна деформація бетону $\varepsilon_{cu3,cd} = 0,00333$;

модуль пружності бетону $E_{cd} = 16,3 \text{ ГПа} = 16300 \text{ МПа}$.

Для арматури класу Вр-1 $f_{yk} = 375 \text{ МПа}$;

$\gamma_s = 1,2$;

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

$E_s = 170000 \text{ МПа}$;

$\varepsilon_{yd} = 312,5 / 170000 = 0,001838 = 1,83 \text{ ‰}$;

$\varepsilon_{uk} = 0,025 = 25 \text{ ‰}$.

Для арматури класу А240С:

$f_{yk} = 240 \text{ МПа}$;

$\gamma_s = 1,05$;

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

$E_s = 210000 \text{ МПа}$;

$\varepsilon_{yd} = 228,5 / 210000 = 0,0011 = 1,1 \text{ ‰}$;

$\varepsilon_{uk} = 0,025 = 25 \text{ ‰}$.

Визначення робочого перерізу полиці

Розрахунок виконується для смуги плити шириною $b = 1,0 \text{ м} = 1000 \text{ мм}$.

Товщина полиці $h = 60 \text{ мм}$.

Відстань від нижньої грані перерізу до осі розтягнутої арматури приймається $a = 20 \text{ мм}$.

Робоча висота перерізу:

$d = h - a = 60 - 20 = 40 \text{ мм}$.

Захисний шар бетону орієнтовно становить:

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

де d_s — орієнтовний діаметр арматури.

Підбір армування полиці плити

За результатами розрахунку нормального перерізу встановлено, що полиця плити працює в раціональній області деформування 1b. Це означає, що переріз має достатню ефективність роботи бетону в стиснутій зоні та арматури в

розтягнутій зоні.

Після визначення відносної висоти стиснутої зони, плеча внутрішньої пари сил і необхідної площі розтягнутої арматури виконується перевірка деформацій бетону та арматури. Умова міцності перерізу виконується.

Додатково перевіряється мінімальна та максимальна площа армування. Прийнята площа арматури повинна бути не меншою за мінімально допустиму та не перевищувати максимально допустиме значення.

За сортаментом для сітки С-1 приймається робоча поздовжня арматура на 1 м ширини плити 5Ø3 Вр-1, з кроком 200 мм.

Площа прийнятої робочої арматури $A_{st} = 37 \text{ мм}^2$.

У поперечному напрямку конструктивно приймається розподільна арматура Ø3 Вр-1 з кроком 200 мм.

Розрахунок лобового ребра

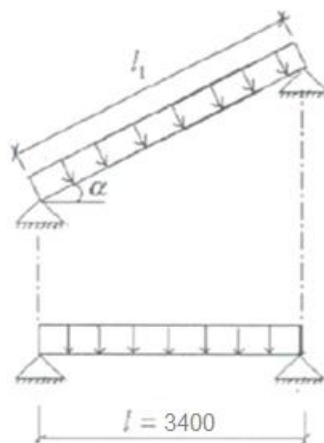


Рис. 2.1.5 Розрахункова схема

Розрахунок лобового ребра майданчикової плити

На лобове ребро майданчикової плити передаються такі навантаження:

- постійне та тимчасове рівномірно розподілене навантаження від половини прольоту полиці плити;
- власна вага лобового ребра;
- рівномірно розподілене навантаження від реакції сходових маршів, яке прикладене до виступу лобового ребра та викликає його згин.

Власна вага типових сходових маршів за каталогом приймається $q_n = 3,6$

кН/м² на горизонтальну проєкцію маршу.

Тимчасове нормативне навантаження для сходів громадської будівлі становить $p_n = 3,0$ кН/м².

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

Довготривале тимчасове навантаження приймається $p_{n,ld} = 1,0$ кН/м².

Розрахунковий переріз лобового ребра приймається тавровим, оскільки полиця плити розташована у стиснутій зоні та бере участь у сприйнятті згинального моменту. Ефективна ширина полиці визначається відповідно до конструктивних розмірів плити та умов роботи перерізу.

Згинальний момент у середині прольоту лобового ребра становить $M_{Ed} = 7,550$ кН·м.

Положення нейтральної осі перевіряється за умовою її проходження в межах стиснутої полиці. Оскільки умова виконується, подальший розрахунок лобового ребра виконується як для прямокутного перерізу з урахуванням ефективної ширини стиснутої полиці.

Визначаємо фактичне значення відносного згинального моменту:

$$\alpha_m = M_{Ed} / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 7,550 \cdot 10^6 / (8,5 \cdot 480 \cdot 315^2) = 0,017.$$

Отримане значення свідчить, що переріз працює в раціональній області деформування Іb. Тому розрахунок виконується за деформаційною методикою.

За результатами розрахунку відносна деформація верхніх стиснутих фібр бетону становить $\epsilon_{sc}(1) = 0,28$ ‰.

Далі визначається коефіцієнт k :

$$k = (\epsilon_{sc}(1) - \epsilon_{3,cd}) / \epsilon_{sc}(1) = (0,280 - 0,520) / 0,280 = -0,850.$$

Відповідне значення коефіцієнта $\beta = 0,640$.

Відносне плече внутрішньої пари сил $\eta = 0,853$.

Висота стиснутої зони бетону:

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

Для контролю правильності розрахунку визначаються деформації розтягнутої арматури. Отримані значення підтверджують коректність прийнятої розрахункової схеми та роботи перерізу.

Плече внутрішньої пари сил становить:

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

Необхідна площа розтягнутої арматури визначається за формулою:

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

За сортаментом приймаємо робочу арматуру лобового ребра 2Ø10 A240C.

$$\text{Фактична площа прийнятої арматури } A_{st} = 157 \text{ мм}^2 = 1,57 \text{ см}^2.$$

Оскільки фактична площа арматури перевищує розрахунково необхідну, міцність нормального перерізу лобового ребра забезпечена.

$$\text{Відсоток армування становить } \mu = (A_s / b \cdot h_0) \cdot 100 \% = 0,41 \ \%.$$

Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі

Розрахунок похилих перерізів виконується для опорної ділянки А, де виникає найбільша поперечна сила. Метою розрахунку є перевірка несучої здатності лобового ребра за поперечною силою та визначення необхідності встановлення розрахункового поперечного армування.

