

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

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

Кафедра геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва

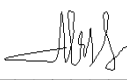
КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА
БАГАТОПОВЕРХОВИЙ ЖИТЛОВИЙ БУДИНОК У М. БРОВАРИ

Розробив: студент 3 курсу, групи ПЦБ 2023-1у
спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія
освітня програма «Промислове та цивільне
будівництво»

Безнос Андрій Олександрович



Керівник  ст. викл. Гаврилюк О.В.

Рецензент  к.т.н., доцент Александрович В.А.

Харків

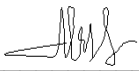
2026

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри геотехніки, підземних
споруд та гідротехнічного будівництва

 **Вадим АЛЕКСАНДРОВИЧ**
« 01 » червня 2026 року

**З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА**

Безнос Андрія Олександровича

Спеціальність: *192 – Будівництво та цивільна інженерія*

Освітньо-професійна програма: *Промислове та цивільне будівництво*

Тема кваліфікаційної роботи: *Багатоповерховий житловий будинок у
м. Бровари*

затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О. М. Бекетова № 447-03 від «26»
травня 2026 року

Термін подання завершеної роботи на кафедру 17.06.2026 року

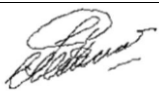
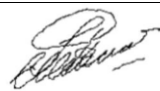
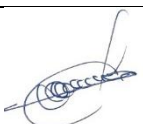
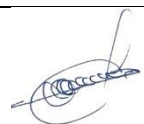
Вихідні дані до кваліфікаційної роботи: *інженерно-геологічні умови, основні
вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-
планувальне рішення об'єкту.*

Зміст розрахунково-пояснювальної записки: *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: *фасади, повздовжні та поперечні
розрізи, план на відмітці 0.000;*
- розрахунково-конструктивна частина: *робочі креслення основних
конструктивних елементів будівлі (фундаменти, колони, ригелі, елементи
покриття та перекриття);*
- розділ технології будівельного виробництва: *технологічна карта.*

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		Завальний О.В.		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	Гаврилюк О.В.		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	Шебет Р.М.		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		Супрун О.Ю.		
4. Охорона праці		Нікітченко О.Ю.		
Нормоконтроль		Гаврилюк О.В.		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Назва етапів роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1. Архітектурно-будівельна частина	01.06.2026-04.06.2026	виконано
2. Розрахунково-конструктивна частина	05.06.2026-10.06.2026	виконано
3. Технологічні рішення та організація будівництва	11.06.2026-14.06.2026	виконано
4. Охорона праці	15.06.2026-17.06.2026	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи  ст. викл. Гаврилюк О.В.

Завдання прийняв до виконання  Безнос А.О.

Дата видачі завдання «01» червня 2026 р.

ЗМІСТ

1. Архітектурно-будівельна частина.....	5
1.1 Характеристика багатоповерхового житлового будинку	5
1.2 Об'ємно-планувальні характеристики багатоповерхової житлової будівлі.....	7
1.3 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій.....	10
1.4 Характеристика основних конструктивних елементів будівлі.....	13
1.5 Інженерне обладнання будівлі	19
2. Розрахунково-конструктивна частина.....	24
2.1 Розрахунок надземної частини житлового будинку	24
2.1.1 Збір навантажень	24
2.1.2 Статичний розрахунок будівлі.....	28
2.2 Розрахунок підземної частини житлового будинку	43
2.2.1 Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва	43
2.2.2 Розрахунок монолітного залізобетонного ростверку.....	47
2.2.3 Розрахунок несучої здатності палі.....	49
3. Технологія будівельного виробництва	51
3.1 Визначення видів та обсягів робіт при будівництві житлового будинку	51
3.2 Вибір методів виконання робіт	53
3.2 Вибір засобів механізації	67
4. Охорона праці	71
4.1 Завдання з охорони праці в будівництві	71
4.2 Аналіз умов праці на об'єкті.....	71
4.3 Заходи з охорони праці на будівельному майданчику.....	73
4.4 Розрахунок небезпечної зони.....	75
4.4. Пожежна безпека при будівництві	79
Список використаних джерел	82

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Характеристика багатоповерхового житлового будинку

Запроектований багатоповерховий житловий будинок призначений для постійного проживання населення та забезпечення мешканців комфортними, безпечними й функціонально зручними умовами проживання. Основною функцією будівлі є розміщення житлових квартир різного планувального складу, що відповідають сучасним вимогам до житлового середовища, санітарно-гігієнічних умов, інсоляції, природного освітлення, вентиляції та енергоефективності [1].

Ділянка під будівництво розташована в місті Бровари в зоні сформованої житлової забудови. За своїм функціональним оточенням територія належить до міського середовища зі спокійним режимом експлуатації, характерним для спальних районів. Таке розташування є сприятливим для розміщення багатоповерхового житлового будинку, оскільки забезпечує зв'язок із житловою інфраструктурою, вулично-дорожньою мережею та об'єктами обслуговування населення.

Відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 район будівництва належить до II кліматичної області. Для цієї території приймаються такі основні кліматичні характеристики [2]:

- максимальна температура найспекотнішого місяця $+39^{\circ}\text{C}$;
- мінімальна температура найхолоднішого місяця -36°C ;
- середньорічна кількість атмосферних опадів 612 мм;
- нормативне вітрове навантаження 39 кгс/м^2 ;
- відносна вологість повітря найспекотнішого місяця 47 %;
- відносна вологість повітря найхолоднішого місяця 81 %;
- нормативна глибина промерзання ґрунту 1,00 м;

Переважаючі напрямки вітру змінюються залежно від пори року. У зимовий період переважають східні та південно-східні вітри із середньою швидкістю близько 4,8 м/с. У літній період переважними є північні та північно-західні вітри із середньою швидкістю приблизно 4,3 м/с [2]. Наведені

кліматичні умови необхідно враховувати під час вибору конструктивних рішень, теплотехнічного розрахунку огорожувальних конструкцій, проєктування покрівлі, водовідведення та організації виконання будівельних робіт.

