

**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

16-ТИ ПОВЕРХОВА ЖИТЛОВА БУДІВЛЯ У МІСТІ ХАРКОВІ

Розробила: студентка IV курсу, групи БтаЦІ2022-2
спеціальності 192-Будівництво та цивільна
інженерія

ОПП «Промислове та цивільне будівництво»

Фуріна Дар'я Дмитрівна 

Керівник:  Табачніков С.В.

Рецензент:  Храпатова І.В.

2026 рік

**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

ФУРІНА ДАР'Я ДМИТРІВНА

Спеціальність 192 –Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи:

16-ти поверхова житлова будівля у місті Харкові

затверджена наказом ректора ХНУМГ від «26» травня 2025 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.

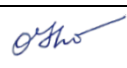
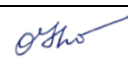
Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- 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 Табачніков С.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., доцент Табачніков С.В. 

Завдання прийняв до виконання

Фуріна Д.Д. 

Дата видачі завдання «27» травня 2026 р.

ЗМІСТ

ВСТУП	7
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО – БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА	9
1.1. Вихідні дані.....	9
1.2 Загальна характеристика ділянки будівництва.....	9
1.2.1 Кліматична характеристика ділянки.....	9
1.2.2 Геологічна характеристика ґрунту.....	11
1.2.3 Генеральний план	11
1.3 Об'ємно - планувальні рішення	15
1.4 Функціональне призначення будівлі	16
1.5 Теплотехнічний розрахунок огорожувальної конструкції	17
1.5.1 Теплотехнічний розрахунок стіни	17
1.5.2 Теплотехнічний розрахунок покрівлі	20
1.6 Характеристика основних конструктивних елементів будівлі	23
1.7 Санітарно-технічне та інженерне обладнання будівлі.....	25
1.7.1 Внутрішній водопровід та каналізація	25
1.7.2 Опалення.....	26
1.7.3 Вентиляція	26
1.7.4 Електропостачання та електрообладнання	27
1.7.5 Система зв'язку та протипожежний захист	28
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	29
2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту.....	29
2.1.1 Аналіз інженерно - геологічних умов будівельного майданчика.....	29
2.1.2 Фізико-механічні властивості ґрунтів	30
2.1.3 Визначення типу та виду фундаменту.....	36
2.1.4 Визначення глибини закладання фундаменту	38
2.1.5 Розрахунок пальового фундаменту.....	39
2.1.5.1 Збір навантажень на фундамент	39
2.1.5.2 Визначення довжини палі та спосіб її улаштування	48
2.1.5.3 Визначення несучої здатності палі(1 група граничних станів)	49

2.1.5.4 Розміщення паль у роствертку та його конструювання	52
Визначення кількості паль.....	52
2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту	56
2.2.1 Конструктивне рішення та вихідні дані	56
2.2.2 Розрахункові схеми.....	58
2.2.3 Збір навантажень.....	59
2.2.4 Розрахунок сходового маршу за першою групою граничних станів	62
2.2.5 Розрахунок міцності перерізів похилих до повздовжньої осі.....	66
2.2.6 Розрахунок сходового маршу за граничними станами другої групи.....	67
2.2.6.1 Розрахунок утворення тріщин нормального перерізу по повздовжній осі	67
2.2.6.2 Розрахунок за деформаціями	69
РОЗДІЛ 3 ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	70
3.1 Загальна характеристика об'єкту та будівельно-монтажних робіт ..	70
3.2 Технологічна карта виконання пальових робіт.....	71
3.2.1 Нормативна база	71
3.2.2 Вказівки до виконання робіт	71
3.2.3 Схема послідовності робіт	72
3.2.4 Відомості обсягів робіт та будівельних машин.....	73
3.2.5 Розрахунок бетонної суміші та матеріалів та одну захватку	74
3.2.6 Визначення трудомісткості робіт.....	75
3.2.7 Лінійний графік виробництва робіт.....	77
3.2.8 Рішення безпечного виконання робіт	77
3.2.9 Схема контролю якості	78
3.2.10 Відомість потреб в матеріально-технічних ресурсах	78
3.2.11 Техніко–економічні показники	79
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ	80
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	80

4.2 Аналіз умов праці на будівництві	81
4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування	84
4.3.1 Оцінювання ризиків на робочому місці бетоняра	84
4.4 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику	85
4.5 Технічні заходи безпеки при виконання будівельних робіт	86
4.6 Індивідуальний захист	87
4.7 Пожежна безпека	87
4.8 Заходи безпеки щодо використання захисної споруди цивільного захисту (укриття).....	87
4.9 Оцінка ефективності обраних заходів	88
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	90

ВСТУП

Багатоповерхові будинки є основою сучасного містобудування, оскільки дозволяють гармонійно поєднати ефективні житлові рішення для великої кількості населення та обмежені обсяги міської площі.

Метою даної кваліфікаційної роботи є розробка проєкту побудови 16-поверхового житлового будинку в місті Харків. Місто Харків є одним з найбільших індустріальних центрів України, тому проблема нестачі достатньої земельної площі під забудову є актуальною.

Актуальність теми пояснюється чисельними зруйнуваннями міста, що призвело до втрати багатьох житлових об'єктів і потребує відновлення та нового будівництва.

При виконанні побудови обов'язковим є проведення інженерно-геологічних досліджень, оскільки Харківській області притаманні складні ґрунтові умови, а саме зсуви, яри, ерозії ґрунтів та карстові процеси. Тому **предметом дослідження** є – будівництво запропонованого об'єкту в складних інженерно-геологічних умовах, що значно впливає на конструктивну схему будівлі та тип фундаменту.

Для забезпечення просторової жорсткості, довговічності, вогнестійкості, надійності будівлі, за рахунок рівномірного розподілу навантаження, буде запроектовано побудову монолітно-каркасного багатоповерхового будинку, відповідно до нормативних вимог.

Такі будівлі наразі стали дуже популярні на ринку України, поєднуючи багато позитивних експлуатаційно-технічних показників, швидкий процес будівництва та свободу архітектурних ідей.

У проєкті також передбачається влаштування захисної споруди відповідно до вимог цивільного захисту.

У ході цього проєкту виконуємо наступні задачі:

- Планування будівлі, генеральний план ділянки будівництва, інженерно-геологічний аналіз, обрання типу конструкції будівлі.

- Розрахунки основних несущих елементів підземної та наземної частин будівлі.
- Технологію та організацію будівельного процесу(технологічна карта)
- Забезпечення безпеки та ефективності будівлі.

Отже, розробка проєкту 16-поверхового монолітно-каркасного житлового будинку у місті Харків є актуальною темою сьогодення. Виконується на основі повного аналізу місцевості, всіх необхідних дослідження та з врахуванням відповідних нормативних вимог. Має при собі будівлю захисної споруди.

Реалізація даного проєкту дозволить розглянути конструктивні рішення та технологію будівництва житлової будівлі, спираючись на щільну міську забудову.

РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО – БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1. Вихідні дані

1. Багатоквартирний житловий будинок.
2. Місто будівництва – м. Харків.
3. Схема плану будівлі:

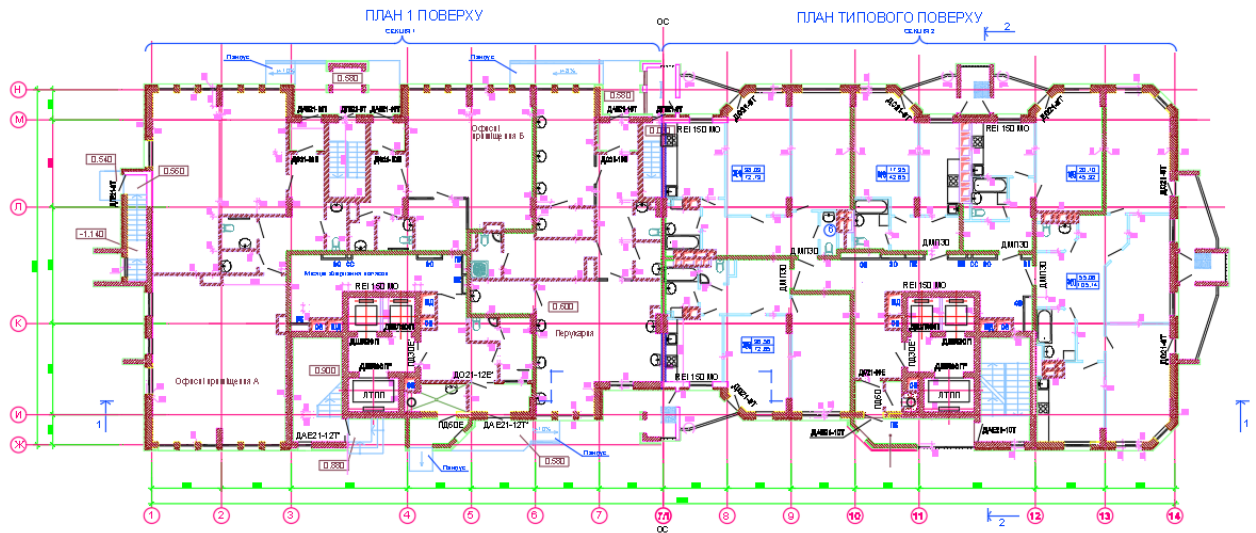


Рисунок 1.1 – План першого/типового поверху

1.2 Загальна характеристика ділянки будівництва

1.2.1 Кліматична характеристика ділянки

Кліматичні характеристики району будівництва, прийняті відповідно до вимог [1], наведені нижче в таблиці 1.1:

Таблиця 1.1 – Кліматичні характеристики м. Харків

№	Показник	Значення
1	Кліматичний район, підрайон	I(Північно- західний)
2	Вітровий район	II
3	Сніговий район	III
4	Температурна зона	I
5	Температура найбільш холодної доби , °С	-28

Продовження табл. 1.1

6	Розрахункова зимова температура (п'ятиденка), °С	-23
7	Середня відносна вологість повітря, %	70-75
8	Середня швидкість вітру, м/с	4-5
9	Глибина промерзання ґрунту, м	1,0
10	Снігове навантаження , кПа	1,2
11	Середньорічна кількість опадів, мм	672
12	Зона вологості	Нормальна

Аналіз даних кліматичних параметрів враховується при визначенні навантажень та виборі конструктивних рішень будівлі.

Збір багаторічних даних метеорологічних досліджень про вітровий режим зображуються графічно у вигляді рози вітрів, що дозволяє встановити напрямок переважаючого вітру.

Так для міста Харків рози вітрів у зимовий та літній період зображені на рис.1.2 .

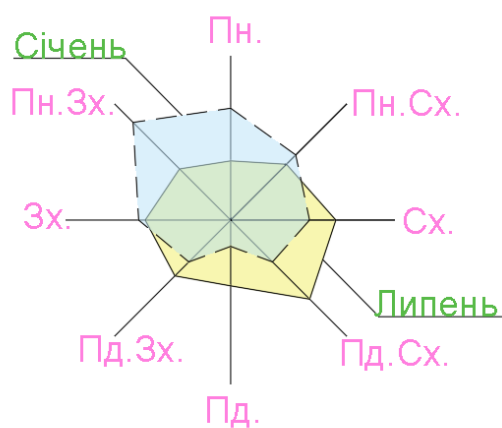


Рисунок 1.2 – Роза вітрів

Отже, переважаючими вітрами у січні є північно-західні вітри, а у липні панує південно-східний напрям вітру.

1.2.2 Геологічна характеристика ґрунту

Для міста Харків характерні несприятливі для будівництва геологічні процеси: зсуви, утворення ярів, ерозійні та карстові процеси. Тому будівництво в даній області має здійснюватися відповідно до [2], що дозволяє визначити критичні величини деформації будівлі та обрати відповідні інженерні рішення для захисту екологічної обстановки на ділянці будівництва.

Рельєф міста складається з лесових ґрунтів. Такі ґрунти зазнають значної деформації при контакті з водою та є нестійкими для будівництва.

Тому перед виконанням будівельних процесів обов'язковим є проведення інженерно-геологічного аналізу ґрунту, що дозволить правильно обрати тип фундаменту будівлі.

На місцевості виконуємо буріння геологічних свердловин визначаємо геологічну будову нашої ділянки:

ІГЕ-1. Лесові суглинки товщиною 0,4 – 5,5 м.

ІГЕ-2. Дрібні піски товщиною 5,5 – 8,5 м.

ІГЕ-3. Щільні піски товщиною 8,5 – 11 м.

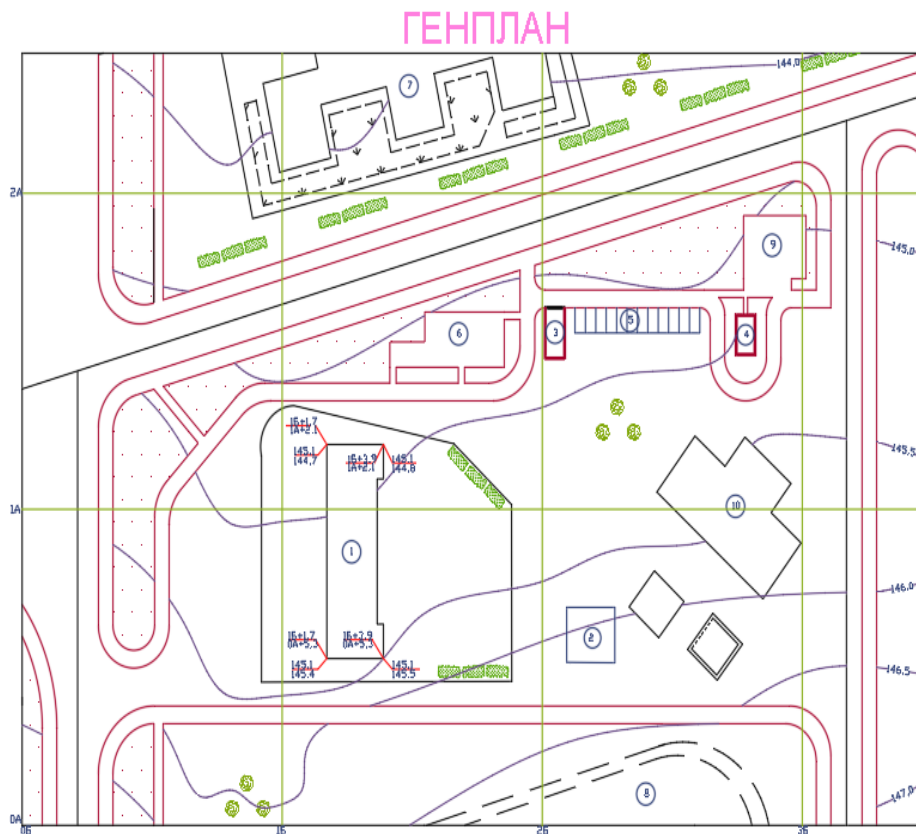
ІГЕ-4. Глина товщиною 11,0 – 15,0 м.

Оскільки, найбільшу протяжність мають лісові суглинки то для забезпечення рівномірного навантаження на основу об'єкту використовуємо пальовий фундамент з монолітним плитним роствертком. Обране рішення відповідає вище зазначеному [2].

Рівень ґрунтових вод знаходиться на глибині 10 – 12 м від поверхні землі. Підшва фундаменту розташована вище цього рівня, комплексних методів захисту .

1.2.3 Генеральний план

Розробка генерального плану з розташуванням нашої забудови, всіх прилеглих до неї споруд та ділянок виконано за нормами [3] зображена на рис.1.3.



Умовні позначення

	Огородження
	Квітник
	Газон
	Дорога
	Горизонталі
	Чагарник
	Дерева

Рисунок 1.3 – Генеральний план місцевості М 1:500

Генеральний план виконано в масштабі 1:500 для зручного відображення горизонтальних та висотних відміток рельєфу ,системи доріг, технічного обладнання, споруд та майданчиків.

Будівля запроєктована з урахуванням пожежної безпеки згідно [4].

У разі надзвичайної ситуації евакуація відбувається через сходові клітини розташовані у сходово-ліфтовому вузлі. Також є зовнішні пожежні драбини для доступу на покрівлю будинку. Передбачається під'їзд пожежної техніки .Ширина транспортних шляхів – 3,5м.

Дорожнє покриття поблизу будинку виконано з асфальту, пішохідні

доріжки з тротуарної плитки. Незабудована територія озеленюється.

Техніко-економічні показники генерального плану:

1. Загальна площа території, визначається як сума площ у загорожі:

$$П_0 = 2,34 \text{ га} = 23400 \text{ м}^2$$

2. Площа укріття:

$$П_{\text{укр.}} = 360 \text{ м}^2$$

3. Площа забудови житлового будинку:

$$П_{\text{з.жит.}} = 2500,57 \text{ м}^2$$

4. Площа забудови території, сума площ ділянок, зайнятих під забудову:

$$П_з = П_{\text{укр.}} + П_{\text{з.жит.}};$$

$$П_з = 2500,57 + 360 = 2860,57 \text{ м}^2;$$

5. Коефіцієнт щільності забудови, який визначається відношенням щільності забудови до загальної площі території:

$$K_{\text{щ}} = \frac{П_з}{П_0} * 100\% = \frac{2860,57}{23400} * 100\% = 12,22\%;$$

6. Площа озеленення:

$$П_{\text{озел}} = 0,87 \text{ га} = 8700 \text{ м}^2;$$

7. Коефіцієнт озеленення:

$$K_{\text{озел}} = \frac{П_{\text{озел}}}{П_0} * 100\% = \frac{8700}{23400} * 100\% = 37,2\%;$$

8. Площа автомобільних доріг:

$$П_a = 1380 \text{ м}^2;$$

9. Коефіцієнт використання території, що визначається як співвідношення суми площі забудови доріг та площі забудови території до загальної площі забудови:

$$K_{\text{озел}} = \frac{П_з + П_a}{П_0} * 100\% = \frac{1380 + 2860,57}{23400} * 100\% = 18,12\%;$$

Наведені техніко-економічні показники генерального плану відображуємо у вигляді таблиці 1.2.