Для розрахунку приймаються такі вихідні дані: клас бетону — С12/15; розрахункова міцність бетону на стиск — $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$; робоча висота перерізу — $d = 315 \text{ мм}$; найменша ширина перерізу в розтягнутій зоні — $b_w = 120 \text{ мм}$; площа розтягнутої робочої арматури — $A_s = 157 \text{ мм}^2$. Поперечна арматура приймається зі сталі класу А240С з розрахунковим опором хомутів на зріз $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$. Максимальна поперечна сила на опорі становить:

$$V_{Ed} = 8,93 \text{ кН} = 8930 \text{ Н.}$$

Сумарна інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження приймається:

$$q = 5,87 \text{ кН/м.}$$

Спочатку визначаємо поперечну силу, яку може сприйняти бетонний елемент без розрахункового поперечного армування. За результатами розрахунку мінімальна поперечна сила, що сприймається елементом без поперечної арматури, становить:

$$V_{Rd,min} = 12402 \text{ Н} = 12,4 \text{ кН.}$$

Розрахункова поперечна сила, яку може сприйняти бетон без встановлення

поперечного армування, дорівнює:

$$VR_{d,c} = 23570 \text{ Н} = 23,57 \text{ кН.}$$

Перевіряємо умову міцності похилого перерізу:

$$V_{Ed} \leq VR_{d,c};$$

$$8,93 \text{ кН} < 23,57 \text{ кН.}$$

Умова виконується, отже, несучої здатності бетонного перерізу достатньо для сприйняття поперечної сили. Розрахункове поперечне армування не потрібне.

Додатково перевіряється міцність за стиснутою похилою смугою біля опори. Несуча здатність стиснутої похилої смуги становить:

$$VR_{d,max} = 130,5 \text{ кН.}$$

Перевіряємо умову:

$$V_{Ed} \leq VR_{d,max};$$

$$8,93 \text{ кН} < 130,5 \text{ кН.}$$

Отже, міцність стиснутої похилої смуги також забезпечена.

За результатами розрахунку лобове ребро майданчикової плити має достатню несучу здатність за похилими перерізами. Поперечну арматуру приймаємо конструктивно: хомути Ø6 A240C з кроком 150 мм.

3. Технологічні рішення та організація будівництва

Технологічна карта розроблена на виконання комплексу робіт із влаштування стрічкових фундаментів під 9-поверховий цегляний житловий будинок, що проектується в місті Харкові. Документ призначений для використання під час організації та виконання будівельно-монтажних робіт на об'єкті нового будівництва, а також може застосовуватись як типовий організаційно-технологічний матеріал для аналогічних житлових будівель.

Технологічна карта є комплексним організаційно-технологічним документом, у якому визначено раціональну послідовність виконання процесів, склад виконавців, потребу в машинах і механізмах, вимоги до якості робіт, заходи з охорони праці, пожежної безпеки та охорони навколишнього середовища. Розроблення карти здійснюється відповідно до вимог чинних нормативних документів, а також нормативних актів з охорони праці.

Стрічкові фундаменти застосовуються як несуча підземна конструкція будівлі для передавання навантажень від зовнішніх і внутрішніх несучих стін на основу. Їх улаштування доцільне для житлових будинків із цегляними або великоблочними стінами за наявності достатньої несучої здатності ґрунтів та відносно рівномірних інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.

Технологічна карта поширюється на виконання робіт у нормальних кліматичних умовах, а також може бути адаптована для виконання робіт у зимовий період за умови додаткового врахування вимог щодо бетонування та монтажу при від'ємних температурах відповідно до чинних будівельних норм.

До складу робіт, що розглядаються в технологічній карті, входять такі основні етапи:

1. Підготовчі роботи

приймання та підготовка будівельного майданчика;

геодезичне винесення осей будівлі та закріплення розбивочної основи;

улаштування тимчасових під'їзних шляхів;

організація місць складування конструкцій, матеріалів та інвентарю;

забезпечення об'єкта тимчасовим електропостачанням, освітленням і водопостачанням;

перевірка готовності машин, механізмів і вантажозахоплювальних пристроїв.

2. Основні роботи

розробка ґрунту під фундаментні траншеї або котлован;

підготовка основи під фундаменти;

улаштування піщаної або бетонної підготовки;

подача, стропування та монтаж фундаментних блоків і плит-подушок (за збірного варіанту);

встановлення опалубки, армування та бетонування (за монолітного варіанту);

геодезична перевірка положення конструкцій;

герметизація та заповнення монтажних швів;

улаштування горизонтальної та вертикальної гідроізоляції фундаментів.

3. Завершальні роботи

контроль якості виконаних робіт і оформлення актів на приховані роботи;

демонтаж тимчасових пристроїв, очищення робочої зони;

зворотне засипання пазух фундаментів із пошаровим ущільненням ґрунту;

підготовка фронту робіт для подальшого зведення надземної частини будівлі;

благоустрій і приведення території до належного стану.

Застосування даної технологічної карти забезпечує підвищення продуктивності праці, скорочення строків будівництва, раціональне використання матеріально-технічних ресурсів, а також належний рівень безпеки працівників і якості будівельно-монтажних робіт.

Обсяги основних робіт описуваних в даній технологічній карті наведені в табл. 3.1.

Табл. 3.1 - Обсяги основних робіт

Найменування	шт	м ²	м ³
1	2	3	4
Влаштування піщаної підготовки	-	387	-
Монтаж фундаментних подушок	127	-	-
Влаштування горизонтальної гідроізоляції	-	112,5	-
Монтаж фундаментних блоків	336	-	-
Улаштування монолітних ділянок	-	-	5,1
Влаштування вертикальної гідроізоляції	-	151,4	-

Технологія виконання робіт

До початку монтажу збірних елементів фундаментів необхідно завершити весь комплекс підготовчих заходів, передбачених проектом виконання робіт та вимогами ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва». До таких заходів належать: завершення земляних робіт, підготовка та планування будівельного майданчика, влаштування тимчасових під'їзних шляхів, перевірка геодезичної розбивочної основи, забезпечення освітлення робочої зони, підготовка місць складування конструкцій, а також перевірка справності монтажних механізмів, вантажозахоплювальних пристроїв та інструменту.