Територія, відведена під забудову, на момент проєктування є вільною від існуючих будівель і споруд, що спрощує організацію будівельного майданчика, розміщення тимчасових споруд, складів матеріалів, під'їзних шляхів і зон роботи будівельної техніки. Разом із тим через ділянку проходять існуючі інженерні мережі, які підлягають перенесенню або перевлаштуванню відповідно до технічних умов експлуатуючих організацій.

Рельєф ділянки переважно рівнинний, місцями спланований насипними ґрунтами. Поверхня має незначний ухил у північно-східному та південно-західному напрямках. Абсолютні відмітки поверхні землі змінюються в межах від 167,05 м до 167,55 м, що свідчить про незначний перепад висот у межах майданчика. Такий характер рельєфу є сприятливим для розміщення будівлі, організації вертикального планування, відведення поверхневих вод і влаштування під'їздів.

На території, крім основної будівлі, передбачається розміщення елементів благоустрою, зокрема:

- гостьового паркінгу;
- зони короткочасного відпочинку;
- пішохідних проходів;
- озелених ділянок;
- майданчиків для обслуговування будівлі.

Для вивчення інженерно-геологічних умов майданчика в період вишукувань були пробурені свердловини глибиною до 15,0 м. Отримані результати інженерно-геологічних досліджень використовуються для оцінки ґрунтових умов, вибору типу фундаментів, визначення розрахункових характеристик основи та обґрунтування конструктивних рішень підземної частини будівлі.

Таким чином, ділянка будівництва характеризується сприятливим міським розташуванням, відносно рівнинним рельєфом, наявністю інженерної інфраструктури та кліматичними умовами, типовими для II кліматичної області. Прийняті умови прив'язки об'єкта враховуються під час розроблення архітектурно-будівельних, конструктивних, інженерних і технологічних рішень проєкту.

1.2 Об'ємно-планувальні характеристики багатоповерхової житлової будівлі

Основним завданням архітектури є формування безпечного, зручного та естетично виразного життєвого середовища для людини. Рівень комфортності такого середовища визначається соціальним розвитком суспільства, культурними потребами населення, досягненнями науки, техніки та сучасними вимогами до якості житла. Архітектурне середовище реалізується через будівлі, споруди, комплекси забудови, а також через організацію зовнішнього простору – вулиць, площ, дворів, пішохідних зв'язків і міських територій [4].

У сучасному розумінні архітектура є не лише мистецтвом проєктування та зведення будівель, а й засобом раціональної організації життєвих процесів. Для житлових будівель особливого значення набувають функціональність, зручність планування, безпечність експлуатації, енергоефективність, довговічність конструкцій та архітектурна виразність. Тому під час проєктування багатоповерхового житлового будинку необхідно враховувати не тільки композиційні й естетичні вимоги, а й технічну доцільність, економічність будівництва та зручність подальшої експлуатації [4].

Проектований багатоповерховий житловий будинок призначений для постійного проживання населення та забезпечення мешканців комфортними умовами життєдіяльності. Планувальна структура будівлі формується з урахуванням функціонального зонування, раціонального розміщення житлових квартир, сходово-ліфтових вузлів, інженерних приміщень, коридорів і допоміжних просторів. Зручність користування будівлею забезпечується правильним

розташуванням вертикальних комунікацій, зокрема сходових кліток і ліфтів, а також раціональним розміщенням інженерного обладнання, систем опалення, вентиляції, водопостачання, каналізації та електропостачання.

Архітектурна форма будівлі безпосередньо пов'язана з її функціональним призначенням. Об'ємно-планувальне рішення формується таким чином, щоб забезпечити зручне розміщення квартир, достатній рівень природного освітлення, інсоляції, провітрювання приміщень, а також комфортне користування спільними просторами. Водночас зовнішній вигляд будівлі має відповідати сучасним естетичним вимогам і гармонійно поєднуватися з навколишньою забудовою [1, 4].

У плані будівля має переважно прямокутну конфігурацію, що забезпечує раціональну конструктивну схему, зручність планування приміщень і технологічність будівництва. За необхідності загальний об'єм будівлі поділяється на окремі конструктивні блоки за допомогою деформаційних швів. Такі шви передбачаються для зменшення внутрішніх зусиль, які можуть виникати в бетонних і залізобетонних конструкціях унаслідок температурних деформацій, усадки бетону та нерівномірних осідань основи.

Температурно-усадкові та осадкові шви проєктуються наскрізними й розділяють конструкції будівлі на самостійні частини. Це дозволяє зменшити ризик появи тріщин, деформацій і пошкоджень у несучих та огорожувальних елементах. Ширина температурно-усадкових швів приймається 25 см. У разі наявності різних умов роботи окремих частин будівлі осадкові шви одночасно виконують функцію температурно-усадкових. Відстані між деформаційними швами визначаються розрахунком і приймаються з урахуванням нормативних вимог [1].

За висотою будівля формується як багатоповерховий житловий об'єкт із кількістю надземних поверхів від 14 до 15. Висота типового надземного поверху приймається 3,0 м, що забезпечує необхідні санітарно-гігієнічні умови, зручність експлуатації житлових приміщень і можливість раціонального розміщення інженерних мереж.

Зведення будівлі передбачається із застосуванням сучасних монолітних технологій будівництва. Використання монолітного залізобетону забезпечує

просторову жорсткість будівлі, надійну роботу несучої системи, можливість варіативного планування приміщень, а також підвищену довговічність конструкцій. Монолітна технологія також дозволяє ефективно виконувати будівельні роботи в умовах міської забудови та забезпечувати високу якість конструктивних елементів.