Таблиця 1.2-Техніко-економічні показники

Найменування	Одиниця виміру
Площа території	2,34га
Площа забудови житлового будинку	2500,57м ²
Площа укриття	360м ²
Загальна площа забудови	2860,57м ²
Щільність забудови	12,22%
Площа озеленення	0,87га
Коефіцієнт озеленення	37,2%
Площа автомобільних доріг	1380м ²
Коефіцієнт використання території	18,12%

У проєкті також передбачено влаштування захисної споруди (укриття) її проєктування виконано згідно [5]. Вона розташовується на прибудинковій території на відстані 15 метрів від основної будівлі та забезпечує доступність для маломобільних груп населення. У плані має прямокутну форму з розмірами 18х20м.

Оскільки загальна розрахункова кількість людей у будинку становить близько 530 осіб. То відповідно до вище зазначеного [5] площа основного укриття приймається з врахування норм 0,6м² на особу і становить 318м². Враховуючи необхідність додаткових приміщень – санвузлів, евакуаційних виходів, технічних приміщень загальна площа укриття приймається 360м².

Для зручності розуміння генплану у таблиці 1.3 наведено специфікацію всіх будівель на споруд на ньому:

Таблиця 1.3 – Експлікація будівель та споруд

№	Найменування будівель та споруд	Площа забудови	Примітка
1	Житловий будинок	2500,57м ²	будується
2	Укриття	360м ²	будується
3	Трансформаторна підстанція	-	
4	Насосна станція	-	
5	Парковка	-	
6	Дитячий майданчик	-	
7	Дошкільний заклад	-	
8	Спортивний майданчик	-	
9	Господарський майданчик	-	
10	Школа	-	

1.3 Об'ємно - планувальні рішення

Індивідуальним проєктом передбачається будівництво 16-поверхового житлового монолітно-каркасного будинку з першим поверхом громадського призначення у місті Харків.

Розміри будівлі в осях: 1-14 - 52800мм; у поперечному напрямку - 18300мм. Висота будівлі 54м.

В об'ємно-просторовому відношенні – це двосекційний будинок. План будівлі складний завдяки виступаючим лоджіям.

Будівля оснащена підвальним поверхом , де розміщуються інженерні комунікації будинку. Висота цього поверху 4,5м. Саме тут прокладаються внутрішні мережі водопостачання, каналізації, опалення ,електропостачання будівлі.

Перший поверх призначений для громадських (перукарня, тренажерний зал) та офісних приміщень різного типу. Його висота - 3м. Вихідні групи включають тамбури, коридори, кімнати конс'єржів, мусорокамери та ліфтові

холи. Це забезпечує комфортну прохідність до житлової частини будинку.

Основні поверхи будинку з другого по шістнадцятий поверх – це житлові поверхи, їх висота становить 2,7м. Планування будинку передбачає наявність п'ятих видів однокімнатних та двокімнатних квартир і один вид трьохкімнатної квартири. У кожній квартирі проведено зонування, що відповідає сучасним вимогам та дозволяє втілювати різноманітні архітектурні ідеї. На кожному поверсі розташовується 11 квартир. Обидві секції мають окремий ліфтовий та сходовий вузол, через який у разі надзвичайної ситуації здійснюється евакуація.

Також у будинку є технічний поверх, він розміщується вище 16 поверху, його висота 2,5м. Він призначений для розміщення інженерного обладнання.

Техніко-економічні показники: кількість поверхів – 16; кількість квартир на поверсі – 11шт; загальна площа квартир на поверсі – 679,66 м²; загальна кількість квартир – 165шт.; загальна площа громадських та офісних приміщень – 691,41 м²; загальна площа квартир – 10874,56м²

Обране об'ємно-планувальне рішення відповідає вимогам [1] та забезпечує зручність, функціональність експлуатації.

1.4 Функціональне призначення будівлі

Цим проєктом передбачається побудова багатоквартирного житлового будинку зі змішаним функціональним призначенням, що відповідає вимогам [1].

Основним завданням є поєднати житлові та громадські приміщення, що створює комфортне середовище для проживання.

Будівля має дві секції, які конструктивно об'єднані спільним перекриттям, несущим каркасом, проте функціонально розділені, оскільки кожна секція має власні евакуаційні шляхи, сходові-ліфтові вузли.

На першому поверсі будівлі розміщуються офісні помешкання, перукарня, тренажерний зал – це комфорт для всіх мешканців будинку та

користувачів прилеглої території.

Житлові поверхи мають різні варіанти планування квартир, що дозволяє обрати житло під особисті потреби та побажання.

Основне інженерне функціонування будівлі забезпечується підвальним та технічним поверхами, де розміщені основні інженерні комунікації будинку.

Побудова укриття поблизу будинку створює безпеку для населення будинку та користувачів громадських приміщень у разі надзвичайних ситуацій.

1.5 Теплотехнічний розрахунок огорожувальної конструкції

1.5.1 Теплотехнічний розрахунок стіни

У нашому проєкті будівля монолітно-каркасної конструктивної схеми, тому основне навантаження несуть колони, плити перекриття та ядро жорсткості, а зовнішні стіни виступають огорожувальними самонесучими конструкціями. Вони виконують звукоізоляційну, теплоізоляційну та захисну функції.

Щоб забезпечити достатню енергоефективність будинку приймаємо багатошарову конструкцію зовнішньої стіни з піногазосилікатного блоку та утеплювача на основі пінополістиролу. Відповідно до [7] виконаємо теплотехнічний розрахунок нашої стіни, щоб визначити її енергоефективність

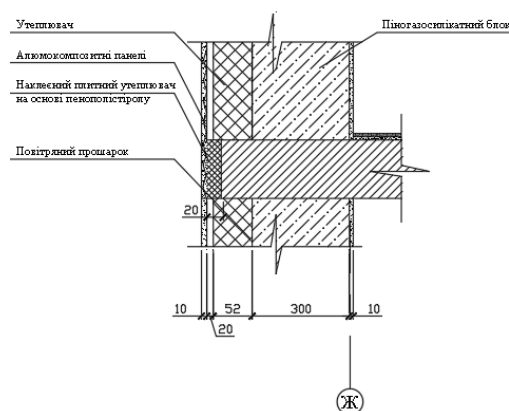


Рисунок 1.4 – Розрахункова схема типової зовнішньої стіни з вентильованим фасадом

Відповідно до [7] обираємо розрахункові теплофізичні характеристики будівельних матеріалів огорожувальної конструкції, та зображаємо їх у вигляді таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 – Теплофізичні характеристики складників стіни

Назва шару	Призначення	Товщина δ , мм	Щільність, ρ , кг/м ³	Коефіцієнт теплопровідності, λ , Вт/(м*К)
Штукатурка	Внутрішнє облицювання	10	1300	0,70
Піногазосилікатний блок D500	Основний стіновий шар	300	500	0,12
Пінополістирол	Утеплювач	52	35	0,040
Повітряний прошарок	Вентиляція	20	-	-
Алюмокомпозитні панелі	Зовнішнє облицювання	20	-	-

У місцях примикання перекриттів до зовнішніх стін використовується наклеєний плитний утеплювач на основі пінополістиролу для запобігання утворення містків холоду .

При виконання теплотехнічного розрахунку обираємо фрагмент без віконних прорізів. Повітряний прошарок та алюмокомпозитні панелі не враховуємо.

Визначення необхідного опору теплопередачі огорожувальної конструкції:

$$R_{\text{тр}o} = \frac{n^*(t_{\text{в}} - t_{\text{н}})}{\Delta t^{\text{н}} * \alpha_{\text{в}}}, (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})/\text{Вт}$$

де $t_{\text{в}}$ – розрахункова температура внутрішнього повітря, $t_{\text{в}}=20^\circ\text{C}$.

$t_{\text{н}}$ – розрахункова температура зовнішнього повітря , що дорівнює середній температурі найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92; $t_{\text{н}} = -23^\circ\text{C}$; $\Delta t^{\text{н}}$ – нормативний температурний перепад між температурами внутрішнього

повітря і внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції; $\Delta t^H = 4^\circ\text{C}$; n – коефіцієнт, що враховує положення зовнішньої поверхні огорожувальної поверхні по відношенню до зовнішнього повітря; $n=1$; α_B – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальних конструкцій; $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$.

$$R^{TP}_o = \frac{1 \cdot (20^\circ - (-23^\circ))}{34,8} = 1,236 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

Термічний опір огорожувальної конструкції:

$$R = \frac{1}{\alpha_H} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{1}{\alpha_B}, (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})/\text{Вт}$$

де α_H – коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції;

$$\alpha_H = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}).$$

$$R = \frac{1}{23} + \frac{0,052}{0,040} + \frac{0,3}{0,12} + \frac{0,01}{0,70} + \frac{1}{8,7} = 3,967 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

Перевірка умови:

$$R > R^{TP}_o;$$

$$3,967 > 1,236$$

За розрахунком температурного перепаду конструкція відповідає вимогам. Відповідно до [7] місто Харків належить до I зони температурної зони України, тому мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі зовнішньої стінової огорожувальної конструкції має становити $R_{qmin} = 4,00 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$.

Має виконуватися умова:

$$R > R_{qmin}$$

Перевірка:

$$3,967 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт} < 4,00 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

У нашому випадку, розрахункове значення опору теплопередачі менше ніж мінімального допустиме, тому умова не виконується.

Для забезпечення необхідного теплозахисту необхідно збільшити товщину утеплювального шару з 52мм до 100 мм, це стандартний розмір матеріалу, що забезпечить достатню теплопередачу та буде запобігати накопиченню вологи в основному шарі – піногазосилікатному блоці .

Виконуємо перевірку:

$$R = \frac{1}{23} + \frac{0,10}{0,040} + \frac{0,3}{0,12} + \frac{0,01}{0,70} + \frac{1}{8,7} = 4,673 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

$$R > R_{qmin}$$

$$5,17 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт} > 4,00 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

Так як необхідна вимова виконується приймаємо товщину утеплювача з пінополістиролу 100мм.

1.5.2 Теплотехнічний розрахунок покрівлі

Покрівля будівлі запроєктована плоскою з внутрішнім водовідведенням . Для відведення атмосферних опадів заплановано влаштування розуклонки покрівлі до водоприймальних воронок.

Уклон покрівлі прийнято $i = 1,5\%$, що забезпечується влаштуванням цементно-піщаної стяжки змінної товщини до водоприймальних воронок

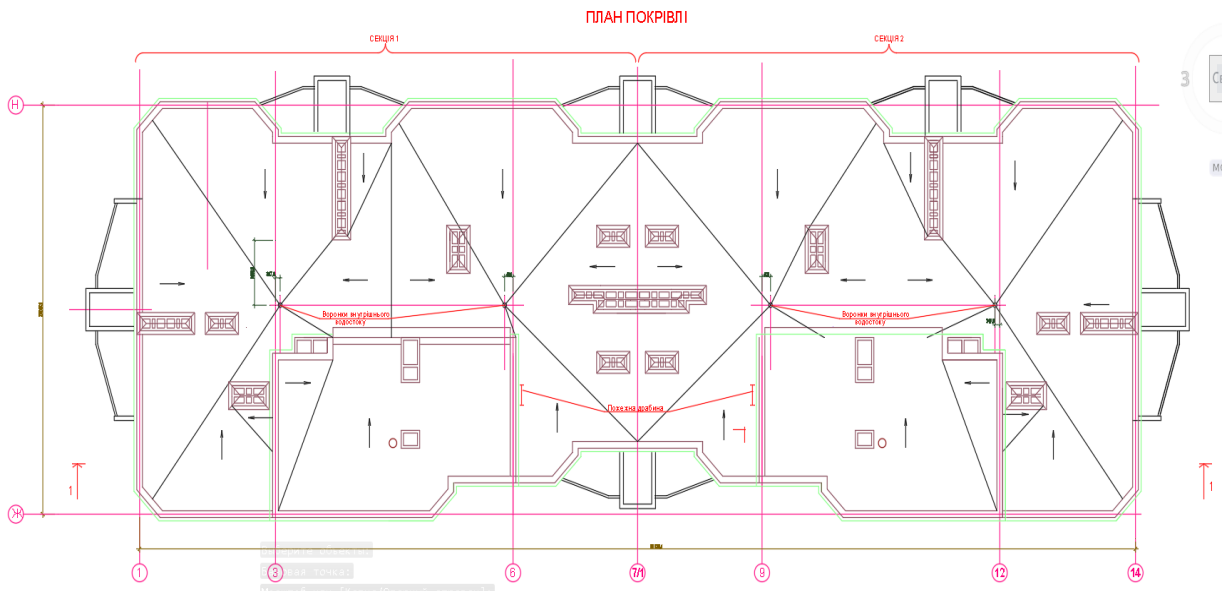


Рисунок 1.5 – План покрівлі

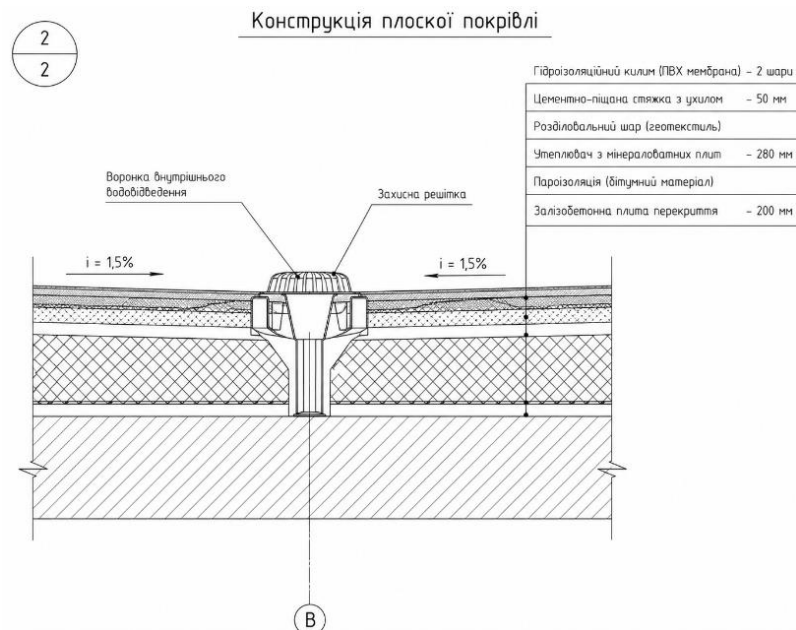


Рисунок 1.6 – Конструкція покрівлі

Відповідно до [7] обираємо розрахункові теплофізичні характеристики будівельних матеріалів покрівлі:

Таблиця 1.4 – Теплофізичні характеристики складників покрівлі

Назва шару	Матеріал	Товщина, δ , мм	Коефіцієнт теплопровідності, λ , Вт/(м*К)
Несуча плита	Залізобетон	200	1,69
Пароізоляція	Рулонний матеріал	-	-
Утеплювач	Мінераловатні плити	280	0,045
Цементно-піщана стяжка	Стяжка	50	0,93
Гідроізоляція	Рулонний матеріал	-	-

Гідроізоляція покрівлі забезпечується гідроізоляційним килимом(ПВХ мембрана) у 2 шари. Між цементно-піщаної стяжкою та утеплювачем знаходиться розділювальний шар з геотекстилю, що запобігає змішуванню матеріалів та зберігає їх функціональність.

Пароізоляційний та гідроізоляційний шари мають незначну товщину, тому в теплотехнічному розрахунку їх не враховуємо.

Вихідні дані:

- n – коефіцієнт, що враховує положення зовнішньої поверхні огорожувальної поверхні по відношенню до зовнішнього повітря; $n=0,9$;
- t_n – розрахункова температура зовнішнього повітря, що дорівнює середній температурі найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92;
- $t_n = -23^\circ\text{C}$;
- t_b – розрахункова температура внутрішнього повітря, $t_b = 18^\circ\text{C}$;
- Δt^n – нормативний температурний перепад між температурами внутрішнього повітря і внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції;
- $\Delta t^n = 3^\circ\text{C}$;
- α_b – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальних конструкцій; $\alpha_b = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$.
- α_n – коефіцієнт тепловіддачі(для зимових умов) зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції; $\alpha_n = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$.

Необхідний опорів теплопередачі огорожувальної конструкції:

$$R_{tr_o} = \frac{n \cdot (t_b - t_n)}{\Delta t^n \cdot \alpha_b}, (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})/\text{Вт}$$
$$R_{tr_o} = \frac{0,9 \cdot (18 - (-23))}{3 \cdot 8,7} = 1,41 (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})/\text{Вт}$$

Визначаємо товщину шару утеплювача по формулі:

$$\delta_2 = \left(R_{qmin} - \frac{1}{\alpha_b} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{1}{\alpha_n} \right) \cdot \lambda_3,$$

де $R_{qmin} = 6,00 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$ – відповідно до [7];

$$\delta_2 = \left(6,00 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,2}{1,69} - \frac{1}{23} \right) * 0,045 = 0,257 \text{ м} = 257 \text{ мм}$$

Приймаємо стандартну товщину утеплювача $\delta_2 = 280 \text{ мм}$.

Перевірка прийнятої конструкції;

$$R = \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{1}{\alpha_{\text{в}}}, (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})/\text{Вт}$$

$$R = \frac{1}{23} + \frac{0,050}{0,93} + \frac{0,28}{0,045} + \frac{0,2}{1,69} + \frac{1}{8,7} = 6,45 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

$$R > R_{\text{qmin}}$$

$$6,45 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт} > 6,00 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

Умова виконується, отже приймаємо товщину утеплювача 280 мм.

1.6 Характеристика основних конструктивних елементів будівлі

Конструктивна схема будівлі – монолітно-каркасна з залізобетонними несущими елементами, що відповідає вимогам [5]. Жорсткість запроєктованої будівлі забезпечується за рахунок плит перекриття, колон та сходово-ліфтових вузлів, які виступають діафрагмами жорсткості.