Монтаж фундаментних подушок і фундаментних стінових блоків виконується потоковим методом із застосуванням автомобільного крана типу

КС-7471 або аналогічного за технічними характеристиками. Роботи виконує ланка у складі чотирьох працівників: машиніст крана та троє монтажників. Збірні елементи повинні бути попередньо доставлені на будівельний майданчик, прийняті за якістю та розміщені в межах радіуса дії крана з дотриманням вимог безпечного складування.

Перед монтажем усі фундаментні подушки та блоки очищають від бруду, залишків розчину, льоду чи снігу (у зимовий період), а також перевіряють відповідність маркування, геометричних розмірів і цілісність виробів. На верхніх гранях фундаментних плит, блоків та на підготовленій основі незмивною фарбою наносять осьові ризики, що визначають проєктне положення конструкцій.

Монтажний процес складається з таких основних операцій: стропування конструкції; пробний підйом; переміщення до місця встановлення; наведення в проєктне положення; вивірка за осями, відмітками та вертикальністю; остаточне встановлення; розстропування.

Для піднімання фундаментних блоків застосовують двогілкові або чотиригілкові стропи, що відповідають масі вантажу та мають чинний технічний огляд. Після подачі сигналу монтажником машиніст крана виконує пробний підйом конструкції на висоту 200–300 мм для перевірки правильності стропування, стійкості вантажу та справності механізмів. Після цього елемент підіймають на необхідну висоту та плавно переміщують до місця монтажу.

Фундаментні подушки встановлюють на попередньо підготовлену та вирівняну основу. За потреби виконується піщана підготовка або бетонна підготовка відповідно до проєкту. Укладання блоків здійснюється на шар цементно-піщаного розчину товщиною 20–30 мм. Розчин повинен рівномірно розподілятися по площині опирання, не доходячи до країв елемента приблизно на 30–40 мм для запобігання витіканню при осадженні блока.

Монтажники приймають елемент на висоті близько 300 мм над місцем укладання. Машиніст крана повільно опускає конструкцію до рівня 100–150 мм від опорної поверхні, після чого монтажники за допомогою ломиків або монтажних важелів точно орієнтують блок за ризиками та шнуром-причалкою. Після вивірки блок остаточно опускають на розчинну постіль.

Монтаж блоків стін підвалу виконують у певній технологічній послідовності. Спочатку встановлюють маякові блоки в кутах будівлі, а також у місцях перетину координатних осей. Положення маякових елементів ретельно перевіряють у плані та по висоті. Лише після цього переходять до монтажу рядових блоків між маяковими елементами.

Рядові блоки встановлюють із перев'язкою вертикальних швів відповідно до вимог проєкту. Положення нижньої грані блока орієнтують по обрізу попереднього ряду, а верхню частину — за натягнутим шнуром і геодезичними позначками. Блоки зовнішніх стін, що знаходяться нижче рівня землі, вирівнюють по внутрішній площині стіни, а ті, що розташовані вище рівня ґрунту, — по зовнішній поверхні фасаду.

Після встановлення кожного елемента перевіряють:

відповідність проєктному положенню в плані;

відмітку верху блока;

вертикальність стін;

ширину та рівномірність швів;

якість заповнення стиків.

Горизонтальні та вертикальні шви між блоками повинні бути повністю заповнені цементно-піщаним розчином та розшиті з обох боків. Незаповнені шви, перекося елементів або зміщення від осей не допускаються.

Монтаж фундаментних конструкцій дозволяється виконувати лише за умови стійких укосів котловану, відсутності води в траншеях та забезпечення

безпечного доступу працівників до робочої зони. Під час виконання робіт необхідно дотримуватися вимог ДБН В.2.1-10:2018, ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», а також правил безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів.

Після завершення монтажу фундаментів виконують контрольне геодезичне знімання, оформляють акти на приховані роботи та передають фронт робіт для подальшого зведення надземної частини будівлі.

Вибір механізмів та складання графіка виконання робіт

Таблиця 3.2 – Специфікація стропуючого обладнання

№	Найменування стропуючого обладнання	Принципова схема розмірами, мм	Вантажопідйомність, т	Маса, т	Розрахункова висота м	Призначення
1	2	3	4	5	6	7
1	Строп 4х-гілковий (4СК-3,2)		3,2	0,25	1,4	Встановлення стрічкового фундаменту
2	Строп 2х-гілковий (2СК-2,5)		2,5	0,15	1,4	Встановлення фундаментних блоків

Визначення монтажних характеристик крана

Для підбору монтажного крана необхідно визначити основні монтажні параметри: монтажну масу конструкцій, монтажну висоту підйому та монтажний виліт гака крана. Розрахунок виконується для найбільш важких і габаритних елементів, що монтуються на будівельному майданчику.

Визначення монтажної маси конструкцій

Монтажна маса визначається для кожного монтажного елемента за формулою:

$$Q_m = m_e + m_{стр} + m_o, (3.1)$$

де m_e — маса елемента, що піднімається краном, т;

$m_{стр}$ — маса стропувального пристрою, т;

m_o — маса монтажного оснащення, яке закріплюється на конструкції до її підйому, т.

Для фундаментної подушки ФЛ:

$$Q_m(ФЛ) = 2,47 + 0,25 = 2,72 \text{ т.}$$

Для фундаментного блока ФБС:

$$Q_m(ФБС) = 1,96 + 0,15 = 2,11 \text{ т.}$$

Найбільша монтажна маса становить:

$$Q_m = 2,72 \text{ т.}$$

Отже, під час вибору крана вантажопідіймальність приймається за найбільш важким елементом — фундаментною подушкою ФЛ.

Визначення монтажної висоти конструкцій

Монтажна висота визначається для кожного елемента за формулою:

$$H_m = h_o + h_e + h_z + h_{стр}, (3.2)$$

де h_o — висота опори, на яку встановлюється монтажний елемент, м;

h_e — висота елемента в монтажному положенні, м;

h_z — запас по висоті для безпечного наведення елемента, м;

$h_{стр}$ — розрахункова висота стропувального пристрою, м.