Проектом передбачено створення доступного середовища для маломобільних груп населення. Планувальні рішення враховують потреби людей похилого віку, осіб з інвалідністю, тимчасово маломобільних осіб, батьків із дитячими візками та дітей дошкільного віку. Для цього передбачаються зручні пішохідні маршрути, безпечні входи до будівлі, нормативні параметри проходів і проїздів, допустимі ухили пандусів, а також якісне покриття шляхів руху.

Для осіб, які пересуваються на кріслах колісних або користуються додатковими опорами, забезпечуються необхідні габарити проходів, дверних прорізів, вхідних груп і ліфтових холів. Вертикальний зв'язок між поверхами забезпечується ліфтами, які повинні мати зручний доступ із рівня входу та відповідати вимогам безбар'єрності.

На нижніх поверхах або в спеціально передбачених приміщеннях можуть розміщуватися зони для зберігання дитячих і крісел колісних, а також місця для їх технічного обслуговування з урахуванням необхідного простору для маневрування. Для безпечного входу до будівлі передбачається пандус з ухилом не більше 5 %, що забезпечує зручність пересування маломобільних груп населення.

Об'ємно-планувальне рішення, функціональне призначення та загальні параметри забудови.

Поверховість житлового будинку становить 15 поверхів. До складу будівлі входять житлові квартири, громадські приміщення, а також підземна частина, призначена для розміщення паркінгу та технічних приміщень.

Площа забудови становить 1239,7 м². Загальна площа підземного паркінгу дорівнює 894,2 м², а площа громадських приміщень — 734,2 м². Загальна площа квартир складає 7191,3 м². Площа житлового будинку становить 10035,0 м². Загальний будівельний об'єм будівлі прийнято 41059,0 м³.

Розміри підземної частини будівлі – 4330,0 м³. Підземна частина є важливим функціональним елементом об'єкта, оскільки забезпечує розміщення автомобільного паркінгу, інженерних мереж, технічних приміщень та допоміжних зон, необхідних для нормальної експлуатації будівлі.

1.3 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожувальних конструкцій виконується з метою перевірки їх відповідності нормативним вимогам щодо опору теплопередачі. Забезпечення необхідного рівня теплозахисту будівлі є важливою умовою енергоефективності, зменшення тепловтрат, підтримання нормативного температурно-вологісного режиму приміщень і створення комфортних умов проживання [3].

Розрахунок виконується відповідно до вимог таких нормативних документів:

1. ДБН В.2.6-31:2016 «Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель».
2. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія».

Згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 район будівництва належить до відповідної кліматичної області, для якої приймаються розрахункові кліматичні параметри зовнішнього повітря. Вони враховуються під час визначення необхідного рівня теплозахисту зовнішніх стін, покриття, перекриттів та інших огорожувальних конструкцій [2].

У даній бакалаврській роботі теплотехнічний розрахунок виконується для зовнішньої стіни багатоповерхового житлового будинку. Конструкція стіни прийнята багатошаровою та складається з облицювального шару, теплоізоляційного матеріалу, несучого або самонесучого шару з піноблоку та внутрішнього штукатурного шару.

Таблиця 1.1 – Склад зовнішньої стіни

№ з/п	Найменування шару	Товщина шару, м	Коефіцієнт теплопровідності, Вт/(м·°C)
1	Облицювальна силікатна цегла	$\delta_1 = 0,12$	$\lambda_1 = 0,76$
2	Вогнезахисний утеплювач Rockwool	$\delta_2 = 0,12$	$\lambda_2 = 0,027$
3	Стіна з піноблоку	$\delta_3 = 0,38$	$\lambda_3 = 1,92$
4	Цементно-піщана штукатурка	$\delta_4 = 0,2$	$\lambda_4 = 1,92$

Нормативне значення опору теплопередачі зовнішньої огорожувальної конструкції приймається відповідно до вимог ДБН В.2.6-31:2006 з урахуванням кліматичного району будівництва. Фактичний опір теплопередачі конструкції повинен бути не меншим за нормативне значення:

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

де R_{Σ} – фактичний опір теплопередачі огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$; $R_{q \min}$ – мінімально допустиме нормативне значення опору теплопередачі, $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$.

Опір теплопередачі багатошарової огорожувальної конструкції визначається за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_{\text{к}} + \frac{1}{\alpha_{\text{з}}}, \quad (1.2)$$

де $\alpha_{\text{в}}$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$;

$\alpha_{\text{з}}$ – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції для зимових умов, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$;

R_k – термічний опір конструктивних шарів огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$.

Термічний опір окремих шарів стіни визначається за формулою:

$$R_k = \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_i}, \quad (1.3)$$

де δ_i – товщина i -го шару конструкції, м;

λ_i – коефіцієнт теплопровідності матеріалу i -го шару, $\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$;

n – кількість шарів огорожувальної конструкції.

Для прийнятої конструкції зовнішньої стіни термічний опір шарів становить:

$$R_k = \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4}. \quad (1.4)$$

Робимо розрахунок:

$$R_k = \frac{0,12}{0,76} + \frac{0,12}{0,027} + \frac{0,38}{1,92} + \frac{0,2}{1,92} = 4,9.$$

Тоді фактичний опір теплопередачі зовнішньої стіни визначається за виразом:

$$R_\Sigma = \frac{1}{\alpha_v} + \left(\frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} \right) + \frac{1}{\alpha_3}. \quad (1.5)$$

Проводимо розрахунок:

$$R_\Sigma = \frac{1}{8,7} + 4,9 + \frac{1}{23} = 5,06.$$

Після підстановки проєктних значень товщини шарів і коефіцієнтів теплопровідності матеріалів визначається фактичний опір теплопередачі стіни. Отримане значення порівнюється з нормативним мінімальним опором теплопередачі для відповідного кліматичного району.