Відповідно за інженерно-геологічних умов ділянки будівництва має забезпечуватися рівномірна передача навантаження на основу будівлі, тому фундамент обраний у вигляді монолітної залізобетонної плити за [2]. Зовнішні стіни виступають самонесучими конструкціями, виконані з піносілікатних блоків товщиною 300 мм, утеплювального шару – пінополістиролу 100 мм та зовні мають вентильовану фасадну систему з алюмокомпозитних панелей. За умовами теплозахисту відповідають [7].

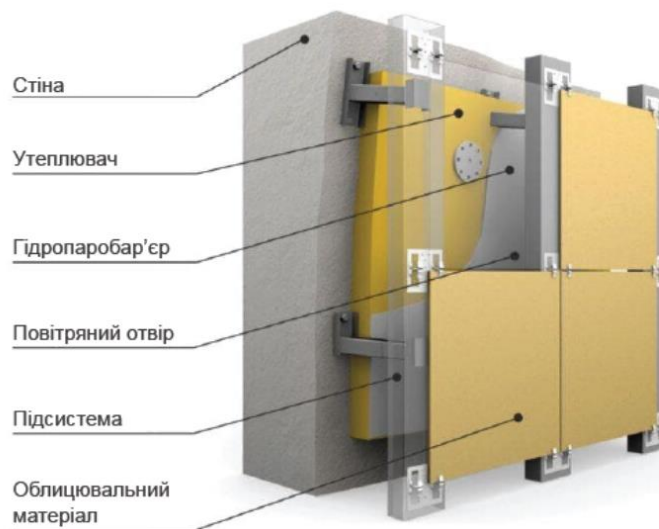


Рисунок 1.7 – Конструкція кріплення за технологією «вентильований фасад»

Перекриття з монолітного залізобетону товщиною 200мм передають вертикальні навантаження на несущі елементи каркасу будинку.

Покрівля будинку є плоскою з внутрішнім водовідведенням та уклоном $i = 1,5\%$ у бік водоприймальних воронок. Основним шаром покрівлі виступає залізобетонна плита товщиною 200мм, покрита рулонним матеріалом, що забезпечує пароізоляцію. Товщина утеплювача з мінераловатних плит 280мм, обрана за розрахунками енергоефективності конструкції. Шар геотекстилю, що межує з утеплювачем та цементно-піщаною стяжкою з ухилом – 50мм, забезпечує цілісність компонентів. Гідроізоляція виконана у два шари гідроізоляційним килимом.

Підлога поверху громадських приміщень – перекриття над підвальним приміщенням, виконана з вирівнювальної стяжки, пінополістиролу та залізобетонної плити.

Монолітно-залізобетонні сходи складаються з майданчиків та маршів за [1]. Вертикальне сполучення між поверхами відбувається ліфтами. Вікна – пластикові з подвійним склінням, двері -вхідні металеві, внутрішні - металопластикові або дерев'яні.

Зовнішнє оздоблення виконано алюмокомпозитними панелями в

яскравих кольорах .

Конструктивні рішення враховують також вимоги [4] та [3].

1.7 Санітарно-технічне та інженерне обладнання будівлі

Будівля має підвальний поверх де прокладаються інженерні комунікації, трубопроводи систем водопостачання ,каналізація та опалення, а також спеціалізовані технічні приміщення для їх обслуговування. На технічному поверсі розміщується інженерне обладнання, вентиляційні канали.

1.7.1 Внутрішній водопровід та каналізація

Будинок обладнаний системами гарячого та протипожежного водопостачання, господарсько-побутовим водопроводом, побутовою каналізацією.

Водопостачання відбувається від центральної міської мережі відповідно до вимог [15]. Потребується встановлення насосного обладнання та зонування системи водопостачання, що дозволить забезпечити нормальний тиск, враховуючи поверховість будівлі. Щоб напір води був однаковий на всіх поверхах використовуємо багато насосну станцію підвищення тиску з частотним регулюванням.

Враховуючи норми надійності та безпеки для даного проєкту необхідно встановити 2 робочих насоси Calpeda MXV EI, один резервний та регулятори тиску у підвальному приміщенні.



Рисунок 1.8 – Насосне обладнання Calpeda MXV EI

Також встановлюємо окрему групу пожежних насосів для внутрішнього протипожежного водопроводу. Основний пожежний насос, резервний та насос підтримання тиску відповідно до [8]. Протипожежні крани встановлюють на кожному поверсі біля сходово-ліфтових вузлів, насосне обладнання під'єднується до основного або резервного електроживлення.

На вводі трубопроводу проєктується водомірний вузол та прилади обліку водоспоживання. Лічильники встановлюються окремо у кожній квартирі та приміщеннях громадського призначення. Магістральні мережі прокладені з метало-пластикових легких ізольованих труб .

Відведення стічних вод у зовнішню каналізаційну мережу відбувається через побудову каналізацію, яка складається зі стояків та горизонтальних трубопроводів.

Атмосферні опади з покрівлі виводяться через водоприймальні воронки та стояки внутрішнього водостоку.

1.7.2 Опалення

Для підтримання нормативної температури повітря у приміщеннях влаштовуємо двотрубну водяну систему опалення будинку, забезпечену централізованою тепловою мережею. Магістральні трубопроводи виконані зі сталевих труб з встановленою регулюючою арматурою. На кожному стояку встановлюємо автоматичні балансувальні клапани, для стабілізації перепадів тиску. В якості нагрівальних приладів використовуємо сталеві панельні радіатори. Вони мають достатню тепловіддачу, невеликі розміри та зручні в експлуатації. Система опалення виконується згідно [16].

1.7.3 Вентиляція

Вентиляція проєктується окремо для кожного типу приміщень відповідно до [16].

Кожна секція будинку має окремі вентиляційні шахти ,тому створення спільної шахти між житловими та громадськими приміщеннями заборонено.

У житловій частині приймаємо природну припливно-витяжну

вентиляцію. Виконується зі збірних вентиляційних блоків, повітроводи з оцинкованої сталі. Через віконні прорізи та двері свіже повітря надходить до кімнат, а видалення забрудненого повітря відбувається через вентиляційні канали кухонь, санвузлів та ванних кімнат. Вентиляційні канали об'єднуються у вентиляційні вертикальні шахти, які проходять через усі поверхи та виводять вище рівня покрівлі.

У приміщеннях громадського призначення вентиляція – механічна припливно-витяжна, дозволяє видаляти забруднене повітря через окремі вентиляційні канали з виведенням на покрівлю. Повітроводи виконані також з оцинкованої сталі та прокладаються у підвісних стелях, технічних шахтах.

Вентиляційні комунікації та вузли їх обслуговування розміщують на технічному поверсі.

1.7.4 Електропостачання та електрообладнання

Проектований будинок має підвищену поверховість, отже основні електроспоживачі належать до I та II категорій надійності електропостачання згідно вимог [17].

До першої категорії належать: евакуаційне та аварійне освітлення, системи пожежної сигналізації, системи димовидалення, пожежні насоси, обладнання протипожежного захисту, ліфтове обладнання пожежних підрозділів. Тобто, всі електроспоживачі припинення роботи яких створює небезпеку для життя людей та порушує систему безпеки та евакуації. Їх споживання відбувається від двох незалежних джерел живлення з автоматичним перемиканням на резервне джерело у разі аварійного відключення.

Живлення житлової частини, громадських приміщень насосного та вентиляційного обладнання належить до II категорії, оскільки допускається короткочасне припинення електропостачання на час перемикання резервного живлення. Вони мають окремі електричні групи та вузли.

Живлення всього будинку йде від міської електричної мережі через

обліково-розподільчі пристрої. Кожна секція має власні розподільчі мережі та поверхові електрощити. Головний розподільчий щит, електрощитові приміщення, кабелі та обладнання обліку електроенергії розташовуються у підвальному поверсі.

Ліфтове обладнання живиться окремими силовими лініями. Електрокабелі прокладають в кабельних каналах, технічних шахтах обов'язково з системою заземлення та автоматичними пристроями захисного відключення.

Зовнішнє освітлення прибудинкової території відбувається ліхтарями, розташованими вздовж пішохідних доріжок, входів до будинку, поблизу укриття.

1.7.5 Система зв'язку та протипожежний захист

Будинок оснащений системами телефонного-інтернет зв'язку, телебаченням, домофонами. Кожна секція має окремі комунікаційні стояки, підключені через слабкострумові мережі. Домофони встановлюються на вході до житлової секції та у кожній квартирі.

Будівля має автоматичну систему пожежної сигналізації та димовидалення. У всіх приміщеннях встановлено пожежні сповіщувачі, що передають звукові та світлові сигнали у разі надзвичайної ситуації.

РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту

2.1.1 Аналіз інженерно - геологічних умов будівельного майданчика

Глибина промерзання ґрунту на ділянці будівництва становить 1,0 м. Температура найбільш холодної доби року - 28°C. Ділянка розташована у місті Харків та належить до І кліматичного району.

На будівельному майданчику пробурюємо 5 свердловин, глибиною по 15 м, відстань між ними наведена у таблиці 2.1:

Таблиця 2.1 – Відстань між свердловинами будівельного майданчика

Номери свердловин	Відстань між свердловинами, м
Св.1 -св.2	25
св.2-св.3	26
св.1-св.3	30
св.1-св.4	18
св.3-св.5	18
св.4 -св.2	25
св.2-св.5	18
св.4-св.5	30

Розташування свердловин показуємо на рисунку 2.1

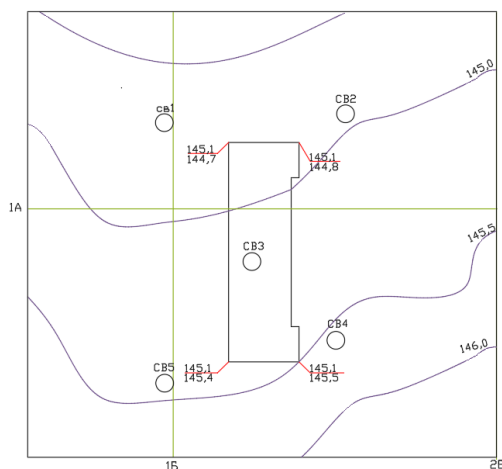


Рисунок 2.1 – План будівельного майданчика

Буріння свердловин дозволило визначити найменування ґрунтів та їх товщину:

1. Лесовий суглинок глибиною 0,4 – 5,5 м.
2. Дрібні піски глибиною 5,5 – 8,5м.
3. Щільні піски глибиною 8,5 – 11,0 м.
4. Глина глибиною 11,0 – 15,0 м.

Рівень ґрунтових вод на глибині 10 – 12 м від поверхні землі. У період масивних опадів, сніготанення можливе підвищення цього рівня або утворення верховодки.

2.1.2 Фізико-механічні властивості ґрунтів

1 шар – лесовий суглинок.

Суглинок характеризується вмістом пилюватих та глинистих частинок у складі, залежно від їх процентного вмісту і визначається ґрунт та його властивості.

Таблиця 2.2 – Гранулометричний склад I шару

Фракція частинок	Вміст ,%
Піщана фракція	28
Пилувата фракція	52
Глиниста фракція	20
Разом:	100

Процентний вміст пилуватої фракції становить 52%, отже це лісовий суглинок.

Число пластичності ґрунту

$$I_p = \omega_L - \omega_p,$$

де I_p – число пластичності,%; ω_L – вологість на межі текучості ґрунту, %; ω_p – вологість на межі розкочування ґрунту,%.

$$I_p = (0,31 - 0,18) \cdot 100 = 0,13 \cdot 100 = 13\%.$$

Оскільки $7 < I_p < 17$ – ґрунт належить до суглинків.

Показник текучості

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p},$$

де I_L – показник текучості; ω – природна вологість ґрунту, %; де ω_L – вологість на межі текучості ґрунту, %; ω_p – вологість на межі розкочування ґрунту, %.

$$I_L = \frac{0,23 - 0,18}{0,31 - 0,18} = 0,38$$

$0,25 < I_L < 0,50$ – суглинок туго-пластичний.

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{p_s}{p_d} - 1,$$

де p_d – щільність сухого ґрунту, т/м³; p_s – щільність частинок сухого ґрунту, т/м³.

$$e = \frac{2,7}{1,55} - 1 = 0,74$$

$0,60 < e < 0,85$ – середньо - пористий

Ступінь водонасичення

$$S_r = \frac{\omega \cdot p_s}{e \cdot p_w},$$

де p_w – щільність води, приймаємо 1 т/м³; ω – природна вологість ґрунту, %; p_s – щільність частинок сухого ґрунту, т/м³; e – коефіцієнт пористості.

$$S_r = \frac{0,23 \cdot 2,7}{0,74 \cdot 1} = 0,84$$

$0,8 < S_r < 1,0$ – водонасичений ґрунт.

Модуль деформації ґрунту E приймаємо рівним 18 МПа для попереднього розрахунку. Точний результат знаходиться за лабораторними та польовими дослідженнями. Ґрунт належить до слабо-стисливих.

Отже, верхній шар – це туго-пластичний та слабо-стисливий суглинок, він має задовільні фізико-механічні властивості. Проте його несуча здатність

є недостатньою для нашого проєкту через значну поверховість будівлі.

2 шар – дрібний піщаний ґрунт

Таблиця 2.3 – Гранулометричний склад II шару

Фракція, мм	Вміст, %
>2,0мм	1
2,0-0,5мм	8
0,5-0,25мм	18
0,25-0,10мм	60
<0,10мм	13
Разом:	100

У дрібному піску частинки більші за 0,10мм мають становити більше 75% вмісту.

$$1+8+18+60=87\%$$

$$87\% > 75\%$$

Отже, це дрібний пісок .

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{p_s}{p_d} - 1,$$

де p_d – щільність сухого ґрунту, т/м³; p_s – щільність частинок сухого ґрунту, т/м³ .

$$e = \frac{2,65}{1,60} - 1 = 0,66$$

$0,60 < e < 0,85$ – середньо щільності ґрунт.

Ступінь водонасичення

$$S_r = \frac{\omega \cdot p_s}{e \cdot p_w},$$

де p_w – щільність води, приймаємо 1т/м³; ω – природна вологість ґрунту, %; p_s – щільність частинок сухого ґрунту, т/м³; e – коефіцієнт пористості.

$$S_r = \frac{0,16 \cdot 2,65}{0,66 \cdot 1} = 0,64$$

$0,50 < S_r < 0,80$ – середнього ступеню водонасичення.

Модуль деформації $E=25$ МПа, обираємо попередньо лабораторних значень.

Шар дрібного піску – середньої щільності, середньо-стисливий. Може використовуватися як підстильний шар.

3 шар – щільний пісок середньої крупності

Таблиця 2.4 – Гранулометричний склад III шару

Фракція, мм	Вміст, %
>2,0мм	4
2,0-0,5мм	26
0,5-0,25мм	45
0,25-0,10мм	20
<0,10мм	5
Разом:	100

У піску середньої крупності вміст частинок крупніше 0,25 мм має становить більше 50%.

$$45+26+4=75\%$$

$$75\% > 50\%$$

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{p_s}{p_d} - 1,$$

де p_d – щільність сухого ґрунту, т/м³; p_s – щільність частинок сухого ґрунту, т/м³.

$$e = \frac{2,7}{1,90} - 1 = 0,39$$

$e < 0,50$ – щільний пісок.

Ступінь водонасичення

$$S_r = \frac{\omega \cdot p_s}{e \cdot p_w},$$

де p_w – щільність води, приймаємо 1т/м^3 ; ω – природна вологість ґрунту, %; p_s – щільність частинок сухого ґрунту, т/м^3 ; e – коефіцієнт пористості.

$$S_r = \frac{0,07 \cdot 2,65}{0,38 \cdot 1} = 0,43$$

$S_r < 0,50$ – мало-вологий ґрунт.

Модуль деформації $E=35\text{МПа}$, отже ґрунт є міцним. Проте необхідні додаткові дослідження та розрахунки.

Отже, 3 шар – щільний, мало-вологий, міцний пісок середньої крупності задовольняє необхідним фізико-механічним характеристикам, проте в межах проєкту необхідно розглянути шари нижче.

4 шар – глина

Таблиця 2.5 – Гранулометричний склад IV шару

Фракція частинок	Вміст, %
Піщана фракція	18
Пилувата фракція	42
Глиниста фракція	40
Разом:	100

Процентний вміст глинистої фракції більше 30%, отже цей ґрунт – глина .

Число пластичності ґрунту

$$I_p = \omega_L - \omega_P,$$

де I_p – число пластичності, %; ω_L – вологість на межі текучості ґрунту, %; ω_P – вологість на межі розкочування ґрунту, %.

$$I_p = (0,48 - 0,22) \cdot 100 = 0,26 \cdot 100 = 26\%.$$

Оскільки $I_p > 17$ – ґрунт належить до глин.

Показник текучості

$$I_L = \frac{\omega - \omega_P}{\omega_L - \omega_P},$$

де I_L – показник текучості; ω – природна вологість ґрунту, %; де ω_L – вологість на межі текучості ґрунту, %; ω_P – вологість на межі розкочування ґрунту, %.

$$I_L = \frac{0,28 - 0,22}{0,48 - 0,22} = 0,23$$

$0,00 < I_L < 0,25$ – глина напівтверда .

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{p_s}{p_d} - 1,$$

де p_d – щільність сухого ґрунту, т/м³; p_s – щільність частинок сухого ґрунту, т/м³.

$$e = \frac{2,18}{1,33} - 1 = 0,64$$

$0,60 < e < 0,85$ – середня пористість.

Ступінь водонасичення

$$S_r = \frac{\omega \cdot p_s}{e \cdot p_w},$$

де p_w – щільність води, приймаємо 1 т/м³; ω – природна вологість ґрунту, %; p_s – щільність частинок сухого ґрунту, т/м³; e – коефіцієнт пористості.

$$S_r = \frac{0,28 \cdot 2,18}{0,64 \cdot 1} = 0,95$$

$0,8 < S_r < 1,0$ – водонасичений ґрунт.

Модуль деформації ґрунту E приймаємо рівним 40 МПа для попереднього розрахунку. Точний результат знаходиться за лабораторними та польовими дослідженнями. Ґрунт належить до слабо-стисливих.

Цей прошарок – напівтверда глина, слабо-стислива. Обираємо його як несучий шар фундаменту будівлі.