Для фундаментної подушки ФЛ:

$$H_m(ФЛ) = 0,6 + 0,3 + 1,0 + 1,4 = 3,3 \text{ м.}$$

Для фундаментного блока ФБС:

$$H_{\text{м}}(\text{ФБС}) = 1,4 + 0,6 + 1,0 + 1,4 = 4,4 \text{ м.}$$

Найбільша монтажна висота становить:

$$H_{\text{м}} = 4,4 \text{ м.}$$

Отже, при підборі крана приймається монтажна висота 4,4 м.

Визначення монтажного вильоту гака крана

Монтажний виліт гака крана визначається відповідно до прийнятої схеми монтажу та умов безпечного наближення крана до місця встановлення конструкцій.

Мінімальна відстань від осі повороту крана до крайньої грані зовнішньої стіни визначається за формулою:

$$B = R_{\text{пов}} + l_{\text{безп}}, \quad (3.3)$$

де $R_{\text{пов}}$ — радіус поворотної частини платформи крана, м;

$l_{\text{безп}}$ — безпечна відстань від виступаючої частини крана до габариту будівлі, м.

$$\text{Приймаємо } R_{\text{пов}} = 5,0 \text{ м; } l_{\text{безп}} = 0,70 \text{ м.}$$

$$\text{Тоді } B = 5,0 + 0,70 = 5,70 \text{ м.}$$

Максимальний виліт стріли крана визначається залежно від схеми монтажу, ширини будівлі та кількості елементів, які монтуються з однієї стоянки крана:

$$L_{\text{макс}} = 11,56 + 1,0 + 3,0 + 5,70 = 21,26 \text{ м.}$$

Отже, для виконання монтажних робіт необхідно прийняти кран, який забезпечує такі монтажні параметри $Q_{\text{м}} = 2,72 \text{ т}$; $H_{\text{м}} = 4,4 \text{ м}$; $L_{\text{макс}} = 21,26 \text{ м}$.

За отриманими характеристиками виконується подальший підбір монтажного крана за вантажопідймальністю, висотою підйому гака та вильотом стріли.

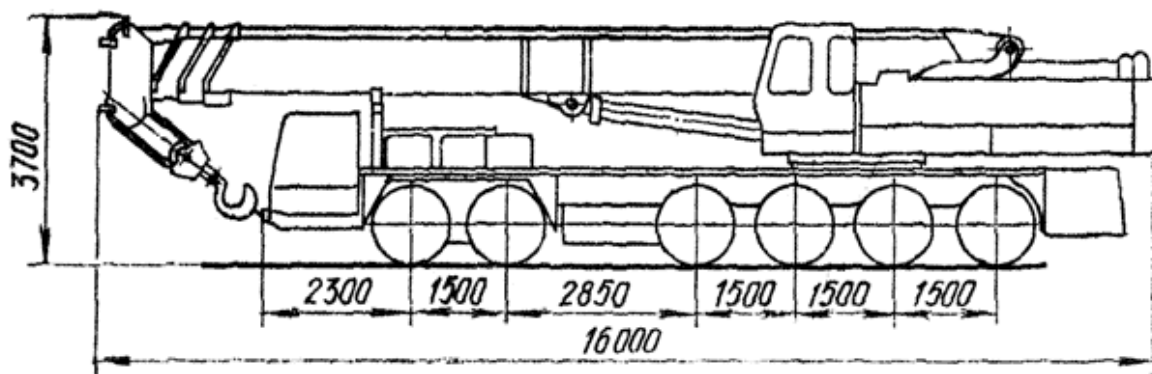


Рис. 3.1 Кран КС-7471

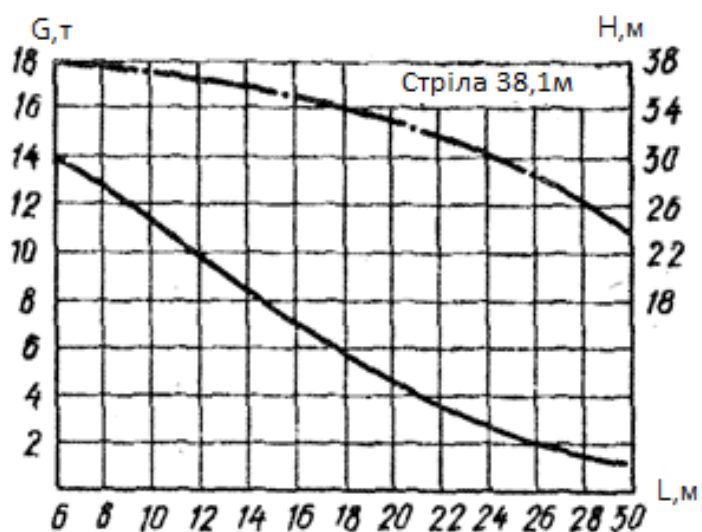


Рисунок 3.2 - Монтажні характеристики крану КС-7471 (довжина стріли 38,1м)

Визначення розмірів котловану

До початку виконання робіт із влаштування фундаментів необхідно розробити котлован відповідних розмірів. Геометричні параметри котловану визначаються з урахуванням габаритів будівлі, розмірів фундаментів, технологічних зазорів для виконання робіт, глибини котловану та ухилу його укосів.

Основними параметрами котловану є:

h_k — глибина котловану, м;

a і b — відповідно довжина та ширина котловану по дну, м;

A і B — довжина та ширина котловану у верхній частині, м.