Нормативне значення опору теплопередачі огорожувальної конструкції дорівнює $R_{q \min} = 2,2$ за [5].

Умова відповідності огорожувальної конструкції вимогам теплозахисту має вигляд:

$$5,06 \geq 2,2.$$

Умова виконується, прийнята конструкція зовнішньої стіни забезпечує необхідний рівень теплового захисту будівлі. У такому випадку огорожувальна конструкція відповідає нормативним вимогам щодо енергоефективності та може бути прийнята в проєкті.

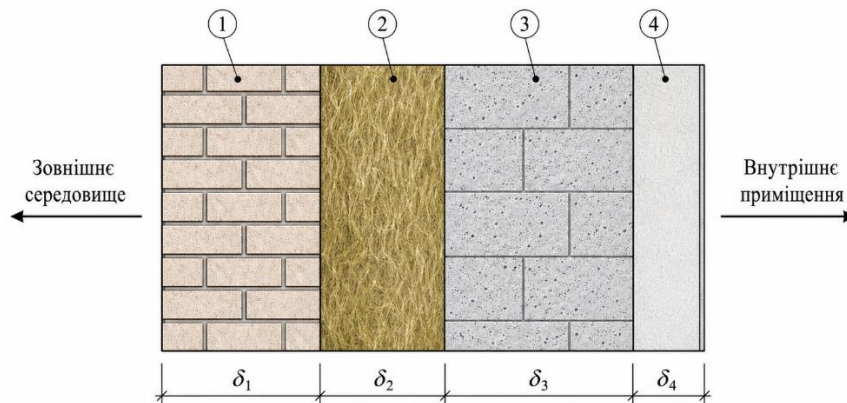


Рисунок 1.1 – Схема огорожувальної конструкції зовнішньої стіни: 1 – облицювальна силікатна цегла, 2 – вогнезахисний утеплювач, 3 – стіна з піноблока, 4 – цементно-піщана штукатурка

Отже, теплотехнічний розрахунок дозволяє обґрунтувати прийнятий склад зовнішньої стіни багатоповерхового житлового будинку. Застосування шару теплоізоляції Rockwool у поєднанні з піноблоком, облицювальною силікатною цеглою та внутрішньою цементно-піщаною штукатуркою забезпечує підвищення опору теплопередачі конструкції, зменшення тепловтрат через зовнішні стіни та створення комфортних умов експлуатації житлових приміщень.

1.4 Характеристика основних конструктивних елементів будівлі

Проєктом передбачено будівництво житлового будинку на 206 квартир. Перші два поверхи будівлі запроєктовано як нежитлові. У них передбачається розміщення офісних приміщень, а також об'єктів побутового обслуговування мешканців, зокрема пунктів приймання білизни до пральні та хімчистки, невеликих майстерень і ательє з ремонту побутової техніки [4].

Планувальні рішення житлової частини будинку відповідають вимогам чинних нормативних документів, а також завданню на проєктування. На кожному типовому поверсі розташовано по 18 квартир, серед яких: дві трикімнатні, вісім двокімнатних і вісім однокімнатних. Квартири мають зручне функціональне планування, забезпечені необхідним внутрішнім інженерним обладнанням та збільшеними застаканими лоджіями.

Для вертикального зв'язку між поверхами будівлю обладнано двома ліфтами: вантажним вантажопідйомністю 630 кг і пасажирським вантажопідйомністю 400 кг.

На технічних поверхах розміщується інженерне обладнання будівлі, зокрема шафи та щити керування, вузли введення зв'язку, розподільні електричні щити, вентиляційні установки для створення надлишкового тиску повітря у коридорах, ліфтових шахтах і холах, а також обладнання систем димовидалення та вентиляції [4].

Будівля запроектована за монолітною конструктивною схемою. Зовнішні стіни передбачено виконати з пінобетонних блоків із облицюванням силікатною цеглою. Площі квартир та офісних приміщень наведено на відповідних архітектурно-будівельних кресленнях.

Таблиця 1.2 — Основні конструктивні елементи будівлі

Конструктивний елемент	Прийняте проєктне рішення
Фундамент	монолітна залізобетонна плита на пальовому полі
Стіни будівлі	піноблоки
Плити перекриття	монолітний залізобетон
Плити покриття	монолітний залізобетон
Перегородки	силікатна цегла

Покрівля	з внутрішнім водовідведенням, із чотиришарового рулонного покрівельного матеріалу
Утеплювач	пінополістирол
Підлоги в житлових, вбудованих приміщеннях і коридорах	паркет, шлакоплитка
Підлоги в ліфтових холах, загальних коридорах і санвузлах	керамічна плитка
Підлоги в кухнях	лінолеум

Конструктивна схема будівлі

Конструктивна схема висотної будівлі являє собою взаємопов'язану систему вертикальних і горизонтальних несучих елементів, які спільно забезпечують міцність, просторову жорсткість і загальну стійкість споруди.

Горизонтальні несучі конструкції, до яких належать плити перекриття та покриття, сприймають вертикальні й горизонтальні навантаження та передають їх на вертикальні несучі елементи. Вертикальні конструкції, у свою чергу, передають ці зусилля через фундаментну систему на ґрунтову основу [6].

У висотних будівлях горизонтальні несучі конструкції зазвичай виконуються однотипними та працюють як жорсткі негорючі диски. Такими конструкціями можуть бути монолітні, збірно-монолітні або збірні залізобетонні плити, а також сталезалізобетонні елементи.