2.1.3 Визначення типу та виду фундаменту

Тип фундаменту приймаємо пальовий з плитним роствертком відповідно до [2]. Такий тип відноситься до фундаментів глибокого закладання та дає змогу запроєктувати передачу основної частини навантаження на міцні ґрунти. Палі передають навантаження від споруди на ґрунт, а ростверки слугують для розподілення навантажень між палями від несучих конструкцій споруди.

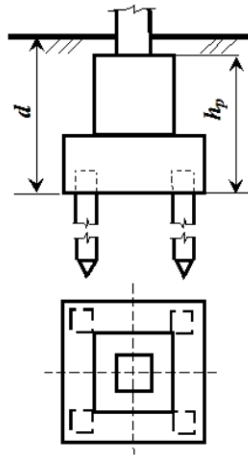


Рисунок 2.2 – Конструкція пальового фундаменту

За характером передачі тиску від споруди на основу обираємо палі - висячі, вони входять у слабкі шари ґрунту та входять вістрям у міцні шари . Під дією вертикальної сили паля - тертя отримує переміщення, достатнє для виникнення сил тертя між бічною поверхнею палі і ґрунтом.

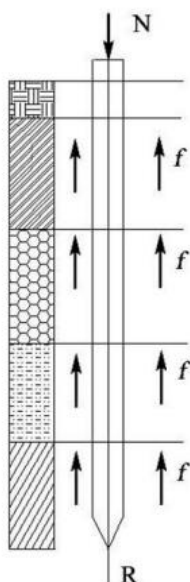


Рисунок 2.3 – Схема роботи палі - тертя в ґрунті

Розташування палей виконується певною сіткою під всією площею будівлі – пальове поле. Тип роствертку приймаємо низьким, він зможе передавати частину вертикального тиску на ґрунт основи по всій своїй підшві. За технологією виготовлення він – монолітний, бетон класу C20/25.

Армування виконується звичайною арматурою класу A400C. Сполучення палі та роствертку є жорстким із замуруванням голови палі не менше ніж на 0,3м.

Самі палі приймаємо забивними залізобетонними з квадратним поперечним перерізом 350×350мм. Вони мають призматичну форму та виконуються з важкого бетону класу C20/25.

Армування виконується ненапруженою повздовжньою арматурою класу A400C з попереднім армуванням. Ніжній кінець палі зі загостренням.

Після вибору фундаменту споруди необхідно виконати його комплексний захист:

1. Влаштування відмостки в 1м з ухилом 3-5% для відведення дощових та талих вод;
2. Дренажі для збору і відведення підземних вод від споруди;
3. Щебенева підготовка із ущільненого щебеню товщиною 200мм;

4. Бетонна підготовка товщиною 100мм та бетону класу С8/10;
5. Гідроізоляція по бетонній підготовці у два шари бітумною мастикою. Вертикальна поверхня ростверку та стін підвалу захищається обмазувальною бітумною - полімерною гідроізоляцією.

2.1.4 Визначення глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаменту – це відстань від його підшви до рівня поверхні ґрунту .

Розрахункову глибину промерзання ґрунту d_f розраховуємо за формулою

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} ,$$

де d_f – розрахункова глибина промерзання ґрунту, м; k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди; d_{fn} – нормативна глибина промерзання ґрунту, м.

Нормативну глибину промерзання ґрунту d_{fn} визначаємо за формулою

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} ,$$

де $\sqrt{M_t}$ – коефіцієнт, що дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в Харкові; d_0 – величина, що враховує вид ґрунту, м.

Сума абсолютних значень середньомісячних негативних температур $\sqrt{M_t}$ становить 14,7°C згідно[3].

d_0 для пісків середньої крупності приймаємо 0,30 м.

Тому,

$$d_{fn} = 0,30 \cdot \sqrt{14,7} = 1,15 \text{ м.}$$

Коефіцієнт теплового режиму $k_h=0,6$ обираємо за довідковими таблицями чинного [2]. Тоді, розрахункова глибина промерзання дорівнює:

$$d_f = 0,6 \cdot 1,15 = 0,69 \text{ м.}$$

Фундамент має бути занурений у несучий шар не менше ніж на 0,15...0,2м, тому:

$$d_f = 0,69 + 0,18 = 0,87 \text{ м.}$$

Також фундамент має бути занурений на 0,2 – 0,5м нижче за відмітку підлоги підвалу. У нашому випадку відмітка підлоги підвального поверху становить – 4.200 м, щільний шар піску знаходить на глибині від 4,0м.

Враховуючи товщину фундаментної плити, бетонну підготовку та щебеневу основу відмітка підлоги фундаменту становитиме – 5.200 м, тому $d_{\text{глиб.фунд}} = 5,2 \text{ м.}$

2.1.5 Розрахунок пальового фундаменту

2.1.5.1 Збір навантажень на фундамент

На фундамент будівлі діють постійні та тимчасові навантаження, їх визначення виконується відповідно до [4].

- *Власна вага монолітного перекриття :*

$$\text{Нормативне навантаження: } g_{n1} = h \cdot \gamma,$$

де h – товщина перекриття, м; γ – питома вага залізобетону, кН/м³.

$$g_{n1} = 0,2 \cdot 25 = 5,0 \text{ кН/м}^2.$$

$$\text{Розрахункове навантаження: } g_{p1} = g_{n1} \cdot \gamma_{fm},$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності, визначаємо за [4].

$$g_{p1} = 5,0 \cdot 1,1 = 5,5 \text{ кН/м}^2.$$

- *Постійне навантаження від підлоги:*

$$\text{Нормативне навантаження приймаємо: } g_{n2} = 1,8 \text{ кН/м}^2.$$

$$\text{Розрахункове навантаження: } g_{p2} = g_{n2} \cdot \gamma_{fm},$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності, визначаємо [4].

$$g_{p2} = 1,8 \cdot 1,2 = 2,16 \text{ кН/м}^2.$$

- *Навантаження від перегородки:*

Нормативне навантаження: $g_{н3}=1,2\text{кН/м}^2$.

Розрахункове навантаження: $g_{p3}=g_{н3} \cdot \gamma_{fm}$,

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності, визначаємо за [4].

$$g_{p3}=1,2 \cdot 1,3=1,56\text{кН/м}^2.$$

- *Навантаження від інженерних шахт, сходових клітин, ліфтових вузлів:*

Нормативне навантаження: $g_{н4}=0,8\text{кН/м}^2$.

Розрахункове навантаження: $g_{p4}=g_{н4} \cdot \gamma_{fm}$,

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності, визначаємо за [4].

$$g_{p4}=0,8 \cdot 1,3=1,04\text{кН/м}^2.$$

- Сумарне постійне навантаження на житловий поверх:

$$g_{жит}=g_{p1}+g_{p2}+g_{p3}+g_{p4}=5,5+2,16+1,56+1,04=10,26\text{кН/м}^2.$$

- *Тимчасове навантаження для житлового приміщення:*

Нормативне навантаження: $q_{н1}=2,0\text{кН/м}^2$.

Розрахункове навантаження: $q_{p1}=q_{н1} \cdot \gamma_{fm}$,

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності, визначаємо за [4].

$$q_{p1}=2,0 \cdot 1,5=3,0\text{кН/м}^2.$$

- *Повне на житловий поверх:*

$$q_{жит}=g_{жит}+q_{p1},$$

де $g_{жит}$ – сумарне постійне навантаження на житловий поверх;

q_{p1} – тимчасове навантаження житлового поверху.

$$q_{жит}=10,26+3,0=13,26\text{кН/м}^2.$$

- *Тимчасове навантаження для громадського поверху:*

Нормативне навантаження: $q_{н2}=4,0\text{кН/м}^2$.

Розрахункове навантаження: $q_{p2}=q_{н2} \cdot \gamma_{fm}$,

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності, визначаємо за [4].

$$q_{p2}=4,0 \cdot 1,5=6,0\text{кН/м}^2.$$

- Постійне навантаження для громадського поверху:

$$g_{\text{гр.}} = 11,0 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{\text{гр.}} = g_{\text{гр.}} + q_{\text{р2}},$$

$$\text{Отже, } q_{\text{гр.}} = 11,0 + 6,0 = 17,0 \text{ кН/м}^2.$$

- Постійне навантаження від технічного поверху та покрівлі:

$$\text{Нормативне навантаження: } g_{\text{н.тех}} = 7,0 \text{ кН/м}^2.$$

$$\text{Розрахункове навантаження: } g_{\text{р.тех}} = q_{\text{н1}} \cdot \gamma_{\text{fm}},$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності, визначаємо [4].

$$g_{\text{р.тех.}} = 7,0 \cdot 1,5 = 8,5 \text{ кН/м}^2.$$

- Нормативне снігове навантаження :

$$S_n = S_0 \cdot \mu \cdot C_e \cdot C_t,$$

де S_0 – нормативне значення снігового навантаження для району будівництва, приймаємо для міста Харків рівним $S_0 = 1,2 \text{ кН/м}^2$; μ – коефіцієнт форми покрівлі, який враховує накопичення снігу на даху, приймаємо $\mu = 1,0$; C_e – коефіцієнт експозиції, враховує вплив вітру на сніговий покрив, $C_e = 1,0$; C_t – температурний коефіцієнт, $C_t = 1,0$.

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

- Розрахункове снігове навантаження:

$$S_p = S_n \cdot \gamma_{\text{fm}},$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності, визначаємо [4], $\gamma_{\text{fm}} = 1,5$.

$$S_p = 1,2 \cdot 1,5 = 1,8 \text{ кН/м}^2.$$

- Повне навантаження від технічного поверху:

$$g_{\text{пок.}} = S_p + g_{\text{тех.}},$$

$$q_{\text{пок.}} = 1,8 + 8,5 = 10,3 \text{ кН/м}^2.$$

- Навантаження від підвального поверху:

$$\text{Нормативне навантаження: } g_{\text{н.під.}} = 10,0 \text{ кН/м}^2.$$

$$\text{Розрахункове навантаження: } q_{\text{р.під.}} = g_{\text{н.під.}} \cdot \gamma_{\text{fm}},$$

Де γ_{ft} – коефіцієнт надійності, визначаємо [4].

$$q_{p.під.} = 10,0 \cdot 1,2 = 12,0 \text{ кН/м}^2.$$

$$q_{під.} = 12,0 \text{ кН/м}^2.$$

- *Навантаження від зовнішніх стін та цоколя:*

Визначаємо вагу 1 м^2 зовнішньої стіни:

$$g_{ст.} = \sum (\delta_i \cdot \rho_i),$$

де δ_i – товщина шару, м; ρ_i – щільність матеріалу, кН/м^3 .

Штукатурка: $g_{шт} = 0,01 \cdot 13 = 0,13 \text{ кН/м}^3$;

Газоблок D500: $g_{бл.} = 0,30 \cdot 5 = 1,50 \text{ кН/м}^3$;

Пінополістирол $g_{пмс.} = 0,052 \cdot 0,35 = 0,018 \text{ кН/м}^3$;

Алюмокомпозитні панелі: $g_{пан.} = 0,02 \cdot 15 = 0,30 \text{ кН/м}^3$.

Загальна вага зовнішньої стіни:

$$g_{ст.} = g_{шт} + g_{бл.} + g_{пмс.} + g_{пан.};$$

$$g_{ст.} = 0,13 + 1,50 + 0,018 + 0,30 = 1,95 \text{ кН/м}^3.$$

Площа зовнішніх стін:

$$P = 2(L + B),$$

де L – ширина будівлі, м; B – довжина будівлі, м ;

$$P = 2(18,3 + 52,8) = 142,2 \text{ м.}$$

Площа зовнішніх стін:

$$A_{ст} = P \cdot H,$$

де H – висота будівлі, м.

$$A_{ст} = 142,2 \cdot 54,0 = 7678,8 \text{ м}^2.$$

Загальна вага зовнішніх стін:

$$N_{ст} = g_{ст} \cdot A_{ст},$$

де $g_{ст}$ – загальна вага зовнішньої стіни; $A_{ст}$ – площа зовнішніх стін.

$$N_{ст} = 1,95 \cdot 7678,8 = 14973,66 \text{ кН.}$$

Площа будівлі:

$$A_{\text{буд.}} = L \cdot B,$$

де L – довжина будівлі, м; B – ширина будівлі, м;

$$A_{\text{буд.}} = 52,8 \cdot 18,3 = 996,24 \text{ м}^2.$$

Навантаження від стін та цоколя на 1 м^2 площі забудови:

$$q_{\text{ст}} = \frac{N_{\text{ст}}}{A_{\text{буд.}}},$$

де $N_{\text{ст}}$ – загальна вага зовнішніх стін, кН; $A_{\text{буд.}}$ – площа будівлі, м^2 .

$$q_{\text{ст}} = \frac{14973,66}{996,24} = 15,03 \text{ кН/м}^2.$$

Враховуючи залізобетонні стіні підвального приміщення, приймаємо

$$q_{\text{ст}} = 18,5 \text{ кН/м}^2.$$

Таблиця 2.6 – Збір навантажень на 1 м^2 житлового поверху

Вид навантаження	Нормативне навантаження кН/м ²	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження кН/м ²
Власна вага монолітного перекриття	5,0	1,1	5,5
Від підлоги	1,8	1,2	2,16
Від перегородки	1,2	1,3	1,56
Від інженерних шахт, сходових клітин, ліфтових вузлів	0,8	1,3	1,04
Сумарне постійне на житловий поверх	10,26		
Тимчасове навантаження на житловий поверх	2,0	1,5	3,0
Повне на житловий поверх	13,26		

Таблиця 2.7 – Збір навантажень на 1 м² фундаментної плити

Вид навантаження	Нормативне навантаження кН/м ²	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження кН/м ²
Від 15 житлових поверхів	198,6		
Тимчасове на громадський поверх	4,0	1,5	6,0
Постійне на громадський поверх	11,0	1,5	17,0
Постійне на технічний поверх та покрівлю	7,0	1,5	8,5
Снігове навантаження	1,2	1,5	1,8
Повне на технічний поверх	10,3		
Від підвального поверху	10,0	1,2	12,0
Від зовнішніх стін та цоколя	-	-	18,5
Загальне розрахункове навантаження			256,4

Загальне розрахункове вертикальне навантаження на фундамент, визначається за формулою:

$$F = A_{\text{буд}} \cdot (q_{\text{жит}} \cdot n + q_{\text{гр.}} + q_{\text{пок.}} + q_{\text{під.}} + q_{\text{ст.}}),$$

де $A_{\text{буд}}$ – площа будівлі в плані, м²; $q_{\text{жит}}$ – повне навантаження на житловий поверх, кН/м²; n – кількість житлових поверхів; $q_{\text{гр.}}$ – постійне навантаження на громадський поверх, кН/м²; $q_{\text{пок.}}$ – постійне навантаження на покрівлю та технічний поверх, кН/м²; $q_{\text{під.}}$ – навантаження від підвального поверху, кН/м²; $q_{\text{ст.}}$ – навантаження від зовнішніх стін та цоколя, кН/м².

Отже,

$$F = 996,24 \cdot (13,26 \cdot 15 + 17,0 + 10,3 + 12,0 + 18,5) = 247743,94 \text{ кН}$$

Вантажна площа на колону середнього ряду визначається за формулою:

$$A_{\text{ван}} = l_1 \cdot l_2,$$

де l_1 – розмір грузової площі, наколо середньої колони по осі X, м; l_2 – розмір грузової площі наколо середньої колони по осі Y, м.

$$l_1 = \frac{l_{\text{лів.}}}{2} + \frac{l_{\text{прав.}}}{2},$$

де $l_{\text{лів.}}$ – проліт зліва від колони, м; $l_{\text{прав.}}$ – справа від колони, м.

$$l_1 = \frac{5,7}{2} + \frac{5,7}{2} = 5,7 \text{ м.}$$

$$l_2 = \frac{l_{\text{ниж.}}}{2} + \frac{l_{\text{верх.}}}{2},$$

де $l_{\text{ниж.}}$ – проліт знизу від колони по осі Y, м; $l_{\text{верх.}}$ – проліт зверху від колони по осі Y, м.

$$l_2 = \frac{5,4}{2} + \frac{6,6}{2} = 6 \text{ м.}$$

$$A_{\text{ван}} = 5,7 \cdot 6 = 34,2 \text{ м}^2.$$

- Навантаження від житлового поверху:

$$N_{1\text{жит.}} = q_{\text{жит.}} \cdot A_{\text{ван}},$$

де $q_{\text{жит.}}$ – розрахункове постійне та змінне навантаження на перекриття з урахуванням власної ваги, кН/м²; $A_{\text{ван}}$ – вантажна площа на колону середнього ряду, м².

$$N_{1\text{жит.}} = 13,26 \cdot 34,2 = 453,49 \text{ кН.}$$

- Навантаження від всіх житлових поверхів:

$$N_{15\text{жит.}} = N_{1\text{жит.}} \cdot n,$$

де $N_{1\text{жит.}}$ – навантаження від одного житлового поверху, кН; n – кількість житлових поверхів.

$$N_{15\text{жит.}} = 453,49 \cdot 15 = 6802,4 \text{ кН.}$$

- Навантаження від громадського поверху:

$$N_{\text{гр.}} = q_{\text{гр.}} \cdot A_{\text{ван}},$$

де $q_{\text{гр}}$ – повне навантаження від громадського поверху, кН/м^2 ; $A_{\text{ван}}$ – вантажна площа на колону середнього ряду, м^2 .

$$N_{\text{гр.}} = 17 \cdot 34,2 = 581,4 \text{ кН.}$$

- Навантаження від підвального поверху:

$$N_{\text{під.}} = q_{\text{під.}} \cdot A_{\text{ван.}}$$

де $q_{\text{під.}}$ – навантаження від підвального поверху, кН/м^2 ; $A_{\text{ван}}$ – вантажна площа на колону середнього ряду, м^2 .

$$N_{\text{під.}} = 12,0 \cdot 34,2 = 410,4 \text{ кН.}$$

- Навантаження від технічного поверху та покрівлі:

$$N_{\text{тех.}} = q_{\text{тех.}} \cdot A_{\text{ван.}}$$

де $q_{\text{тех.}}$ – повне навантаження на технічний поверх, кН/м^2 ; $A_{\text{ван}}$ – вантажна площа на колону середнього ряду, м^2 .

$$N_{\text{тех.}} = 10,3 \cdot 34,2 = 352,3 \text{ кН.}$$

- Власна вага однієї колони проміжного поверху розраховується за формулою:

$$N_{\text{кол}} = b \cdot h \cdot H \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma_{ft},$$

де b – ширина поперечного перерізу колони, м; h – висота поперечного перерізу колони, м; H – висота поверху, м; ρ – густина залізобетону, кг/м^3 ; γ_{ft} – коефіцієнт надійності за навантаженням.