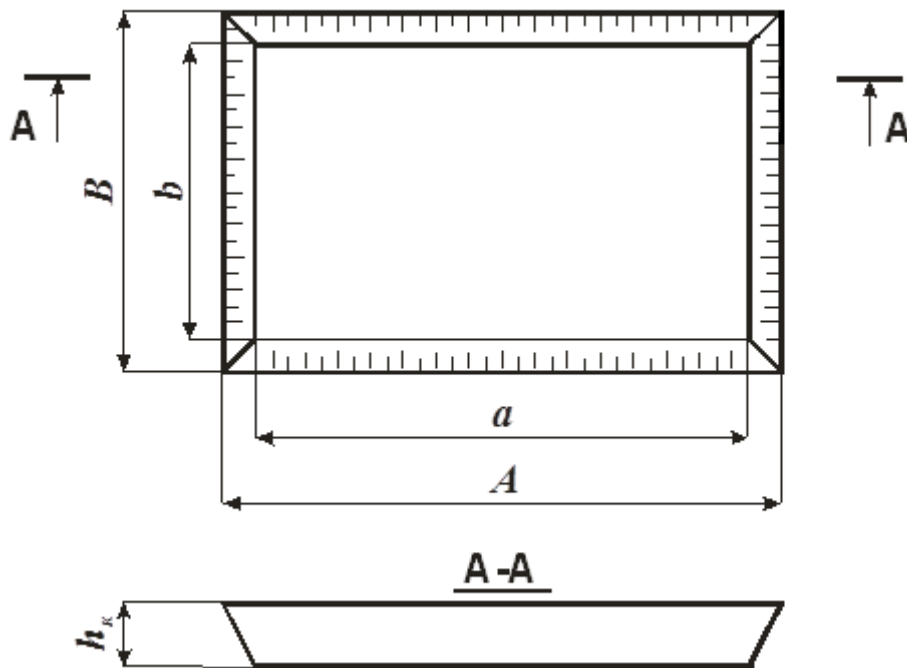


Рисунок 3.3 - Схема котловану

Розміри котловану по дну визначаються з урахуванням зовнішнього контуру фундаментів та технологічного зазору, необхідного для безпечного і зручного виконання робіт із влаштування підземної частини будівлі.

Довжина котловану по дну визначається за формулою:

$$a = a_{\text{ф}} + 2 \cdot l_{\text{з}} = 32,12 + 2,0 + 2 \cdot 0,7 = 35,52 \text{ м.},$$

де $a_{\text{ф}}$ — довжина зовнішнього контуру фундаменту, м;

$l_{\text{з}}$ — технологічний зазор для виконання робіт, приймається $l_{\text{з}} = 0,7 \text{ м.}$

Ширина котловану по дну визначається за формулою:

$$b = b_{\text{ф}} + 2 \cdot l_{\text{з}} = 21,30 \text{ м.}$$

Отже, розміри котловану по дну становлять: $a = 35,52 \text{ м; } b = 21,30 \text{ м.}$

Розміри котловану у верхній частині визначаються з урахуванням глибини котловану та коефіцієнта закладання укосу. Для цього використовуються формули:

$$A = a + 2 \cdot m \cdot h_{\text{к}},$$

$$B = b + 2 \cdot m \cdot h_{\text{к}},$$

де m — коефіцієнт закладання укосу котловану;

Калькуляція витрат праці

Калькуляція витрат праці є одним із основних організаційно-технологічних документів, що застосовується під час розроблення технологічних карт, проектів виконання робіт та календарних графіків будівництва. Вона призначена для визначення нормативної трудомісткості будівельно-монтажних процесів, потреби в трудових ресурсах, часу роботи будівельних машин і механізмів, а також для планування тривалості виконання робіт.

Під час калькулювання витрат праці робітників, часу експлуатації машин, механізованого інструменту та транспортних засобів використовуються чинні нормативні документи: Галузеві норми (ГН), Єдині норми і розцінки (ЄНіР) — до моменту їх повної заміни сучасними нормативами, а також положення чинного Довідника кваліфікаційних характеристик професій працівників. Крім нормативних показників, у розрахунках враховуються сучасні технології виконання робіт, ступінь механізації процесів, умови будівельного майданчика та прийнята організація праці.

Виробнича калькуляція являє собою систематизований перелік трудових витрат на виконання простих, складних та комплексних будівельних процесів. Вона є невід’ємною складовою технологічної карти та використовується для:

- визначення нормативної трудомісткості робіт;
- підбору кількісного і кваліфікаційного складу бригад;
- встановлення тривалості виконання окремих процесів;
- розрахунку потреби в машинах і механізмах;
- складання календарних та мережових графіків;
- визначення техніко-економічних показників будівництва.

Калькуляція складається відповідно до прийнятої технологічної послідовності виконання робіт. У ній окремо враховуються підготовчі, основні та завершальні процеси. Для кожного виду робіт визначаються обсяги, одиниці

виміру, нормативи часу, склад виконавців, витрати праці та потреба в машинному часі.

При складанні калькуляції витрат праці визначаються такі основні показники:

обсяг робіт у натуральних показниках (m^3 , m^2 , т, шт., пог.м тощо);

норма часу на одиницю виміру;

витрати праці робітників на весь обсяг робіт, люд.-год.;

склад ланки або бригади за професіями та розрядами;

час експлуатації машин і механізмів, маш.-год.;

тривалість виконання процесу з урахуванням змінності роботи;

виробіток на одного працівника або ланку.

Витрати праці для ланки робітників визначають множенням нормативної трудомісткості на загальний обсяг робіт. Тривалість виконання процесу встановлюється з урахуванням чисельності виконавців, режиму роботи та коефіцієнта перевиконання норм виробітку, якщо це передбачено організаційно-технологічними рішеннями.

Час експлуатації машин і механізованого інструменту визначають відповідно до норм машинного часу на одиницю продукції або за фактичною продуктивністю техніки. Цей показник використовується для складання графіка роботи механізмів, визначення змінності та економічної ефективності застосування машин.

Калькуляція витрат праці повинна бути обґрунтованою, реальною до виконання та відповідати прийнятим методам організації робіт. Правильно складена калькуляція забезпечує раціональне використання трудових ресурсів, скорочення строків будівництва та підвищення ефективності будівельного виробництва.

Техніко-економічні показники

Для оцінки ефективності прийнятих організаційно-технологічних рішень визначають основні техніко-економічні показники виконання робіт.

Загальна тривалість виконання робіт приймається за календарним графіком і становить:

$$T = 8 \text{ днів.}$$

Загальна трудомісткість робіт на весь обсяг становить:

$$\Sigma Q = 480 \text{ люд.-год.}$$

Витрати праці на одиницю прийнятого виміру визначаються за формулою:

$$q = \Sigma Q / V, (3.8)$$

де ΣQ — загальні витрати праці, люд.-год;

V — обсяг виконаних робіт, шт.