Вертикальні несучі конструкції висотних будівель є більш різноманітними. До них належать:

- стрижневі елементи каркасної системи;
- площинні несучі елементи, зокрема стіни та діафрагми жорсткості;

- внутрішні об'ємні елементи з порожнистим перерізом, що проходять на всю висоту будівлі, тобто стовбури жорсткості;
- зовнішні об'ємні конструкції у вигляді тонкостінної оболонки замкненого перерізу.

Залежно від типу вертикальних несучих елементів розрізняють чотири основні конструктивні системи висотних будівель: каркасну, стінову, ствольну та оболонкову. Основні конструктивні системи передбачають сприйняття силових впливів переважно одним типом несучих елементів.

Окрім основних систем, у сучасному будівництві широко застосовуються комбіновані конструктивні системи. У таких системах можуть поєднуватися різні типи вертикальних несучих елементів: стрижневі, площинні та об'ємні. При цьому сприйняття навантажень може бути частково або повністю розподілене між різними конструктивними елементами. Наприклад, горизонтальні навантаження можуть сприйматися стінами або ядрами жорсткості, а вертикальні – елементами рамного каркаса.

Конструктивне рішення проєктованої будівлі

Проектований житловий будинок запроектовано із застосуванням безригельного монолітного залізобетонного каркаса. Крок колон прийнято 4,0 м; 4,5 м та 6,4 м. Просторова жорсткість будівлі забезпечується сумісною роботою колон, плит перекриття, монолітних внутрішніх стін, стін сходової клітки та ліфтового блоку.

Фундамент під монолітний каркас передбачено у вигляді монолітної залізобетонної плити товщиною 600 мм, яка влаштовується на пал'овому полі.

Монолітні залізобетонні стіни підвалу та цокольного поверху прийнято товщиною 300 мм. На інших поверхах товщина монолітних стін становить 200 мм. Колони каркаса мають квадратний поперечний переріз 400×400 мм.

Монолітна залізобетонна плита перекриття прийнята товщиною 250 мм. У зонах опирання на колони передбачено капітельну частину товщиною 300

мм, що підвищує несучу здатність і жорсткість плити в опорних ділянках. Капітельні зони плит додатково підсилюються просторовими арматурними каркасами.

Стіни ліфтових шахт і сходових кліток виконуються з монолітного залізобетону товщиною 200 мм. Сходи передбачено у вигляді збірних залізобетонних маршів, які спираються на монолітні залізобетонні площадки.

Для всіх монолітних залізобетонних конструкцій прийнято бетон класу C25/30. Основна робоча арматура несучих елементів — гарячекатана, класу A400C.

Огороджувальні конструкції та фасадні рішення

Огороджувальні зовнішні стіни будівлі виконуються з піносілікатних блоків із застосуванням фасадних систем утеплення та вітражних конструкцій. Кріплення огороджувальних стін до монолітного каркаса передбачається за допомогою закладних деталей, арматурних випусків і кладочних сіток [6].

Проектом передбачено встановлення металопластикових вікон із подвійними склопакетами, а також алюмінієвих вітражних конструкцій бельгійської системи «Reynaers». Віконні та дверні блоки виконуються з металопластикових профілів із подвійним склінням. Вітражна система кріпиться до закладних деталей, передбачених у плитах перекриття.

Міжкімнатні двері запроєктовано дерев'яними, стандартної конструкції. У приміщеннях із технічним обладнанням передбачається встановлення протипожежних дверей і відповідного протипожежного обладнання.

Благоустрій та архітектурне оформлення

Територію перед входом до будівлі передбачено впорядкувати із застосуванням сучасних тротуарних матеріалів, а також озеленення у вигляді газонів.

Архітектурні деталі, стильове рішення та колірна гама фасадів приймаються з урахуванням містобудівного плану території та загальної концепції комплексного розвитку кварталу.