Оскільки, висота поверхів будинку різна, то вагу колон розраховуємо для кожного типу поверхів окремо.

- Житловий поверх:

$$N_{\text{кол.жит.}} = b \cdot h \cdot H_{\text{жит.}} \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma_{ft},$$

де b – ширина поперечного перерізу колони, м; h – висота поперечного перерізу колони, м; $H_{\text{жит.}}$ – висота поверху, м; ρ – густина залізобетону, кг/м^3 ; γ_{ft} – коефіцієнт надійності за навантаженням.

$$N_{\text{кол.жит.}} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 2,7 \cdot 2500 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,1 = 11,65 \text{ кН.}$$

- Для 15 житлових поверхів:

$$N_{\text{кол.15жит.}} = N_{\text{кол.жит.}} \cdot n,$$

де $N_{\text{кол.жит.}}$ – власна вага колон на один житловий поверх, кН; n – кількість житлових поверхів.

$$N_{\text{кол.15жит.}} = 11,65 \cdot 15 = 174,75 \text{ кН.}$$

- Громадський поверх:

$$N_{\text{кол.гром.}} = b \cdot h \cdot H_{\text{гром.}} \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma_{fm},$$

де b – ширина поперечного перерізу колони, м; h – висота поперечного перерізу колони, м; $H_{\text{гром.}}$ – висота поверху, м; ρ – густина залізобетону, кг/м³; γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням.

$$N_{\text{кол.гром.}} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,0 \cdot 2500 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,1 = 12,95 \text{ кН.}$$

- Технічний поверх:

$$N_{\text{кол.тех.}} = b \cdot h \cdot H_{\text{тех.}} \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma_{fm},$$

де b – ширина поперечного перерізу колони, м; h – висота поперечного перерізу колони, м; $H_{\text{тех.}}$ – висота поверху, м; ρ – густина залізобетону, кг/м³; γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням.

$$N_{\text{кол.тех.}} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 2,5 \cdot 2500 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,1 = 10,8 \text{ кН.}$$

- Підвальний поверх:

$$N_{\text{кол.під.}} = b \cdot h \cdot H_{\text{під.}} \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma_{fm},$$

де b – ширина поперечного перерізу колони, м; h – висота поперечного перерізу колони, м; $H_{\text{під.}}$ – висота поверху, м; ρ – густина залізобетону, кг/м³; γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням.

$$N_{\text{кол.під.}} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,5 \cdot 2500 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,1 = 19,44 \text{ кН.}$$

Сумарні вертикальні зусилля від колон:

$$N_{\text{кол.сум.}} = N_{\text{кол.15жит.}} + N_{\text{кол.гром.}} + N_{\text{кол.тех.}} + N_{\text{кол.під.}},$$

де $N_{\text{кол.15жит.}}$ – вага колон на всіх 15житлових поверхах, кН; $N_{\text{кол.гром.}}$ – вага колон на громадському поверсі, кН; $N_{\text{кол.тех.}}$ – вага колон на технічному поверсі, кН; $N_{\text{кол.під.}}$ – вага колон на підвальному поверсі, кН.

$$N_{\text{кол.сум.}} = 174,75 + 12,95 + 10,8 + 19,44 = 217,94 \text{ кН.}$$

Визначимо повне повздовжнє зусилля на фундамент під цією колоною:

$$N = N_{15\text{жит.}} + N_{\text{гр.}} + N_{\text{під.}} + N_{\text{тех.}} + N_{\text{кол.сум.}},$$

де $N_{15\text{жит.}}$ – навантаження від усіх житлових поверхів, кН; $N_{\text{гр.}}$ – навантаження від громадського поверху, кН; $N_{\text{під.}}$ – навантаження від підвального поверху, кН; $N_{\text{тех.}}$ – навантаження від технічного поверху, кН; $N_{\text{кол.сум.}}$ – повне повздовжнє зусилля на фундамент під колоною, кН.

$$N = 6802,4 + 581,4 + 410,4 + 352,3 + 217,94 = 8364,44 \text{ кН.}$$

2.1.5.2 Визначення довжини палі та спосіб її улаштування

Під час вибору довжини палі необхідно, щоб враховувалися наступні умови:

- Прорізалися всі слабкі та деформовані шари ґрунту (ІГЕ-1, ІГЕ-2);
- Мінімальне заглиблення у несучий шар було не менше 2 м;
- Вістря палі входила у надійний несучий шар ґрунту (ІГЕ-4);
- Підшва ростверку знаходиться на глибині $d_{\text{глиб.фунд}} = 5,2 \text{ м.}$

Глибина залягання несущого шару ІГЕ-4 від поверхні землі становить

$$h_{\text{н.ш}} = 11,0 \text{ м.}$$

Мінімальна довжина палі від підшви ростверку, з урахуванням необхідного занурення його у несучий шар не менше ніж на 2 м, знаходиться за формулою:

$$L_{\text{min}} = h_{\text{н.ш}} - d_{\text{глиб.фунд}} + \Delta h,$$

де $h_{\text{н.ш}}$ – глибина залягання несущого шару, м ; $d_{\text{глиб.фунд}}$ – глибина, на якій знаходиться підшва ростверку, м ; Δh – необхідна глибина занурення вістря ростверку у ґрунт ,м .

$$L_{\min}=11,0 - 5,2+2=7,8\text{м.}$$

Враховуючи необхідність збільшення несущої здатності та надійність заглиблення в несущий шар, приймаємо $L_{\text{палі}}=9\text{м}$ від підосви ростверку.

2.1.5.3 Визначення несущої здатності палі(1 група граничних станів)

Розрахункова несуща здатність одиничної палі –тертя визначається згідно [2], за формулою:

$$F_d=\gamma_c \cdot \left[\gamma_{cR} \cdot R \cdot A_b + u \sum \gamma_{cf} f_i \cdot h_i \right],$$

де $\gamma_c=1,0$ – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; $\gamma_{cR}=1,0$ – коефіцієнт роботи ґрунту під вістря; R – розрахунковий опір ґрунту під вістря палі кПа; A_b – площа перерізу палі, м^2 ; u – периметр поперечного перерізу, м; $\gamma_{cf}=1,0$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні; f_i – нормативний питомий опір i -го шару ґрунту по бічній поверхні, кПа; h_i – товщина i -го шару ґрунту по бічній поверхні, м.

Вістря палі розташовується на глибині:

$$z=L_{\text{палі}}+d_{\text{глиб.фунд}},$$

де L – довжина палі, м; $d_{\text{глиб.фунд}}$ – глибина закладання фундаменту, м.

$$z=9+5,2=14,2\text{м.}$$

Шар глини напівтвердої (ІГЕ - 4) з показником текучості $I_L=0,23$ – несущий шар починається на глибині 11м, отже паля заглиблена в глину на 3,2м.

Згідно таблиці Н.2.1 додатка Н.2 [2] обираємо значення розрахункового опору під нижнім кінцем палі R ,кПа за глибиною занурення нижнього кінця палі та показником текучості ґрунту. Глибина занурення $z=14,2\text{м}$ згідно таблиці лежить в межах 10м та 15м,а показник текучості $I_L=0,23$ в межах 0,2 та 0,3, отже використовуємо метод інтерполяції:

При $z=10\text{м}$ та $I_L=0,2$, $R=5000\text{кПа}$;

При $z=10\text{м}$ та $I_L=0,3$, $R=5600\text{кПа}$;

При $z=15\text{м}$ та $I_L=0,2$, $R=3500\text{кПа}$;

При $z=15\text{м}$ та $I_L=0,3$, $R=4000\text{кПа}$.

Отже, при $z=14,2\text{м}$ та $I_L=0,23$, $R=5200\text{кПа}$.

Площа поперечного перерізу палі $A_b, \text{м}^2$:

$$A_b = b \cdot b,$$

де b – сторона палі, м.

$$A_b = 0,35 \cdot 0,35 = 0,1225 \text{м}^2.$$

Периметр палі u , м:

$$u = 4b,$$

де b – сторона палі, м.

$$u = 4 \cdot 0,35 = 1,40 \text{м}.$$

Визначення опору по бічній поверхні палі f_i , кПа виконуємо згідно таблиці Н.2.2 [2], для проміжних значень використовуємо метод інтерполяції.

Таблиця 2.8 – Визначення питомого опору f_i по бічній поверхні палі

Шар	Глибина верху $z_1, \text{м}$	Глибина низу $z_2, \text{м}$	$l_i, \text{м}$	Середня глибина, $z_{cp}, \text{м}$	f_i кПа	$f_i \cdot h_i$ кН/м
ІГЕ-1: суглинок тугопласт. $I_L=0,38$	5,2	5,5	0,3 0	5,35	20,0	6,0
ІГЕ-2: дріб. пісок, $e=0,66$	5,5	8,5	3,0 0	7,00	25,0	75,0
ІГЕ-3: щіл. пісок серед. круп. $e=0,39$	8,5	11,0	2,5	9,75	45,0	112,5
ІГЕ-4: тугопласт. глина $I_L=0,23$	11,0	14,20	3,2 0	12,60	38,0	121,6
Загальне $\sum \gamma_{cf} f_i \cdot h_i$					315,1 кН/м	

Отже, несуща здатність одиначної висячої палі:

$$F_d = 1,0 \cdot [1,0 \cdot 5200 \cdot 0,1225 + 1,40 \cdot 315,1] = 1078,14 \text{ кН.}$$

Розрахунок за міцністю матеріалу палі виконується за формулою:

$$F_{\text{мат}} = \varphi \cdot (R_b \cdot A_b + R_{\text{ар}} \cdot A_s),$$

де $\varphi = 1,0$ – коефіцієнт повздовжнього вигину, у нашому випадку паля повністю заглиблена в ґрунт і вигину немає; $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір бетону класу С20/25; $A_b = 0,1225 \text{ м}^2$ – площа поперечного перерізу палі; $R_{\text{ар}} = 350 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір арматури А400С на стиск; A_s – площа стержнів, м^2 .

Повздовжнє армування палі приймаємо 4Ø18А400С, тоді площа повздовжньої арматури A_s , м^2 становить:

$$A_s = n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4},$$

де n – кількість повздовжніх стержнів; d – діаметр одного арматурного стержня, мм.

$$A_s = 4 \cdot \frac{3,14 \cdot 18^2}{4} = 1017,2 \text{ мм}^2.$$

Отже,

$$F_{\text{мат}} = 1,0 \cdot (11,5 \cdot 0,1225 + 350 \cdot 0,0017) = 2,0038 \text{ МПа} \cdot \text{м}^2 = 2003,8 \text{ кН.}$$

Висновок:

$$F_{\text{мат}} \gg F_d,$$

де $F_{\text{мат}}$ – міцність матеріалу палі, кН; F_d – несуща здатність палі, кН.

$$2003,8 \text{ кН} \gg 1078,14 \text{ кН}$$

Отже, несуча здатність обмежена опором ґрунту.

Розрахункове допустиме навантаження на одну палю визначаємо за формулою:

$$F_{\text{доп}} = \frac{F_d}{\gamma_0},$$

де F_d – несуща здатність палі, кН; $\gamma_0 = 1,4$ – коефіцієнт надійності,

визначається за [2], для буронабивних палей, несуща здатність яких визначена розрахунковим методом.

$$F_{\text{доп}} = \frac{1078,14}{1,4} = 770,1 \text{ кН.}$$

2.1.5.4 Розміщення палей у роствертку та його конструювання

Визначення кількості палей

Мінімальна необхідна кількість палей визначається за формулою:

$$n_{\text{min}} = \frac{F}{F_{\text{доп}}},$$

де F – загальне розрахункове вертикальне навантаження на фундамент, кН; $F_{\text{доп}}$ – розрахункове допустиме навантаження на одну пал, кН.

$$n_{\text{min}} = \frac{247743,94}{770,1} = 321,7 \approx 322 \text{ палей}$$

З урахування рівномірного розподілу приймаємо :

$$n = 324 \text{ палей}$$

Компонування палей у палевому полі

У палевому полі палі розміщуються у регулярній сітці:

- Кількість палей у поздовжньому напрямку: $n_1 = 27$ шт.
- Кількість палей у поперечному напрямку: $n_2 = 12$ шт.
- Загальна кількість: $n = 27 \cdot 12 = 324$ палей.

Міжосьова відстань між палями:

- У поздовжньому напрямку:

$$s_1 = \frac{L - 2d_{\text{від}}}{n_1 - 1},$$

де L – довжина будівлі, м; $d_{\text{від}}$ – відступ осі крайньої палі від краю роствертку, мм; n_1 – кількість палей у поздовжньому напрямку, шт;

$$d_{\text{від}} = \frac{d}{2},$$

де d – розмір сторони палі, мм.

$$d_{\text{від}} = \frac{350}{2} = 175 \text{ мм}$$

$$s_1 = \frac{52800 - 2 \cdot 175}{27 - 1} = 2017 \text{ мм.}$$

- У поперечному напрямку:

$$s_2 = \frac{L - 2d_{\text{від}}}{n_2 - 1},$$

де L – довжина будівлі, м; $d_{\text{від}}$ – відступ осі крайньої палі від краю роствертку, мм; n_2 – кількість паль у поперечному напрямку, шт;

$$s_2 = \frac{18300 - 2 \cdot 175}{12 - 1} = 1577 \text{ мм.}$$

Мінімальна відстань між палями $s_{\min} = 3d$ згідно [2].

$$s_{\min} = 3 \cdot 350 = 1050 \text{ мм.}$$

Виконуємо перевірку:

$$s_1 \geq s_{\min} \Rightarrow 2017 \text{ мм} \geq 1050 \text{ мм.} \text{ – умова виконується.}$$

$$s_2 \geq s_{\min} \Rightarrow 1577 \text{ мм} \geq 1050 \text{ мм.} \text{ – умова виконується.}$$

Перевірка навантаження на одну палю

Фактичне навантаження на одну палю визначаємо за формулою:

$$F_{\text{факт.}} = \frac{F}{n},$$

F – загальне розрахункове вертикальне навантаження на фундамент, кН; n – прийнята кількість паль, шт.

$$F_{\text{факт.}} = \frac{247743,94}{324} = 764,64 \text{ кН.}$$

Має виконуватися умова:

$$F_{\text{доп}} \geq F_{\text{факт.}} \Rightarrow 770,1 \text{ кН} \geq 764,4 \text{ кН}$$

Отже, умова несучої здатності за першою групою граничних станів виконується.

Перевірка пальового фундаменту за деформаціями виконується за умови:

$$S \leq S_{lim},$$

де S – розрахункова осадка пальового фундаменту, мм; S_{lim} – гранично допустима осадка фундаменту, для багатопверхової монолітно-каркасної будівлі приймаємо $S_{lim} = 80$ мм.

Осадка пальового фундаменту визначається методом Розенфельда :

$$S = 1,44 \cdot \frac{\eta}{\eta + 1} \cdot \frac{(\rho - \sigma_{zg,0}) \cdot b}{E_c},$$

де η – коефіцієнт форми умовного фундаменту, приймаємо $\eta = 1$; ρ – середній тиск під подошвою умовного фундаменту, кПа; $\sigma_{zg,0}$ – природне вертикальне напруження ґрунту на рівні подошви умовного фундаменту, кПа; b – менший розмір умовного фундаменту, м; E_c – середній модуль деформації стисливої товщі основи, кПа.

Розміри умовного фундаменту визначаються за формулами:

$$L_y = L + 2L_{палі} \cdot \tan \alpha$$

$$B_y = B + 2L_{палі} \cdot \tan \alpha$$

де L та B – розміри пальового поля, м; $L_{палі}$ – довжина палі, м; α – кут розповсюдження навантаження в ґрунті.

Нормативне значення кута приймаємо рівним $\alpha = 7^\circ$.

$$\text{Тоді, } L_y = 52,8 + 2 \cdot 9 \cdot \tan 7^\circ = 55,014 \text{ м.}$$

$$B_y = 18,3 + 2 \cdot 9 \cdot \tan 7^\circ = 19,914 \text{ м.}$$

Приймаємо $b = 19,914$ м.

Площа умовного фундаменту:

$$A_y = L_y \cdot B_y,$$

де L_y – умовна довжина фундаменту, м; B_y – умовна ширина фундаменту, м.

$$A_y = 55,014 \cdot 19,914 = 1095,55 \text{ м}^2.$$

Середній тиск під умовним фундаментом ρ визначаємо за формулою:

$$\rho = \frac{F}{A_y},$$

де F – загальне розрахункове вертикальне навантаження на фундамент, кН; A_y – площа умовного фундаменту, м².

$$\rho = \frac{247743,94}{1095,55} = 226,14 \text{ кПа.}$$

E_c – середній модуль деформації напівтвердої глини (ІГЕ-4) дорівнює 40 МПа.

$\sigma_{zg,0}$ – природне вертикальне напруження ґрунту на рівні підшви умовного фундаменту, розраховуємо за формулою:

$$\sigma_{zg,0} = \sum \gamma_i \cdot l_i,$$

де γ_i – питома вага шару ґрунту, кН/м³; l_i – товщина шару, м.