Підставляємо числові значення:

$$q = 480 / 463 = 1,04 \text{ люд.-год/шт.}$$

Отже, витрати праці на одну одиницю виконаних робіт становлять:

$$q = 1,04 \text{ люд.-год/шт.}$$

Виробіток одного робітника за зміну у фізичному вираженні визначається за формулою:

$$B = V / \Sigma Q.$$

Підставляємо значення:

$$B = 463 / 480 = 0,96 \text{ шт/люд.-год.}$$

Таким чином, основні техніко-економічні показники становлять:

тривалість виконання робіт — 8 днів;

загальна трудомісткість — 480 люд.-год;

витрати праці на одиницю робіт — 1,04 люд.-год/шт;

виробіток — 0,96 шт/люд.-год.

4. Охорона праці

Загальні положення

«Охорона праці є невід'ємною складовою процесу проєктування, будівництва та експлуатації будівель і споруд. Основною метою заходів з охорони праці є забезпечення безпечних умов праці, збереження життя і здоров'я працівників, а також попередження виробничого травматизму та професійних захворювань.»

При проєктуванні дев'ятиповерхового односекційного житлового будинку у місті Харків враховані вимоги чинних нормативних документів щодо безпеки праці, пожежної безпеки, санітарно-гігієнічних умов та організації будівельного виробництва.

Особлива увага приділяється:

безпеці виконання будівельно-монтажних робіт;

організації робочих місць;

захисту працівників від шкідливих і небезпечних факторів;

забезпеченню нормативних умов праці.

Характеристика умов будівництва

Будівництво об'єкта передбачається в умовах міської забудови м. Харків. Це накладає додаткові вимоги щодо: обмеженого простору будівельного майданчика; наявності існуючих інженерних мереж; впливу на навколишню забудову; підвищених вимог до безпеки пішоходів і транспорту.

Кліматичні умови району: помірно-континентальний клімат; значні вітрові навантаження; сезонні коливання температури; наявність снігового покриву взимку.

Ці фактори впливають на організацію робіт і потребують відповідних заходів безпеки.

Небезпечні та шкідливі виробничі фактори

При виконанні будівельно-монтажних робіт можливий вплив таких

факторів:

Фізичні фактори: падіння з висоти; падіння предметів; дія рухомих машин і механізмів; шум і вібрація; пил (особливо при роботі з бетоном і цеглою); несприятливі погодні умови.

Хімічні фактори: цементний пил; випари лакофарбових матеріалів; гази від будівельної техніки.

Психофізіологічні фактори: фізичне перевантаження; монотонність праці; робота на висоті (стресовий фактор).

Заходи безпеки при виконанні будівельних робіт

Земляні роботи

Земляні роботи є початковим і одним із найбільш небезпечних етапів будівництва, оскільки пов'язані з ризиком обвалення ґрунту, ураження працівників технікою, затопленням котловану та пошкодженням існуючих інженерних мереж. Для забезпечення безпеки при зведенні дев'ятиповерхового житлового будинку у місті Харків передбачено комплекс організаційних і технічних заходів.

Підготовчі заходи

До початку виконання земляних робіт необхідно провести підготовку будівельного майданчика, яка включає: вивчення інженерно-геологічних умов ділянки; уточнення рівня ґрунтових вод; визначення наявності підземних комунікацій (водопровід, каналізація, електромережі, газопроводи); винесення осей будівлі в натуру; огороження території будівництва.

Перед початком робіт всі працівники проходять інструктаж з охорони праці з урахуванням специфіки земляних робіт. Забороняється допуск до робіт осіб без відповідної підготовки та засобів індивідуального захисту.

Організація котловану

Розробка котловану повинна виконуватись відповідно до проєктних рішень із дотриманням вимог безпеки.

Основні вимоги: визначення типу ґрунтів і їх стійкості; вибір способу

розробки (механізований або ручний); забезпечення безпечної крутизни укосів або влаштування кріплення.

У випадку слабких або водонасичених ґрунтів необхідно застосовувати: шпунтові огорожі; інвентарні кріплення; підпірні конструкції.

Забороняється: виконання робіт без улаштування укосів або кріплень при глибині більше 1,5 м; перебування людей у зоні можливого обвалення; складування ґрунту ближче ніж 0,5–1,0 м від бровки котловану.

Робота будівельної техніки

При використанні екскаваторів, бульдозерів та іншої техніки необхідно: забезпечити справний технічний стан машин; дотримуватись безпечної відстані між машинами; визначити зони роботи механізмів і позначити їх; виключити перебування людей у радіусі дії ковша екскаватора.

Машиніст повинен мати відповідну кваліфікацію. Управління технікою сторонніми особами заборонено.

Захист від обвалення ґрунту

Основною небезпекою при земляних роботах є обвалення стінок котловану. Для його запобігання застосовують: улаштування укосів з допустимим кутом нахилу; встановлення тимчасових кріплень; контроль стану ґрунту після опадів або відлиги; обмеження навантаження на край котловану.

Особливо небезпечними є: піщані та водонасичені ґрунти; періоди дощів і танення снігу.

У таких умовах необхідно проводити щоденний огляд стану укосів.

Водовідведення та дренаж

Для запобігання затопленню котловану передбачають: улаштування тимчасових каналів; відкачування води насосами; дренажні системи; відведення поверхневих вод.

Наявність води у котловані значно знижує стійкість ґрунтів і підвищує ризик обвалення.

Безпека при ручних роботах

При ручній розробці ґрунту: використовують справний інструмент;

дотримуються відстані між працівниками не менше 1,5–2 м; забезпечують освітлення при роботі у темний час доби; застосовують засоби індивідуального захисту.

Організація руху на майданчику

Для запобігання травматизму необхідно: організувати окремі маршрути руху техніки і працівників; встановити попереджувальні знаки; обмежити швидкість руху транспорту; забезпечити освітлення небезпечних зон.

Огородження та сигнальні засоби

Котлован повинен бути: огорожений по периметру; оснащений попереджувальними знаками; освітлений у нічний час; обладнаний безпечними сходами для спуску.

Робота в зимових умовах

У зимовий період необхідно: очищати робочі місця від снігу та льоду; застосовувати протиковзкі заходи; контролювати стан мерзлого ґрунту; уникати різкого відтавання укосів.

Дії у разі аварійної ситуації

При виявленні ознак небезпеки (тріщини ґрунту, просідання, поява води): негайно припиняються роботи; працівники виводяться з небезпечної зони; проводиться оцінка ситуації; вживаються заходи щодо укріплення ґрунту.