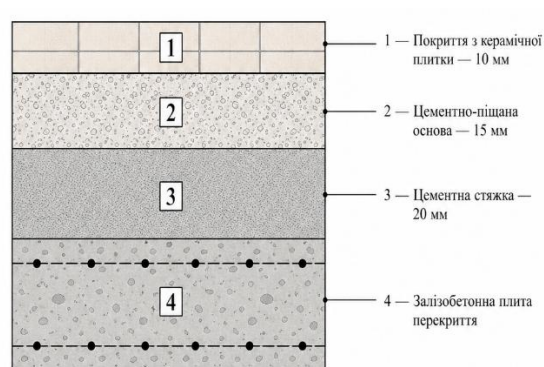


Рисунок 1.2 – Конструкція підлоги міжповерхових поверхів, тип 3

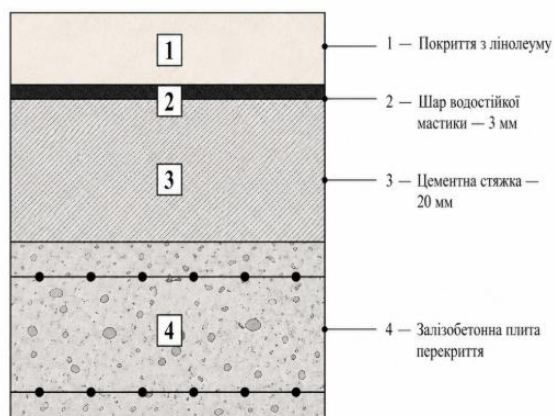


Рисунок 1.3 – Конструкція підлоги міжповерхових поверхів, тип 4

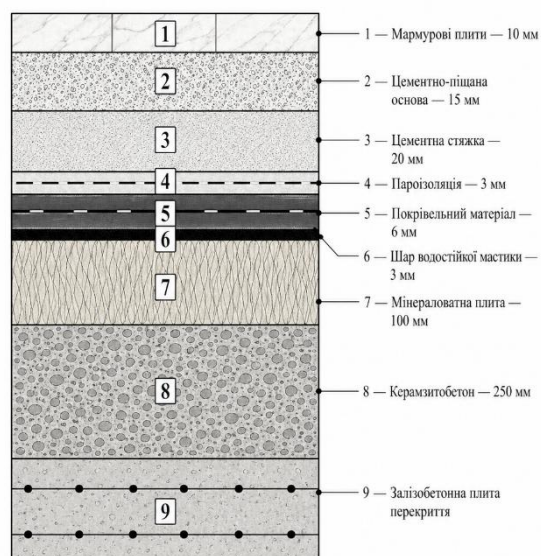


Рисунок 1.4 – Конструкція покриття типу 5

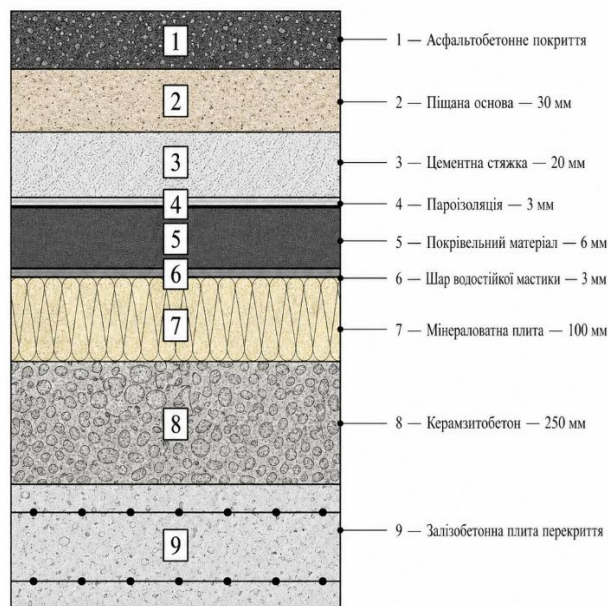


Рисунок 1.5— Конструкція покриття типу 6

1.5 Інженерне обладнання будівлі

Проектом передбачено комплекс інженерних систем, необхідних для забезпечення належних санітарно-гігієнічних умов, безпечної експлуатації будівлі та комфортного перебування мешканців і відвідувачів громадських приміщень. До складу інженерного обладнання входять системи внутрішнього водопроводу та каналізації, опалення, вентиляції, електропостачання й електроосвітлення.

Внутрішній водопровід і каналізація

У будівлі передбачено влаштування таких систем водопостачання та водовідведення:

- господарсько-питне водопостачання;
- протипожежне водопостачання;
- гаряче водопостачання;
- побутова каналізація.

Холодне водопостачання будівлі здійснюється через два вводи, підключені до зовнішньої водопровідної мережі. Таке рішення підвищує надійність роботи системи та забезпечує можливість безперебійного

водопостачання у разі виникнення аварійних ситуацій або проведення ремонтних робіт на одному з введів.

Для контролю витрат води та теплової енергії проєктом передбачено встановлення вузла обліку холодної води, а також вузла обліку теплової енергії. Крім того, у кожній квартирі передбачається встановлення індивідуальних лічильників холодної та гарячої води, що забезпечує поквартирний облік споживання ресурсів.

Підтримання необхідного тиску у внутрішній водопровідній мережі забезпечується насосною станцією, робота якої здійснюється в автоматичному режимі залежно від фактичного тиску води у системі. У складі насосної станції передбачено дві групи насосного обладнання:

- насоси протипожежного водопостачання – 2 шт.;
- насоси господарсько-питного водопостачання.

Насосна станція належить до першої категорії надійності, що зумовлено необхідністю забезпечення стабільної роботи систем водопостачання, особливо протипожежного призначення [7].

Господарсько-питне водопостачання призначене для подачі води до санітарно-технічних приладів у квартирах, громадських і технічних приміщеннях. Протипожежне водопостачання забезпечує подачу води до внутрішніх пожежних кранів та іншого протипожежного обладнання. Гаряче водопостачання передбачено для забезпечення санітарно-технічних приладів гарячою водою відповідно до експлуатаційних потреб будівлі.

Система побутової каналізації призначена для відведення стічних вод від санітарно-технічних приладів у зовнішню каналізаційну мережу. Відведення стічних вод здійснюється самотливом через внутрішні каналізаційні стояки та випуски [7].

Опалення

Для забезпечення нормативного температурного режиму в будівлі передбачено дві незалежні системи опалення:

- система опалення житлової частини будівлі;

- система опалення громадських і вбудованих приміщень.

Як опалювальні прилади прийнято чавунні радіатори типу MC-140M. Номінальний тепловий потік однієї секції радіатора становить 0,16 кВт.

Система опалення виконується з нижнім розведенням подавального та зворотного трубопроводів. Для житлової частини будівлі стояки системи опалення прийнято однотрубними П-подібними, а для громадських приміщень — двотрубними вертикальними.

З метою регулювання тепловіддачі опалювальних приладів на однотрубних стояках передбачено встановлення регулювальних клапанів. У двотрубних системах для керування подачею теплоносія застосовуються кульові крани [4, 8].

Магістральні трубопроводи систем теплопостачання та стояки опалення виконуються зі сталевих водогазопровідних труб відповідно до ДСТУ 8936:2019, а також зі сталевих електрозварних труб відповідно до ДСТУ 8943:2019 [12, 13].

Для обліку споживання теплової енергії в теплових пунктах будівлі встановлюються теплолічильники з окремим урахуванням теплового навантаження на систему опалення та систему гарячого водопостачання.