Таблиця 2.9 – Питома вага для кожного шару ґрунту

Шар	Глибина верху z_1 , м	Глибина низу z_2 , м	l_i , м	Питома вага ґрунту γ_i , кН/м ³
ІГЕ-1: суглинок тугопласт. $I_L=0,38$	5,2	5,5	0,3	18,8
ІГЕ-2: дріб. пісок, $e=0,66$	5,5	8,5	3,00	15,8
ІГЕ-3: щіл. пісок серед. круп. $e=0,39$	8,5	11,0	2,5	19,8
ІГЕ-4: тугопласт. глина $I_L=0,23$	11,0	14,20	3,20	19,6

Отже, $\sigma_{zg,0} = 0,3 \cdot 18,8 + 3,0 \cdot 15,8 + 2,5 \cdot 19,8 + 3,2 \cdot 19,6 = 165,26 \text{ кН/м}^2$.

Осадка пальового фундаменту методом Розенфельда дорівнює :

$$S=1,44 \cdot \frac{1}{1+1} \cdot \frac{(226,14-165,26) \cdot 19,914}{40000} = 0,022\text{м} = 22\text{мм}.$$

$$22\text{мм} \leq 80\text{мм}$$

Отже, умова за другою групою граничних станів **виконується**.

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту

2.2.1 Конструктивне рішення та вихідні дані

У цьому розділі виконується розрахунок та конструювання сходових маршів та майданчиків запроектованої 16-поверхової монолітно-каркасної будівлі з підвальним, технічним, громадським та типовими житловими поверхами.

Сходи обираються монолітними залізобетонними двошаровими з проміжними майданчиками, відповідно до вимог [5] та [1]. У кожній із двох секцій будівлі свій окремий сходово-ліфтовий вузол. Виконання розрахунків відбувається на основі значень типового житлового поверху.

Вихідні дані:

- Висота типового поверху:

$$H_{\text{тип.}} = 3\text{м}.$$

- Висота підсходинки:

$$h = 150\text{мм}.$$

- За формулою Блонделя розраховуємо глибину проступки b :

$$2h + b = 600\text{мм},$$

де h – висота підсходинки, мм; b – глибина проступки, мм.

$$b = 600\text{мм} - 2h,$$

$$b = 600\text{мм} - 2 \cdot 150 = 300\text{мм}.$$

- Кількість сходинок :

$$n = \frac{H_{\text{тип.}}}{h},$$

- де $H_{\text{тип.}}$ – висота типового житлового поверху, мм; h – висота

підсходинок, мм.

$$n = \frac{2700}{150} = 18 \text{ сходинок.}$$

Отже, на одному марші $n_1 = 9$ сходинок.

- Висота одного маршу :

$$H_m = \frac{H_{\text{тип}}}{2},$$

де $H_{\text{тип}}$ – висота типового житлового поверху.

$$H_m = \frac{3000}{2} = 1500 \text{ мм.}$$

- Ширина маршу за архітектурним планом складає :

$$b_{\text{марш.}} = 1200 \text{ мм.}$$

- Горизонтальна довжина одного маршу:

$$L_{\text{марш.}} = n_1 \cdot b,$$

де n_1 – кількість сходів на одному маршу; b – глибина проступки, мм.

$$L_{\text{марш.}} = 9 \cdot 300 = 2700 \text{ мм}$$

- Похила довжина маршу:

$$L_{\text{пох.}} = \sqrt{L_{\text{марш.}}^2 + H_m^2},$$

де $L_{\text{марш.}}$ – горизонтальна довжина одного маршу, мм; H_1 – висота одного маршу, мм.

$$L_{\text{пох.}} = \sqrt{2700^2 + 1500^2} = 3030 \text{ мм}$$

- Кут нахилу маршу:

$$\tan a = \frac{H_m}{L_{\text{марш.}}},$$

де H_1 – висота одного маршу, мм; $L_{\text{марш.}}$ – горизонтальна довжина одного маршу, мм.

$$\tan \alpha = \frac{1500}{2700} = 0,5 \Rightarrow \alpha = 27,81^\circ \approx 28^\circ.$$

Матеріали конструкції:

- Бетон класу C20/25:

розрахункове значення міцності бетону на стиск: $f_{cd} = 14,5$ МПа;

коефіцієнт прямокутної частини білінійної епюри напружень:

$$k = 0,773;$$

коефіцієнт центра ваги: $\beta = 0,446$;

коефіцієнт повноти білінійної епюри напружень: $\omega_c = 0,886$;

фактичний модуль пружності: $E_c = 210000$ МПа;

$$\varepsilon_{cz,cd} = 0,68 \text{ ‰};$$

$$\varepsilon_{cu3,cd} = 3 \text{ ‰}.$$

- Арматурні стержні А400С, з характеристиками:

Розрахункове значення опору на розтяг для граничних станів другої групи: $f_{pk} = 400$ МПа;

Розрахункове значення модуля пружності попередньо напруженої арматурної сталі: $E_p = 210000$ МПа;

$$\varepsilon_{ud} = 25 \text{ ‰};$$

Розрахункове значення опору розтягу арматури:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{240}{1,05} = 228,6 \text{ МПа},$$

де γ_c – коефіцієнт надійності за бетоном.

2.2.2 Розрахункові схеми

Сходовий марш розраховується як похила однопрогонова залізобетонна плита, яка шарнірно спирається на проміжний та поверховий майданчики.

На рисунку 2.1 показано геометричні характеристики сходового маршу.

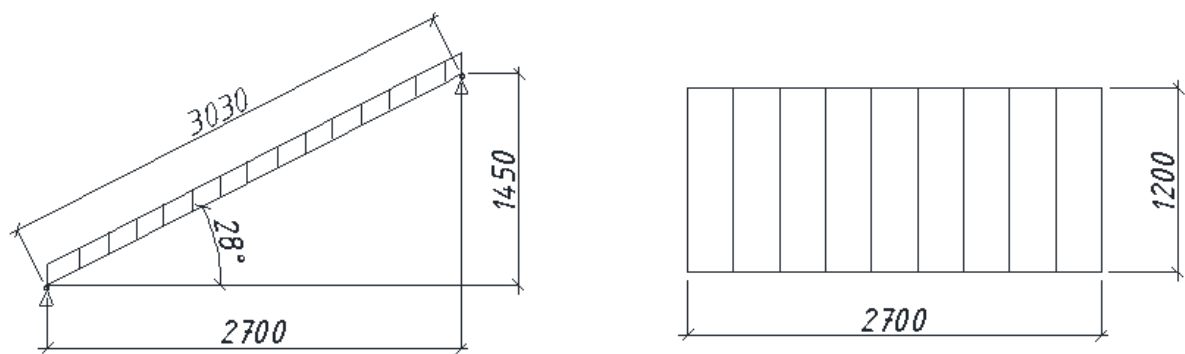


Рисунок 2.1 – Геометричні характеристики сходового маршу

2.2.3 Збір навантажень

Збір навантажень на сходовий марш

Розрахунок виконується на 1 погонний метр ширини маршу.

Товщина плити маршу приймається за конструктивними вимогами .

Приймаємо $h_{\text{плит. марш.}} = 187 \text{ мм}$.

Таблиця 2.10 – Збір навантажень на сходовий марш

№	Вид навантаження	Нормативне кН/м ²	γ_f	Розрахункове кН/м ²
1	Власна вага похилої плити	5,11	1,1	5,62
2	Власна вага ступені	1,88	1.1	2,06
3	Плитка і цементно-піщана стяжка	0,8	1,2	0,96
4	Разом постійне	7,79		8,64
5	Тимчасове навантаження від людей	3,0	1,5	4,5
6	Разом	10,79		13,14

Примітка: γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням відповідно до [4].

- Нормативне значення власної ваги похилої плити розраховується за формулою:

$$g_{\text{н.плити}} = h_{\text{плит. марш.}} \cdot \gamma_b / \cos \alpha,$$

де $h_{\text{плити}}$ – товщина плити маршу, м; $\gamma_b = 25 \text{ кН/м}^3$ – густина залізобетону;
 α – кут нахилу сходового маршу, град..

$$g_{\text{н.плити}} = 0,187 \cdot 25 / 0,88 = 5,11 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове значення власної ваги похилої плити:

$$g_{\text{р.плити}} = g_{\text{н.плити}} \cdot \gamma_f,$$

де $g_{\text{н.плити}}$ – нормативне значення власної ваги похилої плити, кН/м^2 ;
 γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням відповідно [4].

$$g_{\text{р.плити}} = 5,11 \cdot 1,1 = 5,62 \text{ кН/м}^2$$

- Нормативне навантаження від власної ваги ступенів:

$$g_{\text{н.ступ.}} = \gamma_b \cdot \frac{h}{2},$$

де $\gamma_b = 25 \text{ кН/м}^3$ – густина залізобетону; h – висота підсходинки, м.

$$g_{\text{н.ступ.}} = 25 \cdot \frac{0,15}{2} = 1,875 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове значення від власної ваги ступенів:

$$g_{\text{р.ступ.}} = g_{\text{н.ступ.}} \cdot \gamma_f,$$

де $g_{\text{н.ступ.}}$ – нормативне значення власної ваги ступенів, кН/м^2 ; γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням відповідно [4].

$$g_{\text{р.ступ.}} = 1,875 \cdot 1,1 = 2,06 \text{ кН/м}^2.$$

- Нормативне навантаження від плитки та цементно-піщаної стяжки:

$$g_{\text{н.озд.}} = 0,80 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове значення від оздоблення:

$$g_{\text{р.озд.}} = g_{\text{н.озд.}} \cdot \gamma_f,$$

де $g_{\text{н.озд.}}$ – від плитки та цементно-піщаної стяжки, кН/м^2 ; γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням відповідно [4].

$$g_{\text{р.ступ.}} = 0,80 \cdot 1,2 = 0,96 \text{ кН/м}^2.$$

- Нормативне постійне навантаження :

$$g_{н.пост.} = g_{н.плити} + g_{н.ступ.} + g_{н.озд.},$$

де $g_{н.плити}$ – нормативне значення власної ваги похилої плити, кН/м^2 ;
 $g_{н.ступ.}$ – нормативне навантаження від власної ваги ступенів, кН/м^2 ; $g_{н.озд.}$ –
нормативне навантаження від плитки та цементно-піщаної стяжки, кН/м^2 .

$$g_{н.пост.} = 5,11 + 1,875 + 0,8 = 7,79 \text{кН/м}^2;$$

Розрахункове постійне навантаження;

$$g_{р.пост.} = g_{р.плити} + g_{р.ступ.} + g_{р.озд.},$$

де $g_{р.плити}$ – розрахункове значення власної ваги похилої плити, кН/м^2 ;
 $g_{р.ступ.}$ – розрахункове навантаження від власної ваги ступенів, кН/м^2 ; $g_{р.озд.}$ –
– розрахункове навантаження від плитки та цементно-піщаної стяжки, кН/м^2 .

$$g_{р.пост.} = 5,62 + 2,06 + 0,96 = 8,64 \text{кН/м}^2.$$

- Нормативне тимчасове навантаження від людей:

$$q_{н.люд.} = 3,0 \text{кН/м}^2$$

Розрахункове тимчасове навантаження від людей :

$$q_{р.люд.} = q_{н.люд.} \cdot \gamma_f ,$$

де $q_{н.люд.}$ – нормативне тимчасове навантаження від людей, кН/м^2 ; γ_f –
коефіцієнт надійності за навантаженням відповідно до [4].

$$q_{р.люд.} = 3,0 \cdot 1,5 = 4,5 \text{кН/м}^2.$$

- Загальне нормативне навантаження на сходовий марш :

$$q_{н.заг.марш.} = g_{н.пост.} + q_{н.люд.} ,$$

де $g_{н.пост.}$ – нормативне постійне навантаження, кН/м^2 ; $q_{н.люд.}$ –
нормативне тимчасове навантаження від людей, кН/м^2 .

$$q_{н.заг.марш.} = 7,79 + 3,0 = 10,79 \text{кН/м}^2.$$

- Загальне розрахункове навантаження на сходовий марш:

$$q_{р.заг.марш.} = g_{р.пост.} + q_{р.люд.},$$

де $g_{\text{р.пост.}}$ - розрахункове постійне навантаження, кН/м²; $q_{\text{р.люд.}}$ - розрахункове тимчасове навантаження від людей, кН/м².

$$q_{\text{р.заг.марш.}} = 8,64 + 4,5 = 13,14 \text{ кН/м}^2.$$

- Розрахункове навантаження на 1 м довжини сходового маршу:

$$q_{\text{заг.на довж.}} = q_{\text{р.заг.марш.}} \cdot \gamma_f \cdot b,$$

де $\gamma_f = 1,2$ – коефіцієнт надійності за навантаженням; $b_{\text{марш.}}$ – ширина сходового маршу, м.

$$q_{\text{заг.на довж.}} = 13,14 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 18,92 \text{ кН/м.}$$

Згинаючий момент від повного розрахункового навантаження:

$$M_{ed} = \frac{q_{\text{заг.на довж.}} \cdot L_{\text{пох.}}^2}{8 \cdot \cos \alpha}$$

де $q_{\text{заг.на довж.}}$ – розрахункове навантаження на 1 м довжини сходового маршу, кН/м; $L_{\text{пох.}}$ – ширина сходового маршу, м; α – кут нахилу сходового маршу, град.

$$M_{ed} = \frac{18,92 \cdot 3,03^2}{8 \cdot 0,88} = 24,67 \text{ кНм.}$$

Поперечна сила від повного навантаження:

$$V_{ed} = \frac{q_{\text{заг.на довж.}} \cdot L_{\text{пох.}}}{2 \cdot \cos \alpha},$$

де $q_{\text{заг.на довж.}}$ – розрахункове навантаження на 1 м довжини сходового маршу, кН/м; $L_{\text{пох.}}$ – ширина сходового маршу, м; α – кут нахилу сходового маршу, град.

$$V_{ed} = \frac{18,92 \cdot 3,03}{2 \cdot 0,88} = 32,57 \text{ кН.}$$

2.2.4 Розрахунок сходового маршу за першою групою граничних станів

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до повздовжньої осі

Для розрахунку дійсний переріз сходового маршу замінюємо на розрахунковий переріз, тавровий із полицею у зжатій зоні, висотою $h = 187 \text{ мм}$ (по перерізу між сходами).

На рисунку 2.2.2 показано розрахунковий переріз сходового маршу.

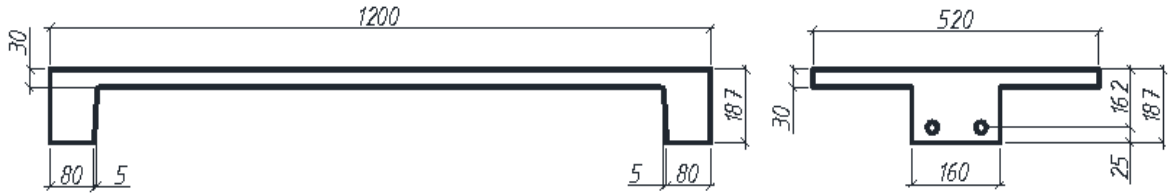


Рисунок 2.2.2 – Розрахунковий переріз сходового маршу

Відповідно до типових заводських форм назначаємо ширину плити по перерізу між сходами $h_f = 30$ мм, висоту ребра $h = 187$ мм, товщину ребра $b_r = 80$ мм.

Ширина ребра розрахункового перерізу дорівнює:

$$b_w = b_r \cdot 2,$$

де b_r – товщина ребра, мм.

$$b_w = 80 \cdot 2 = 160 \text{ мм.}$$

Ширина полиці, при відсутності поперечних ребер дорівнює меншому з:

$$b_{eff} = b_w + 12 \cdot h_f,$$

де b_w – ширина ребра розрахункового перерізу, мм; h_f – ширина плити по перерізу між сходами, мм.

$$b_{eff} = 160 + 12 \cdot 30 = 520 \text{ мм.}$$

$$b_{eff} = b_w + 2 \cdot (L_{\text{марш.}}/2),$$

де b_w – ширина ребра розрахункового перерізу, мм; $L_{\text{марш.}}$ – горизонтальна довжина одного маршу, мм.

$$b_{eff} = 160 + 2 \cdot (2700/6) = 1060 \text{ мм}$$

Приймаємо $b_{eff} = 520$ мм.

Висоту полиці приймаємо $h_f = 30$ мм.

Робочу висоту перерізу приймаємо, припускаючи $a = 25$ мм:

$$d = h - a,$$

де h – висота ребра, мм; a – товщина захисного шару, мм.

$$d = 187 - 25 = 162 \text{ мм.}$$

Згинаючий момент, який сприймає переріз полиці (момент полиці):

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

де α_{mf} – відносний момент; $f_{cd}=14,5\text{МПа}$ – розрахункове значення міцності бетону на стиск; b_{eff} – ширина полиці, при відсутності поперечних ребер, мм; d – робоча висота перерізу, мм.

Відносний момент дорівнює:

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

де ξ_f – відносна висота стиснутої зони; $\beta=0,446$ – коефіцієнт центра ваги; $\omega_c=0,886$ – коефіцієнт повноти білінійної епюри напружень.

$$\alpha_{mf} = 0,886 \cdot 0,185 (1 - 0,446 \cdot 0,185) = 0,15$$

Відносна висота стиснутої зони розраховується за формулою:

$$\xi_f = \frac{h_f}{d},$$

де h_f – висота полиці, мм; d – робочу висоту перерізу, мм.

$$\xi_f = \frac{30}{162} = 0,185.$$

Отже,

$$M_{Rdf} = 0,15 \cdot 14,5 \cdot 520 \cdot 162^2 = 29,68 \text{ кНм.}$$

Порівнюємо отримане значення несучої здатності стиснутої полиці M_{Rdf} з величиною згинаючого моменту від зовнішнього навантаження $M_{ed}=24,67\text{кНм}$.

Так як $M_{Rdf} \geq M_{ed}$, то нейтральна вісь проходить в полиці, і подальший розрахунок та підбір арматури проводиться як для прямокутного перерізу, шириною $b = 520\text{мм}$, на дію згинального моменту M_{ed} .