Дотримання наведених заходів безпеки при виконанні земляних робіт дозволяє мінімізувати ризик аварійних ситуацій, забезпечити безпечні умови праці та знизити ймовірність травматизму на будівельному майданчику. Особливу увагу слід приділяти контролю стану ґрунтів, правильній організації робіт і використанню сучасних засобів захисту.

Монтаж конструкцій

Монтажні роботи при зведенні дев'ятиповерхового житлового будинку пов'язані з використанням вантажопідіймальних механізмів, переміщенням важких конструкцій та виконанням робіт на висоті. Це створює підвищену небезпеку для працівників, тому організація безпечного виконання монтажу є

одним із ключових завдань.

Перед початком монтажу необхідно: перевірити відповідність конструкцій проєкту; підготувати монтажні схеми; визначити послідовність встановлення елементів; провести інструктаж працівників.

До монтажу допускаються лише працівники, які мають відповідну кваліфікацію та пройшли навчання.

Використання вантажопідіймальних механізмів

Основні вимоги до роботи кранів: використання технічно справних кранів; перевірка гальмівних систем та обмежувачів вантажопідіймальності; дотримання допустимих навантажень; заборона перевищення вантажопідйомності.

Зона роботи крана повинна бути чітко визначена та огорожена.

Стропування вантажів

Стропування конструкцій виконується: сертифікованими стропами; з урахуванням центру ваги; із застосуванням відтяжок для стабілізації вантажу.

Забороняється: використання пошкоджених строп; неправильне зачеплення вантажу; підйом вантажу з перекосом.

Безпека при підйомі та переміщенні конструкцій

Під час підйому вантажу: забороняється перебування людей під вантажем; рух вантажу має бути плавним; необхідно уникати розгойдування конструкцій; оператор крана повинен мати візуальний контакт або працювати за сигналами стропальника.

Монтаж на висоті

При встановленні конструкцій: застосовуються монтажні площадки або риштування; працівники використовують страхувальні системи; забезпечується надійна фіксація елементів до остаточного закріплення.

Закріплення конструкцій

Після встановлення елементів необхідно: виконати тимчасове закріплення; перевірити вертикальність і положення; лише після цього знімати стропа.

Безпечне виконання монтажних робіт досягається за рахунок правильної

організації процесу, застосування справного обладнання та суворого дотримання технології.

Заходи безпеки при виконанні бетонних робіт

Бетонні роботи включають приготування, транспортування, укладання та ущільнення бетонної суміші. Ці процеси пов'язані з впливом хімічних речовин, механічних навантажень і використанням електроінструментів.

Підготовка до бетонування

Перед початком робіт необхідно: перевірити міцність і стійкість опалубки; переконатися у правильності встановлення арматури; очистити робочу зону від сторонніх предметів.

Робота з бетонною сумішшю

Бетонна суміш може викликати подразнення шкіри, тому: використовуються рукавиці та спецодяг; уникається прямий контакт із сумішшю; забезпечується наявність води для промивання.

Укладання бетону

При укладанні: бетон подається рівномірно; забороняється скидання з великої висоти без жолобів; контролюється навантаження на опалубку.

Використання вібраторів

При ущільненні бетону: застосовуються справні вібратори; кабелі повинні бути ізольовані; забороняється працювати у вологому одязі без захисту.

Демонтаж опалубки

Зняття опалубки виконується: після досягнення бетоном необхідної міцності; з дотриманням послідовності; без застосування ударних навантажень.

Дотримання технології бетонування та використання засобів захисту забезпечує безпечні умови праці та якість конструкцій.

Заходи безпеки при виконанні робіт на висоті

Роботи на висоті є одними з найбільш небезпечних, особливо при будівництві багатоповерхових будівель.

До робіт на висоті допускаються: працівники старше 18 років; особи, які пройшли медичний огляд; працівники, що мають відповідну підготовку.

Організація робочих місць

Робочі місця повинні бути: обладнані огороженнями; забезпечені настилами; очищені від сміття та слизьких матеріалів.

Використання засобів захисту

Обов'язковими є: страхувальні пояси; каски; нековзке взуття.

Страхувальні системи повинні кріпитися до надійних конструкцій.

Використання риштувань та підмостків

Риштування повинні: бути інвентарними; мати рівну основу; регулярно перевірятися.

Забороняється використання саморобних конструкцій.

Роботи на висоті забороняються при: сильному вітрі; ожеледиці; грозі; недостатній видимості.

Для запобігання падінню предметів використовуються захисні сітки; інструмент закріплюється; небезпечні зони огорожуються.

Дії у разі небезпеки

При виникненні небезпечної ситуації: роботи негайно припиняються; працівники залишають небезпечну зону; повідомляється відповідальна особа.

Забезпечення безпеки при роботах на висоті досягається за рахунок використання сучасних засобів захисту, правильної організації робочих місць та контролю умов виконання робіт.

Пожежна безпека

Пожежна безпека є одним із ключових аспектів при проектуванні, будівництві та експлуатації житлових будинків. Вона спрямована на запобігання виникненню пожеж, обмеження їх поширення, забезпечення безпечної евакуації людей та створення умов для ефективного гасіння.

При розробці проєкту дев'ятиповерхового односекційного житлового будинку у місті Харків враховані вимоги чинних нормативних документів, зокрема ДБН В.1.1-7:2016.

Характеристика об'єкта з точки зору пожежної безпеки

Проектована будівля належить до житлових багатоповерхових будинків і має такі особливості: висота — 28,75 м; поверховість — 9 поверхів; конструктивна схема — стінова; огорожувальні конструкції — цегляні стіни; перекриття — залізобетонні.

Будівля належить до категорії об'єктів з підвищеними вимогами до евакуації, оскільки передбачає одночасне перебування значної кількості людей.

Основні причини виникнення пожеж

Ймовірними причинами пожеж у житлових будинках є: несправність електропроводки; перевантаження електромереж; необережне поводження з вогнем; порушення правил експлуатації побутових приладів; витік газу; коротке замикання.

На стадії будівництва додатково можливі: порушення правил зварювальних робіт; використання легкозаймистих матеріалів; недотримання правил зберігання горючих речовин.