Подача гарячої води передбачається за відкритою схемою із встановленням регулятора температури, що забезпечує підтримання необхідних параметрів теплоносія відповідно до умов експлуатації [9].

Вентиляція

Вентиляція будівлі передбачена для забезпечення нормативного повітрообміну, видалення забрудненого повітря та створення належних санітарно-гігієнічних умов у приміщеннях.

Розрахунок повітрообміну для житлової частини будівлі виконується за кратністю повітрообміну, а для громадських приміщень — з урахуванням нормативної подачі зовнішнього повітря на одну людину або на одиницю площі приміщення [8].

У житловій частині будівлі передбачено природну припливно-витяжну вентиляцію. Видалення повітря здійснюється через вентиляційні канали, розташовані у кухнях, ванних кімнатах і санвузлах. Приплив повітря передбачається неорганізованим — через віконні та дверні прорізи, а також через передбачені конструктивні нещільності або спеціальні припливні пристрої.

У громадських і вбудованих приміщеннях застосовується механічна припливно-витяжна вентиляція, яка забезпечує необхідний повітрообмін незалежно від зовнішніх погодних умов. Таке рішення дозволяє підтримувати стабільні параметри мікроклімату та забезпечувати комфортні умови експлуатації приміщень [8].

Електропостачання та електрообладнання

Електропостачання будівлі передбачено для забезпечення роботи силового обладнання, освітлювальних мереж, інженерних систем і технологічного обладнання вбудованих громадських приміщень [10].

Основними споживачами електричної енергії є:

- електроприводи ліфтів;
- насоси систем господарсько-питного та протипожежного водопостачання;
- вентиляційне обладнання;
- обладнання систем димовидалення;
- технологічне обладнання магазинів, кафе, спортивних та інших громадських приміщень;
- системи внутрішнього та зовнішнього освітлення.

Живлення силових електроприймачів будівлі здійснюється від ввідно-розподільних пристроїв. Проектні рішення з електропостачання приймаються з урахуванням категорії надійності електроприймачів, функціонального призначення приміщень і вимог безпечної експлуатації будівлі.

Електричне освітлення

Проектом передбачено влаштування робочого, аварійного, евакуаційного та ремонтного освітлення. Освітлення передбачається у житлових, торговельно-адміністративних, громадських, технічних і допоміжних приміщеннях будівлі.

Живлення електроосвітлювальних мереж здійснюється від ввідно-розподільних пристроїв. Аварійне та евакуаційне освітлення передбачається для забезпечення безпечного виходу людей із будівлі у разі відключення основного електроживлення або виникнення надзвичайної ситуації [11].

Зовнішнє електроосвітлення

Для забезпечення безпечного пересування людей у темну пору доби та покращення експлуатаційних умов на прилеглій території проектом передбачено зовнішнє електроосвітлення. Освітлення території виконується за допомогою вуличних світильників із натрієвими лампами високого тиску.

Керування зовнішнім освітленням здійснюється від зовнішніх електрощитів, передбачених у складі трансформаторних підстанцій. Розміщення світильників приймається з урахуванням планувальної організації території, підходів до будівлі, проїздів, пішохідних доріжок і зон благоустрою [10].

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Розрахунок надземної частини житлового будинку

2.1.1 Збір навантажень

Житловий будинок запроектовано із застосуванням ригельного монолітного залізобетонного каркаса. Крок колон прийнято 4,0 м, 4,5 м та 6,4 м, що забезпечує раціональне компонування внутрішнього простору та ефективну роботу несучої системи будівлі. Просторова жорсткість споруди формується за рахунок сумісної роботи ригельного каркаса, жорстких зовнішніх стін у вузлових секціях, монолітних внутрішніх стін, стін сходової клітки та ліфтового блоку.

Фундаментну систему під монолітний каркас передбачено у вигляді монолітної залізобетонної плити товщиною 600 мм. Таке конструктивне рішення забезпечує рівномірне передавання навантажень від надземної частини будівлі на основу та підвищує загальну просторову жорсткість споруди.

Монолітні залізобетонні стіни підвального та цокольного поверхів прийнято товщиною 300 мм. На інших поверхах товщина монолітних стін становить 200 мм. Колони каркаса мають квадратний поперечний переріз 400 × 400 мм.

Міжповерхові перекриття виконуються у вигляді монолітних залізобетонних плит товщиною 250 мм. У місцях спирання плит на колони передбачено капітельні ділянки товщиною 300 мм, які підвищують несучу здатність перекриття в опорних зонах. Капітельні частини плит додатково підсилюються просторовими арматурними каркасами.

Стіни ліфтових шахт і сходових кліток виконуються з монолітного залізобетону товщиною 200 мм. Сходи запроектовано зі збірних залізобетонних маршів, які спираються на монолітні залізобетонні площадки.

Для всіх монолітних залізобетонних елементів будівлі прийнято бетон класу С25/30. Як основну робочу арматуру несучих конструкцій передбачено гарячекатану арматуру класу А400С.

Розрахунок навантажень на покрівлю виконано з урахуванням постійних і тимчасових навантажень. До постійних навантажень віднесено власну вагу покрівельного покриття, дерев'яних елементів, обрешітки, пароізоляційного шару та металоконструкцій.

Нормативне постійне навантаження від металочерепиці становить 15,0 кг/м², а з урахуванням коефіцієнта перевантаження 1,1 розрахункове значення дорівнює 16,5 кг/м².

Навантаження від дерев'яного бруса перерізом 60 × 60 мм при густині деревини $\gamma = 700$ кг/м³ і кроці встановлення 500 мм визначено за формулою:

$$q = \frac{700 \cdot 0,06^2}{0,5} = 5,0 \text{ кг/м}^2.$$

З урахуванням коефіцієнта перевантаження 1,3 розрахункове навантаження від дерев'яного бруса становить 6,6 кг/м².