Визначаємо, в якій області деформування працює переріз при розташуванні нейтральної вісі по нижній грані полиці. Для цього вияснюємо в яку область деформування по значенню ξ попадає відносна висота полиці ξ_f :

$$\xi_a = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{0,68}{0,68 + 25} = 0,026,$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{3}{3 + 25} = 0,107.$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} = \frac{3}{3 + 1,1} = 0,732$$

де

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{yd}}{E_p} = \frac{228,6}{210000} = 1,1\text{‰},$$

При $\xi_b = 0,107 < \xi_f = 0,185 < \xi_{lim} = 0,732$ переріз працює в області деформування 2.

1. Відносне плече внутрішньої пари сил:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2\beta \cdot \alpha_m}{1+k}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2 \cdot 0,446 \cdot 0,07}{1+0,773}} = 0,963,$$

де

$$\alpha_m = \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{14,71 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 520 \cdot 162^2} = 0,07.$$

2. Плече внутрішньої пари сил:

$$z_c = \eta \cdot d = 0,963 \cdot 162 = 156 \text{ мм.}$$

3. Необхідна площа арматури:

$$A_{st} = \frac{M_{ed}}{f_{yd} \cdot z_c} = \frac{14,71 \cdot 10^6}{228,6 \cdot 156} = 401,5 \text{ мм}^2.$$

Перевірка:

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{d(1-\eta)}{\beta} = \frac{162(1-0,963)}{0,446} = 13,44 \text{ мм},$$

Відносні деформації розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}(d-x)}{x} = \frac{3(162-13,44)}{13,44} = 33,16 \text{ ‰}.$$

Приймаємо 2Ø16 A400C ($A_{st}=402 \text{ мм}^2$). Встановлюємо по 2 плоских каркаси в кожному ребрі.

2.2.5 Розрахунок міцності перерізів похилих до повздовжньої осі

Поперечна арматура класу A240 C, з характеристиками:

- $f_{yk}=240 \text{ МПа};$
- $f_{ywd}=170 \text{ МПа}.$

Кількість поперечний стержнів у складі каркасу $n=4$.

Поперечна сила, яку може прийняти елемент без поперечного армування:

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

де $\gamma_c = 1,3$.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{162}} = 2,11 > 2,$$

Приймаємо $k = 2$.

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{402}{160 \cdot 162} = 0,016.$$

$$A_c = b_w \cdot h = 160 \cdot 187 = 29920 \text{ мм}^2$$

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

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 11,5 = 2,3$$

де N_{ed} – осьова сила в поперечному перерізі, що викликана навантаженням або попереднім напруженням в ньютонах, $N_{ed} > 0$ при стиску.

$$N_{ed} = V_{ed} = 19,42 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{19420}{29920} = 0,65 < 0,2 \cdot f_{cd} = 2,9,$$

Приймаємо $\sigma_{cp} = 0,65$.

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{1,3} \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,016 \cdot 18,5)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,65 \right] \cdot 160 \cdot 162 = 24731 \text{ Н}$$

$$= 24,731 \text{ кН}$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 18,5^{\frac{1}{2}} = 0,42 \text{ Н.}$$

$$V_{Rd,min} = (0,42 + 0,15 \cdot 0,65) \cdot 160 \cdot 162 = 13413,6 \text{ Н} = 13,414 \text{ кН.}$$

$$V_{Rd,c} = 24,731 \text{ кН} > V_{Rd,min} = 13,414 \text{ кН.}$$

Висновок: поперечне армування не потрібно.

2.2.6 Розрахунок сходового маршу за граничними станами другої групи

2.2.6.1 Розрахунок утворення тріщин нормального перерізу по повздовжній осі

Альтернативний розрахунок ширини розкриття тріщин – є обмеження розміру:

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

$$\xi = \frac{402 \cdot 228,6}{0,5 \cdot (1+0,773) \cdot 14,5 \cdot 1200 \cdot 162} = 0,04.$$

$$X = \xi \cdot h = 0,04 \cdot 187 = 7,48 \text{ мм.}$$

Перевіряємо обмеження тріщиноутворення без прямих розрахунків у випадку, якщо забезпечено мінімальне армування та виконується обмеження щодо діаметра стержня або кроку. Максимальний діаметр стержня для обмеження тріщиноутворення та максимальний крок стержнів наведено в [6]. Обчислимо мінімальну площу армування в розтягнутій зоні. Для перерізу плити за формулою:

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

де A_{ct} – площа бетону в розтягнутій зоні:

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (187 - 7,48) \cdot 1200 = 215424 \text{ мм}^2 = 0,215 \text{ м}^2.$$

$f_{ct,eff}$ – ефективна міцність бетону при розтязі до моменту утворення першої тріщини, $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа}$.

σ_s – абсолютне значення максимально допустимих напружень у арматурі зразу після утворення тріщин. Вони можуть прийматись такими, що дорівнюють опору текучості арматури f_{yk} .

k_c – коефіцієнт, який враховує розподіл напружень у межах перерізу безпосередньо перед утворенням тріщин і зміною плеча пари сил. $k_c = 1$ (для спрощення розрахунків прийнято максимальні напруження.)

k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних само-врівноважених напружень, що спричиняють зменшення зусилля у з'єднаннях (для прямокутного перерізу $k = 1$).

$$A_{s,min} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 2,2 \cdot 0,215}{240} = 0,00197 \text{ м}^2.$$

$$A_{s,min} = 0,00197 > A_{s2} = 0,000402.$$

Таким чином прямі розрахунки ширини розкриття тріщин робити не потрібно.

2.2.6.2 Розрахунок за деформаціями

Величину проліт/висота за формулою, якщо $\rho > \rho_0$:

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho}{\rho - \rho_0} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \right]$$

Або якщо $\rho < \rho_0$:

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

де $\frac{l}{d}$ – граничне відношення проліт/висота.

$k=1$ – коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи.

$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{18,5} = 0,0043 \text{ см}^2$ – довідковий відсоток армування.

ρ – необхідний відсоток армування для розтягнутої арматури у середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункового навантаження.

$$\rho = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} = \frac{402}{1200 \cdot 162} = 0,00206 \text{ см}^2$$

Так як $\rho = 0,00206 \text{ см}^2 < \rho_0 = 0,0043 \text{ см}^2$ співвідношення проліт висота розраховуємо за формулою:

$$\frac{l}{d} = 1 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{18,5} \cdot \frac{0,0043}{0,00206} + 3,2 \cdot \sqrt{18,5} \cdot \left(\frac{0,0043}{0,00206} - 1 \right)^{3/2} \right] = 37,28.$$

Крім того, ще необхідно помножити отримане значення на $310/\sigma_s$.

$$\frac{l}{d} \cdot \frac{310}{\sigma_s} = 37,28 \cdot \frac{310}{0,71 \cdot 240} = 67,82.$$

$$\frac{l}{d} = \frac{3030}{162} = 37,28 < 67,82.$$

Отже, відношення проліт/висота відповідає граничному значенню і перевірку прогину розрахунком виконувати не потрібно.

РОЗДІЛ 3 ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1 Загальна характеристика об'єкту та будівельно-монтажних робіт

Будівництво передбачає побудову 16-поверхового монолітно-каркасного будинку м. Харкові.

Основні технічні характеристики будівлі:

- Поверховість : 16 поверхів (підвальний, технічний, громадський та 15 типових житлових);
- Конструктивна схема: монолітний залізобетонний каркас (колони 400 · 400 мм, монолітні перекриття товщиною 300мм);
- Розміри в плані: 52,8 м · 18,3 м, площа забудови 966,24 м²;
- Повна висота будівлі від рівня планувальної відмітки 54,0м;
- Тип фундаменту: пальовий з монолітним залізобетонним платним ростверком.

Зведення будівлі здійснюється у три взаємопов'язані будівельні цикли:

- нульовий цикл (підземна частина): підготовчі роботи та планування майданчика; влаштування пальового поля; зведення залізобетонного ростверку; влаштування гідроізоляції та дренажної системи;
- надземний цикл: зведення монолітного залізобетонного каркасу поверх за поверхом із влаштуванням перекриттів і сходових кліток; монтаж зовнішнього фасадного облицювання;
- оздоблювальний цикл: внутрішні та зовнішні оздоблювальні роботи, монтаж інженерних систем (опалення, водопостачання, вентиляція, електрика, ліфти).

3.2 Технологічна карта виконання пальових робіт

Технологічна карта розроблена на влаштування монолітного роствертку пальового фундаменту 16 –поверхового житлового будинку .

3.2.1 Нормативна база

Технологічна карта розроблена відповідно до чинних нормативного документів:

- ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення»;
- ДСТУ В.2.1-27:2010 «Основи та фундаменти споруд. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань»;
- ДСТУ Б В.2.1-30:2014 «Настанова з проектування пальових фундаментів»;
- ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Конструкції бетонні та залізобетонні монолітні. Технічні умови»;
- ДСТУ 45.2-00-6-2000 «Палі залізобетонні. Технічні умови»;
- ДБН А.3.2-2-2009 ССБП «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення»;
- ЕНіР §Е5-1 «Забивання і вібрування паль. Дизель-молоти»;
- ДБН В.1.2-5:2007 «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів».

3.2.2 Вказівки до виконання робіт

До початку виконання робіт зі зведення залізобетонного монолітного роствертку повинні бути виконані наступні види робіт:

1. виконані під'їзні шляхи, під'їзди;
2. зведені всі необхідні тимчасові будівлі і споруди;

3. виконані всі необхідні протипожежні заходи;
4. завезені на будівельний майданчик необхідні машини, механізми, пристосування і обладнання, а також арматурна сталь і елементи опалубки;
5. розбиті, закріплені і прийняті по акту всі будівлі і репери;
6. оформлені всі необхідні акти на скриті роботи (бетонна підготовка, гідроізоляція).

Для зведення монолітного ростверку використовується дрібно-щитова розбірно-переставна опалубка з висотою щита 60 см. Виготовлення арматурних сіток виконується безпосередньо на будівельному майданчику. Для забезпечення проєктної товщини захисного шару бетону встановлюються фіксатори, які залишаються в бетоні.

Постачання бетону на будівельний майданчик відбувається автобетонозмішувачами, з послідовною укладкою його за допомогою бадді. Товщину укладеного шару приймаємо до 250 мм. Процес бетонування ведеться в журналі бетонних робіт, куди вносяться такі дані: дата початку та кінця бетонування; марка бетону; дата виготовлення контрольних зразків; температура зовнішнього повітря під час бетонування; строки та результати випробування зразків; дата розпалубки бетонної конструкції, а також ведеться журнал на приховані роботи з монтажу арматурних елементів.

3.2.3 Схема послідовності робіт

Пальове поле розділяється на захватки. Ростверк зводиться послідовно по захватках розміром $18,3 \times 13,2$ м (чотири захватки вздовж осі будівлі). Роботи виконуються в наступній послідовності:

1. Геодезична розбивка осей ростверку та перенесення їх на пальове поле;
2. Обрубкування голів паль до проєктної відмітки;
3. Влаштування бетонної підготовки товщиною 100 мм (бетон С8/10);

4. Монтаж горизонтальної гідроізоляції ;
5. Монтаж опалубки ростверку;
6. Встановлення арматурних каркасів підосви ростверку;
7. Бетонування підосви ростверку;
8. Установка вертикальних арматурних каркасів та зв'язування їх з горизонтальною арматурою;
9. Бетонування тіла ростверку з ущільненням вібраторами;
10. Зволоження бетону накриття його плівкою;
11. Розпалубка після набору бетоном 70% проєктної міцності;
12. Гідроізоляція бокових поверхонь ростверку.

3.2.4 Відомості обсягів робіт та будівельних машин

Таблиця 3.1 – Відомість обсягів робіт

№	Найменування робіт	Одиниці виміру	Обсяг
1	Обрубкування полів паль	шт.	324
2	Влаштування бетонної підготовки	м ³	96,6
3	Монтаж горизонтальної гідроізоляції	м ²	966,24
4	Монтаж та демонтаж опалубки	м ²	1124,0
5	Встановлення арматурних каркасів	т	48,3
6	Бетонування роствертку C20/25	м ³	483,12
7	Ущільнення бетону глибинними вібраторами	м ³	483,12
8	Влаштування бокової гідроізоляції	м ²	486,2

Також проводяться підготовчі роботи: очищення та вирівнювання майданчика в межах ростверку; улаштування тимчасових доріг для під'їзду автобетонозмішувачів; завезення та складування арматурної сталі, допоміжних матеріалів; підключення тимчасового електропостачання.

Таблиця 3.2 – Відомість будівельних машин

№	Найменування	Марка	Кількість	Технічна характеристика
1	Автобетонозмішувач	АБС - 7	2	Об'єм барабана 7 м ³
2	Автокран	КС-35713-5	1	Вантажопідймальність 25 т, L _{стріл} = 21,7 м
3	Глибинний вібратор	ИБ-47А	3	Потужність 0,8 кВт, діаметр 51мм
4	Зварювальний апарат	ВД-306	2	Струм 315 А.
5	Відбійний молоток	ІП-4609	4	Потужність 0,7 кВт, маса 6 кг
6	Тотальна станція	Leica TS06	1	Точність кутів 5", відстаней ±2 мм
7	Нівелір	Leica NA720	1	Точність 2,5 мм/км

3.2.5 Розрахунок бетонної суміші та матеріалів та одну захватку

Об'єм бетону на одну захватку визначається за формулою:

$$V_3 = \frac{(V_p + V_n)}{n},$$

де V_p – загальний об'єм бетону ростверку, м³; V_n – об'єм бетонної підготовки, м³;
 n – кількість захваток.

$$V_3 = \frac{(432,12 + 96,6)}{4} = 144,93 \text{ м}^3$$

Необхідна кількість рейсів автобетонозмішувача об'ємом барабана $V_6 = 7 \text{ м}^3$

$$n_{\text{рейс.}} = \frac{V_3}{V_6},$$

де V_3 – об'єм бетону на одну захватку, м^3 ; V_6 – об'єм барабана автобетонозмішувача, м^3 .

$$n_{\text{рейс.}} = \frac{144,93}{7} = 21 \text{ рейс}$$

Тривалість одного циклу автобетонозмішувача враховуючи завантаження, транспортування, розвантаження та повернення назад обираємо $t_{\text{ц}} = 35 \text{ хв.}$

Тривалість однієї зміни дорівнює $t_{\text{зміни}} = 8 \text{ год.}$

Продуктивність одного автобетонозмішувача за зміну визначається за формулою:

$$П_{\text{зм.}} = \frac{t_{\text{зміни}} \cdot V_6}{t_{\text{ц}}},$$

де $t_{\text{зміни}} = 480 \text{ хв.}$ – тривалість однієї зміни; V_6 – об'єм барабана автобетонозмішувача, м^3 ; $t_{\text{ц}} = 35 \text{ хв.}$ – тривалість одного циклу.

$$П_{\text{зм.}} = \frac{480 \cdot 7}{35} = 96 \text{ м}^3/\text{зм.}$$

Необхідна кількість автобетонозмішувачів для бетонування захватки протягом однієї зміни:

$$N_{\text{абз.}} = \frac{V_3}{П_{\text{зм.}}},$$

де V_3 – об'єм бетону на одну захватку, м^3 ; $П_{\text{зм.}}$ – продуктивність одного автобетонозмішувача, $\text{м}^3/\text{зм.}$

$$N_{\text{абз.}} = \frac{144,93}{96} = 1,5 \approx 2 \text{ машини}$$

Збігається зі значенням прийнятим в відомості будівельних машин.

3.2.6 Визначення трудомісткості робіт

Розрахунок трудомісткості виконується за формулою:

$$Q = \sum (V_i \cdot H_{\text{вр.}i}),$$

де V_i – обсяг i -го виду робіт у відповідних одиницях виміру; $N_{вр.i}$ – норма часу на одиницю виміру i -го виду робіт, людино-год.

Виконаний розрахунок по кожному виду робіт зображуємо у вигляді таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 – Розрахунок трудомісткості видів робіт

Вид робіт	Обсяг	Норма часу, люд.-год/од.	Трудомісткість, люд.-год	Тривалість, дні
Обрубвання голів паль	324шт.	0,42	136,1	2
Бетонна підготовка	96,6м ³	0,55	53,1	1
Гідроізоляція горизонтальна	966,24м ²	0,18	173,9	2
Монтаж опалубки	1124,0м ²	0,062	696,9	5
Армування ростверку	48,3т	9,80	473,3	6
Бетонування ростверку	483,12м ³	0,95	459,0	5
Демонтаж опалубки	1124,0м ²	0,28	314,7	3
Гідроізоляція бокова	486,2м ²	0,21	102,1	2

Разом загальна трудомісткість робіт становить:

$$Q_{\text{заг.}} = 136,1 + 53,1 + 173,9 + 696,9 + 473,3 + 459,0 + 314,7 + 102,0 \\ = 2409 \text{ люд. – год}$$

Необхідний склад бригади визначається з умов виконання робіт у нормативний термін $T_n = 30$ днів при тризмінному коефіцієнті використанні робочого часу $K_v = 0,85$ за формулою:

$$N_{\text{бр.}} = \frac{Q_{\text{заг.}}}{T_n \cdot t_{\text{зміни}} \cdot K_v},$$

де $Q_{\text{заг.}}$ – загальна трудомісткість робіт, люд.-год; T_n – нормативний термін виконання робіт, дні; $t_{\text{зміни}}$ – тривалість однієї зміни, год; K_v – коефіцієнт використання часу.

$$N_{\text{бр.}} = \frac{2409}{30 \cdot 8 \cdot 0,85} = 11,8 \approx 12 \text{ чоловік}$$

Приймається бригада з 12 чоловік з них: ботонярі – 4 чоловіка, арматурники – 4 чоловіка, опалубники – 3 чоловіка та машиніст автокран – 1 особа.

3.2.7 Лінійний графік виробництва робіт

Лінійний графік (циклограма) виконання пальових робіт побудований для 30-денного циклу (від початку улаштування опалубки до її демонтажу).