Забезпечення вогнестійкості конструкцій

Для забезпечення пожежної безпеки передбачено використання конструкцій з необхідною межею вогнестійкості: несучі конструкції виконуються із залізобетону; зовнішні стіни — з негорючих матеріалів (цегла); перекриття — залізобетонні; застосовуються матеріали з низькою горючістю.

Вогнестійкість забезпечує: збереження несучої здатності конструкцій; обмеження поширення вогню; достатній час для евакуації людей.

Планувальні рішення та евакуація

Будівля обладнується: не менше ніж одним евакуаційним сходовим вузлом;

виходами безпосередньо назовні; дверима, що відкриваються у напрямку евакуації.

Сходові клітини

Передбачаються: незадимлювані сходові клітини; природне або примусове димовидалення; протипожежні двері.

Шляхи евакуації повинні: бути вільними від сторонніх предметів; мати достатню ширину; освітлюватися аварійним освітленням; бути позначені евакуаційними знаками.

Системи протипожежного захисту

Первинні засоби пожежогасіння

У будівлі передбачаються: вогнегасники; пожежні крани; пожежні щити.

Внутрішній протипожежний водопровід: стояки; пожежні крани на кожному поверсі; рукави та стволи.

Сигналізація та оповіщення: автоматична пожежна сигналізація; система оповіщення людей про пожежу; звукові та світлові сигнали.

Протипожежні розриви та доступ пожежної техніки

Для забезпечення гасіння пожежі: передбачено під'їзди для пожежної техніки; витримано нормативні відстані до сусідніх будівель; забезпечено доступ до фасадів.

Пожежна безпека під час будівництва

На будівельному майданчику необхідно: заборонити паління у невстановлених місцях; організувати зберігання матеріалів; контролювати виконання вогневих робіт; забезпечити наявність вогнегасників.

Дії у разі пожежі: негайно повідомити пожежну службу, Організувати евакуацію людей, Вимкнути електроживлення, Розпочати гасіння первинними засобами.

Захист людей від небезпечних факторів пожежі

Основні небезпечні фактори: висока температура; дим; токсичні гази; зниження концентрації кисню.

Для захисту передбачено: димовидалення; вентиляцію; евакуаційні шляхи; використання негорючих матеріалів.

Запроєктовані заходи пожежної безпеки забезпечують: запобігання виникненню пожеж; обмеження їх поширення; безпечну евакуацію мешканців; можливість ефективного гасіння.

Комплексний підхід до пожежної безпеки дозволяє підвищити надійність

будівлі та забезпечити відповідність сучасним вимогам нормативних документів.

Електробезпека

Електробезпека є важливою складовою охорони праці та спрямована на запобігання ураженню людей електричним струмом, виникненню пожеж та аварій, пов'язаних з експлуатацією електроустановок.

При проєктуванні та будівництві житлового будинку враховуються вимоги чинних нормативних документів, зокрема ДБН В.1.1-7:2016, а також правила улаштування електроустановок.

Основною метою заходів електробезпеки є: захист людей від ураження електричним струмом; забезпечення надійної роботи електрообладнання; попередження коротких замикань і пожеж.

Основні небезпечні фактори електричного струму: прямий контакт із струмоведучими частинами; непрямий контакт через пошкоджене обладнання; електрична дуга; крокова напруга; перенапруга в мережі.

Особливу небезпеку становлять вологі умови, характерні для будівельного майданчика.

Класифікація приміщень за ступенем небезпеки

Залежно від умов середовища приміщення поділяються на: без підвищеної небезпеки; з підвищеною небезпекою (наявність вологи, пилу); особливо небезпечні (висока вологість, струмопровідні підлоги).

Будівельний майданчик відноситься до приміщень з підвищеною або особливою небезпекою, що вимагає додаткових заходів захисту.

Заходи електробезпеки на будівельному майданчику

Захист від ураження електричним струмом: ізоляція струмоведучих частин; огороження електрообладнання; використання пониженої напруги (до 42 В); автоматичне вимкнення живлення при аварії.

Заземлення та занулення

Усі металеві частини електрообладнання підлягають: захисному заземленню; або зануленню.

Це забезпечує відведення струму у разі пошкодження ізоляції.

Використання захисних пристроїв

Застосовуються: автоматичні вимикачі; пристрої захисного відключення (ПЗВ); запобіжники.

Вони забезпечують швидке відключення електромережі при аварійних ситуаціях.

Вимоги до електрообладнання: бути справним і сертифікованим; відповідати умовам експлуатації; регулярно перевірятися; мати захист від вологи та пилу.

Електромережі на будівництві

Тимчасові електромережі повинні: прокладатися на безпечній висоті; бути захищеними від механічних пошкоджень; не мати оголених проводів; регулярно оглядатися.

Засоби індивідуального захисту робітників: діелектричні рукавиці; гумове взуття; ізольований інструмент; захисні килимки.

Електробезпека при виконанні робіт

При роботі з електроінструментом необхідно: використовувати справний інструмент; перевіряти кабелі; не працювати у вологих умовах без захисту; вимикати інструмент під час перерв.

При роботі поблизу електромереж забороняється: працювати без відключення напруги; торкатися оголених проводів; використовувати пошкоджене обладнання.

Електробезпека під час експлуатації будівлі

У житловому будинку передбачено: автоматичні вимикачі у щитових; заземлення електромереж; захист від перевантажень; регулярне технічне обслуговування.

Дії у разі ураження електричним струмом необхідно: негайно відключити електроживлення, вивільнити потерпілого від дії струму, надати першу

допомогу, викликати медичну допомогу.

Дотримання вимог електробезпеки дозволяє: запобігти нещасним випадкам; забезпечити безпечні умови праці; підвищити надійність експлуатації будівлі.

Комплекс заходів електробезпеки є обов'язковим елементом сучасного будівництва і відповідає вимогам чинних нормативних документів.

У проєкті дев'ятиповерхового житлового будинку передбачено комплекс заходів з охорони праці, що забезпечують безпечні умови виконання будівельних робіт та експлуатації будівлі.

Реалізація цих заходів дозволяє: знизити рівень травматизму; підвищити ефективність праці; забезпечити відповідність нормативним вимогам.

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.