Рисунок 3.1 – Графік робіт з улаштування монолітного ростверку

3.2.8 Рішення безпечного виконання робіт

Виконанні робіт має здійснюватися відповідно нормативних документів:

- Щоденно перед початком бетонування перевіряти стан опалубки;
- Робочі повинні мати відповідний кваліфікаційний рівень, проходить перевірку знань, інструктажі та мати засоби індивідуального захисту;
- Забороняється переносити вібратори за самонесучі шланги;
- Для спуску робочих у котловани встановлюється драбина шириною не менше 0,6 м;

- Забороняється перебування людей під бетонним баддею при його переміщенні краном;
 - У зоні роботи крана встановити огороження та попереджувальні знаки;
7. Арматурні випуски паль захищаються від можливого наколювання за допомогою ковпачків.

3.2.9 Схема контролю якості

Таблиця 3.4 – Контроль якості

Параметр	Метод	Допуск/норма	Відповідальний
Геометричні параметри опалубки	Нівелювання, рулетка	$\pm 5\text{мм}$	Геодезист
Крок армування, захисний шар	Рулетка	$\pm 10\text{мм}$; шар $\geq 40\text{мм}$	Майстер
Клас бетону	Пресування через 28 днів	C20/25	Лабораторія
Товщина шару укладки	Лінійка, щуп	$\leq 250\text{мм}$	Майстер
Ущільнення	Візуально, занерення	Крок $\leq 1,5 R$ вібратора	Майстер

3.2.10 Відомість потреб в матеріально-технічних ресурсах

Таблиця 3.5 – Відомість матеріально-технічних потреб

№	Найменування робіт	Марка ГОСТ,ТУ	Один. виміру	Кількість
Машини та засоби малої механізації				
1	Гусеничний кран	МКГ-40	шт	1

Продовження табл. 3.4

2	Автобетоновоз	АБС-8ДА	шт	2
3	Гусеничний вібратор	ИБ-75	шт	6
4	Апарат дугової зварки	ТД-300	шт	4
Інвентар, інструмент, пристосування				
5	Опалубка		м ²	618
6	Шнур-причалка		шт	3
7	Висок		шт	5
8	Нівелір		шт	1
9	Нівелірна рейка		шт	1
10	Вимірювальні стрічки		шт	2
11	Лопати		шт	8
12	Ручні трамбовки		шт	4
Матеріали				
13	Бетон С20		м ²	843
14	Арматура		т	50.6

3.2.11 Техніко–економічні показники

Таблиця 3.5 – Техніко-економічні показники

№	Найменування робіт	Одиниці виміру	Показник
1	Тривалість робіт	Дні	40
2	Питома трудомісткість	$\frac{\text{л/дні}}{\text{м}}$	0,56
3	Загальна трудомісткість	$\frac{\text{м}}{\text{л/дні}}$	1,8

РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Охорона праці – це основний аспект організації будівельного виробництва. У процесі побудови багатоповерхових житлових споруд виконуються земляні, пальові, монтажні, покрівельні, бетонні та залізобетонні роботи, що потребують використання електрообладнання. Поєднання на одному об'єкті такої значної кількості небезпечних та травматичних процесів відносить галузь будівництва до діяльності з підвищеним рівнем виробничого ризику.

У проекті будується 16 – поверховий житловий монолітно-каркасний будинок у місті Харків, з 15 житловими поверхами, поверхом технічного та громадського призначення, а також підвалом глибиною закладання 5,2м. На території побудови встановлюється укриття розраховане на 320 осіб.

Основними нормативними документами, на які посилаються під час будівництва є:

- **Закон України «Про охорону праці»** (в редакції від 21.11.2002 № 229-IV) – основний законодавчий акт, що визначає правові та організаційні засади охорони праці ;
- **ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві»** – базовий нормативний документ, що встановлює вимоги безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт ;
- **НПАОП 45.2-7.03-17 «Мінімальні вимоги з охорони праці на тимчасових або мобільних будівельних майданчиках»** – документ, розроблений на основі Директиви ЄС 92/57/ЄЕС, що встановлює європейські стандарти безпеки на будівельних майданчиках ;
- **ДСТУ 2293:2014 «Охорона праці. Терміни та визначення основних понять»**;

- **ДБН В.1.1-7 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»** – встановлює вимоги до протипожежного захисту будівель ;
- **ДБН В.2.2-24:2009 «Проектування багатоквартирних житлових будинків»** (з урахуванням вимог безпеки);
- **Наказ МОЗ України від 08.04.2014 № 248 «Про затвердження Державних санітарних норм та правил. Гігієнічна класифікація праці»;**
- **ДСН 3.3.6.037-99 «Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку»;**
- **ДСН 3.3.6.042-99 «Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень».**

Будівельно-монтажні роботи можливі лише при затвердженому проекті виконання робіт, в якому описані всі технічні та організаційні процеси.

Перед початком будівництва розроблюється генеральний план майданчика, визначається обсяг та склад матеріалів, будівельної техніки, зони зберігання конструкцій, приміщення для відпочинку працівників та небезпечні зони, що позначаються попереджувальними знаками.

Будівництво споруди включає роботи з підвищеним рівнем небезпеки, тому працівники відповідальні за кожний процес мають пройти навчання, атестацію, медичний огляд та мати завжди індивідуальні засоби захисту.

Тому, до початку роботи проводяться вступний та первинний інструктажі, а в ході будівництва повторні, позапланові та цільові. Їх облік ведеться у спеціальному журналі.

Основна мета охорони праці – це розробити та підтримуватися методів уникнення небезпечних ситуацій ще на стадії проектування.

4.2 Аналіз умов праці на будівництві

За категорією робіт побудова даного 16-ти поверхового житлового будинку у м. Харків відноситься до робіт підвищеної небезпеки (категорія А).

Умови праці характеризуються виконання шкідливих та небезпечних

процесів для життя людей, тому необхідний доцільний аналіз та розробка заходів безпеки.

Шкідливі та небезпечні процеси на будівельному майданчику згідно з [18 - 19] та [8]. класифікуються на такі групи:

- *Земельні роботи :*

Викопка котловану на глибині 5,4м, траншей;

- *Пальові роботи :*

Влаштування фундаменту (палей, роствертку);

- *Бетонні та залізобетонні роботи :*

Армування конструкцій, укладання бетонної суміші, монтаж опалубки;

- *Монтажні роботи:*

Монтаж опалубки, арматурних каркасів , робота на висоті понад 1,3м , фасадні системи;

- *Електрозварювальні та електромонтажні роботи :*

Зварювання арматурних елементів, використання електрозварювального обладнання, електрообладнання, підключенні тимчасових електромереж .

- *Покрівельні роботи:*

Виконання монтажу покрівельних огорожень та робота на значній висоті 54-55м

- *Роботи з будівельною технікою:*

Вантажопідіймальні крани ,екскаватори, бульдозери.

За характером дії небезпечні та шкідливі фактори поділяються на фізичні, хімічні та психофізіологічні.

Фізичні небезпечні фактори:

- *Будівельні машини* – робота баштових кранів (SYM R54/16, Potain MDT), автобетонозмішувачів, автосамоскидів, екскаваторів. Монтажники , бетонярі та

машиністи мають найбільший ризик небезпеки. Згідно з [17] небезпечні зони чітко позначаються та мають знаки небезпеки .

- *Робота на висоті* – ризик падіння працівників, їх перегрівання опіки від дії сонця та вітру (розрахункова зимова температура - 23°C) при виконанні бетонних робіт на каркасі, монтажі плит перекриття, влаштуванні покрівлі . Роботи на висоті більш ніж 1,3 м потребують спеціальних заходів безпеки .

- *Ризик ураження електричним струмом* – при виконанні будь-яких робіт з використанням електрообладнання є небезпека від ураження струмом, короткі замикання, вибухи ,пожежі, опіки від розплавленого металу , випромінювання електричної дуги.

- *Запилення та загазованість повітря* – викопка котловану, різання арматури , замішування бетонної суміші створює загрозу ураження дихальних шляхів та слизових оболонок.

- *Рухомі частини виробничого обладнання* – стріла баштового крана, вантажні візки, механізми підйому .

- *Конструкції, що руйнуються* – демонтажі опалубки, розпалублення монолітних конструкцій, під час розробки котловану є ризик обвалення ґрунтів.

- *Підвищений рівень шуму та вібрації* – використання будівельних машин та механізмів підвищує рівень шуму та вібрації, які мають відповідати нормі [20], не повинен перевищувати 80 дБА.

Хімічні шкідливі фактори:

- *Токсичні та дратівні речовини* – діють при виконанні робіт з бітумної мастики, фарбувальних роботах, при контакті з цементним розчином. Викликають подразнення шкіри, очей, органів дихання .

Психофізіологічні небезпечні фактори:

- *Фізичні перевантаження* – значні обсяги ручної праці арматурників, бетонярів та мулярів.

- *Нервово-психічні перевантаження* – робітники, що несуть високу відповідальність за безпечне проведення робіт, працюють в умовах обмеженого простору або на висоті.

Аналіз умов праці показує необхідність проведення інструктажів з охорони праці, навчання атестації робочих та наявність у них відповідних умов захисту згідно з [21].

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування

Аналіз безпеки праці під час будівництва здійснюється за допомогою матричного методу оцінювання ризиків. У ньому класифікується виникнення небезпек за категорією серйозності наслідків та рівнем імовірності їх виникнення.

Для аналізу обираємо професію бетоняра та досліджуємо ризики на його робочому місці.

4.3.1 Оцінювання ризиків на робочому місці бетоняра

Бетоняр приймає бетонну суміш від автобетонозмішувача та ручними вібраторами ущільнює її. Небезпека полягає в підвищеній напрузі в електричному ланцюзі вібратора та роботі на висоті .

У таблиці 4.1 – Матриця оцінки ризиків для роботи бетоняра .

Вид небезпеки	Категорія серйозності	Рівень ймовірності	Індекс ризику	Класифікація та критерії ризику
Ураження електричним струмом при пошкодженні ізоляції кабелю	<i>I</i> (Катастрофічна)	<i>D</i> (Віддалена)	1 D	Небажаний (гранично допустимий)

Продовження табл. 4.1

Травмування гнучким шлангом бетононасоса при зміні тиску	<i>II</i> (Критична)	D (Віддалена)	2 D	Небажаний (гранично допустимий)
Розвиток вібраційної хвороби	<i>III</i> (Гранична)	B (Вірогідно)	3 B	Небажаний (гранично допустимий)
Хімічне подразнення очей та шкіри	<i>IV</i> (Незначна)	A (Часта)	4 A	Небажаний (гранично допустимий)
Падіння з висоти при бетонуванні	<i>I</i> (Катастрофічна)	C (Час від часу)	1 C	Небажаний (гранично допустимий)

Висновок: Матриця оцінки ризиків показала небажані рівні ризику (1D, 2D, 3B, 1C) , тому необхідне створення технічних рішень з електробезпеки, проведення суворого контролю режимів праці та відпочинку та засобів захисту від падіння з висоти.

4.4 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику

Ці заходи здійснюються відповідно до вимог [22 – 24].

До них належить :

- Розробка та затвердження плану робіт з розділом охорони праці та організацією будівельного майданчика;
- Назначення відповідальних осіб на кожній ділянці, проведення вступних, первинних, повторних , позапланових інструктажів;
- Влаштування огорожі з попереджувальними знаками , висотою не менше 2 м;

- Забезпечення безпечного руху транспорту та пішоходів у зоні будівництва;
- Наявність відповідних санітарно-побутових умов: гардеробів, туалетів, пунктів прийому їжі .

4.5 Технічні заходи безпеки при виконання будівельних робіт

При виконанні:

- *Земельних робіт:*

Влаштування укосів котловану відповідно до вимог [2] заборона підкопу ґрунту знизу; встановлення захисних навісів для проходження людей;

- *Роботи на висоті:*

Встановлення огорож по периметру перекриттів та сходових прольотів висотою не менше 1,1м, монтаж захисних сіток та страхувальних систем;

- *Бетонних робіт :*

Перевірка несущої здатності опалубки до бетонування, укладання бетонної суміші має бути рівномірним, ізоляція рукояток електро-вібраційного обладнання та захист від потрапляння на нього розчину бетонної суміші;

- *Кранового монтажу:*

Врахування вантажопідймальності крана, використання справних стропів та захватних пристроїв, визначеного його небезпечної зони роботи, заборона людям перебувати у цій зоні;

- *Електричних робіт:*

Установка тимчасових електромереж, заземлення всього обладнання, використання пристроїв захисного відключення та перевірка ізоляції проводів не менше ніж 1 раз в 3 місяці.

4.6 Індивідуальний захист

Забезпечення усіх робітників індивідуальними засобами захисту має відповідати [2]. Захисні каски, захисне взуття зі сталевим носком, рефлексивні жилети, захисні рукавиці та окуляри для виконання зварювальних робіт. Навушники при роботі з шумним обладнанням, страхувальні системи при роботі на великій висоті, респіратори для захисту дихальних шляхів від пилу.

4.7 Пожежна безпека

Забезпечується відповідно до [25 – 26]. Влаштовуються первинні засоби пожежогасіння – вогнегасники ОП-5, пожежні щити, влаштування пожежного водопроводу з гідрантами, проведення протипожежних інструктажів та створення плану евакуації.

4.8 Заходи безпеки щодо використання захисної споруди цивільного захисту (укриття)

У проєкті влаштовується захисна споруда цивільного захисту на 320 осіб для захисту людей від наслідків воєнних дій та надзвичайних ситуацій.

Необхідно врахувати :

- Не менше двох евакуаційних виходів та аварійних вихід у разі блокування основних;
- Систему вентиляції, аварійного освітлення, водопостачання та водовідведення та повітрообміну;
- Заходи пожежогасіння;
- Методи першої допомоги;
- Засоби зв'язку та оповіщення.

В укриття має бути достатній запас питної води, методів надання першої медичної допомоги. Кожен шлях евакуації має бути позначений світловим показником та знаками.

Укриття потребує систематичної перевірки технічного стану інженерних систем.

Особи відповідальні за цей об'єкт мають пройти відповідний інструктаж та знати порядок дій у надзвичайних ситуаціях.

Для осіб будівлі розроблюються евакуаційні плани та порядок проведення евакуаційних дій.

4.9 Оцінка ефективності обраних заходів

Аналіз розроблених технічних, технологічних та організаційних заходів дозволяє виявити ризики побудову запроектованої будівлі та мати змогу віднести їх до категорії контрольованих виробничих чинників.

Їх впровадження забезпечує збереження здоров'я та життя працівників, організацію комфортного будівельного процесу та відповідає чинним нормативним будівельним нормам України.

Таблиця 4.2 – Ефективність заходів

Показник	До впровадження заходів	Після впровадження заходів
Ймовірність нещасного випадку (падіння з висоти)	Висока	Низька (при використанні ЗІЗ та огорожень)
Ризик ураження електрострумом	Середній	Низький (ПЗО, заземлення, діелектричні ЗІЗ)
Вплив вібрації на бетонярів	Перевищення норми	У межах норми (режим праці, віброгасильні рукавиці)

Продовження табл. 4.2

Рівень шуму на робочих місцях	До 95 дБА	До 80 дБА (ЗІЗ)
Запиленість повітря	Перевищення ГДК	У межах ГДК (ЗІЗ, зволоження)

Висновок: Даний розділ дав змогу провести аналіз умов праці, розробити організаційно-технічні заходи, що допоможуть уникати ризики та знизять рівень небезпечних ситуацій під час побудови даного проекту.

Теоретичною основою виступає Закон України «Про охорону праці», ДБН А.3.2-2-2009, НПАОП 45.2-7.03-17 та інші чинні норми .

Під час аналізу технологічних процесів було специфіковано небезпечні та шкідливі виробничі фактори на фізичну, хімічну та психофізіологічну групи.

Матричний метод дав змогу оцінити що на робочому місці бетоняра без застосування допоміжних засобів захисту критичність подій має індекси 1D, 2C, 1C, 2D, 3B, 3C і вони належать до небажаного(гранично допустимого) рівня.

Для запобігання проаналізованих виробничих загроз створено комплекс організаційно-технічних та санітарних заходів. Їх впровадження гарантує повну відповідальність умовам праці чинного законодавства та створить безпечний виробничий простір на об'єкті.

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. ДСТУ – Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі - [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. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація. – Київ : Мінрегіон України, 2013.
16. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування. – Київ : Мінрегіон України, 2013.
17. ДБН В.2.5-23:2025. Проєктування електроустановок житлових будинків та громадських будівель та споруд. – Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2025.
18. НПАОП 0.00-4.12-05. Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці : затверджено наказом Державного комітету України з нагляду за охороною праці від 26.01.2005 № 15.
19. НПАОП 45.2-7.03-17. Мінімальні вимоги з охорони праці на тимчасових або мобільних будівельних майданчиках : затверджено наказом Міністерства соціальної політики України від 23.06.2017 № 1050.
20. ДСН 3.3.6.037-99. Державні санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку : затверджено постановою Головного державного санітарного лікаря України від 01.12.1999 № 37. НПАОП 0.00-4.01-08. Положення про порядок забезпечення працівників спеціальним одягом, спеціальним взуттям та іншими засобами індивідуального захисту : затверджено наказом Державного комітету України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду від 24.03.2008 № 53.
21. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2010.
22. Про охорону праці : Закон України від 14 жовтня 1992 р. № 2694-ХІІ // Відомості Верховної Ради України. – 1992. – № 49. – Ст. 668.

23. НПАОП 45.2-7.02-12. Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті : затверджено наказом Міністерства надзвичайних ситуацій України від 27.03.2012 № 62.
24. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – Київ : Мінрегіон України, 2017.
25. НАПБ А.01.001-2014. Правила пожежної безпеки в Україні : затверджено наказом Міністерства внутрішніх справ України від 30.12.2014 № 1417.
26. Вигдорович О. В., Данилов С. М. Методичні рекомендації до виконання кваліфікаційної роботи бакалавра (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти за спеціальністю 191 «Архітектура та містобудування»). Харків : Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова, 2025. 38 с.
27. Кічаєва О. В. Будівництво у складних інженерно-геологічних умовах : конспект лекцій (для студентів другого (магістерського) рівня вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»). Харків : Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова, 2020. 48 с.
28. 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
29. 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. – 56