Навантаження від обрешітки з дошки товщиною 20 мм при густині деревини $\gamma = 700$ кг/м³ становить:

$$q = 700 \cdot 0,02 = 14,0 \text{ кг/м}^2.$$

Після множення на коефіцієнт перевантаження 1,3 розрахункове значення навантаження дорівнює 18,2 кг/м².

Сумарне нормативне постійне навантаження на покрівлю становить 89,0 кг/м², а сумарне розрахункове постійне навантаження — 102,8 кг/м². Тимчасове снігове навантаження прийнято рівним 180,0 кг/м². Загальне розрахункове навантаження на покрівлю становить:

$$q = 102,8 + 180,0 = 282,8 \text{ кг/м}^2.$$

Отже, для подальших розрахунків приймається загальне розрахункове навантаження на покрівлю 282,8 кг/м².

Розрахунок навантаження від горищного перекриття виконано з урахуванням постійних і тимчасових навантажень. До постійних навантажень

віднесено власну вагу монолітної залізобетонної плити, теплоізоляційний шар, цементно-піщану стяжку та підвісну стелю.

Власна вага монолітної залізобетонної плити товщиною 160 мм при густині залізобетону $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$ становить:

$$q = 2500 \cdot 0,16 = 400,0 \text{ кг/м}^2.$$

З урахуванням коефіцієнта перевантаження 1,1 розрахункове навантаження від плити дорівнює:

$$q = 400,0 \cdot 1,1 = 440,0 \text{ кг/м}^2.$$

Навантаження від теплоізоляційного шару Rockwool товщиною 100 мм при густині матеріалу $\gamma = 140 \text{ кг/м}^3$ визначається за формулою:

$$q = 140 \cdot 0,10 = 14,0 \text{ кг/м}^2.$$

Після множення на коефіцієнт перевантаження 1,3 розрахункове значення становить:

$$q = 14,0 \cdot 1,3 = 18,2 \text{ кг/м}^2.$$

Навантаження від цементно-піщаної стяжки товщиною 30 мм при густині $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$ становить:

$$q = 1800 \cdot 0,03 = 54,0 \text{ кг/м}^2.$$

З урахуванням коефіцієнта перевантаження 1,3 розрахункове навантаження від стяжки дорівнює:

$$q = 54,0 \cdot 1,3 = 70,2 \text{ кг/м}^2.$$

Сумарне нормативне постійне навантаження від конструкції горищного перекриття становить $478,0 \text{ кг/м}^2$, а сумарне розрахункове постійне навантаження — $541,4 \text{ кг/м}^2$.

Тимчасове навантаження на горищне перекриття прийнято відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 і становить $70,0 \text{ кг/м}^2$. З урахуванням коефіцієнта перевантаження 1,3 його розрахункове значення дорівнює $91,0 \text{ кг/м}^2$ [14].

Загальне нормативне навантаження від горищного перекриття становить:

$$q_n = 478,0 + 70,0 = 548,0 \text{ кг/м}^2.$$

Загальне розрахункове навантаження становить:

$$q_p = 541,4 + 91,0 = 632,4 \text{ кг/м}^2.$$

Отже, для подальших розрахунків приймається загальне розрахункове навантаження від горищного перекриття 632,4 кг/м².

Розрахунок навантаження від міжповерхового перекриття виконано з урахуванням постійних і тимчасових навантажень. До постійних навантажень належать власна вага монолітної залізобетонної плити, цементно-піщана стяжка, шар керамзитобетону, покриття з лінолеуму та підвісна стеля.

Власна вага монолітної залізобетонної плити товщиною 160 мм при густині залізобетону $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$ становить:

$$q = 2500 \cdot 0,16 = 400,0 \text{ кг/м}^2.$$

З урахуванням коефіцієнта перевантаження 1,1 розрахункове навантаження від плити дорівнює:

$$q = 400,0 \cdot 1,1 = 440,0 \text{ кг/м}^2.$$

Навантаження від цементно-піщаної стяжки товщиною 30 мм при густині $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$ визначається за формулою:

$$q = 1800 \cdot 0,03 = 54,0 \text{ кг/м}^2.$$

Розрахункове значення навантаження від стяжки з урахуванням коефіцієнта перевантаження 1,3 становить:

$$q = 54,0 \cdot 1,3 = 70,2 \text{ кг/м}^2.$$

Навантаження від шару керамзитобетону товщиною 45 мм при густині $\gamma = 1200 \text{ кг/м}^3$ становить:

$$q = 1200 \cdot 0,045 = 54,0 \text{ кг/м}^2.$$

З урахуванням коефіцієнта перевантаження 1,3 розрахункове навантаження від керамзитобетону дорівнює:

$$q = 54,0 \cdot 1,3 = 70,2 \text{ кг/м}^2.$$

Навантаження від покриття з лінолеуму товщиною 5 мм при густині $\gamma = 1100 \text{ кг/м}^3$ дорівнює:

$$q = 1100 \cdot 0,005 = 5,5 \text{ кг/м}^2.$$

Після множення на коефіцієнт перевантаження 1,2 розрахункове значення становить:

$$q = 5,5 \cdot 1,2 = 6,6 \text{ кг/м}^2.$$

Сумарне нормативне постійне навантаження від міжповерхового перекриття становить 523,5 кг/м², а сумарне розрахункове постійне навантаження — 600,0 кг/м².

Тимчасове навантаження на міжповерхове перекриття прийнято згідно з ДБН В.1.2-2:2006 і становить 200,0 кг/м². З урахуванням коефіцієнта перевантаження 1,2 його розрахункове значення дорівнює:

$$q = 200,0 \cdot 1,2 = 240,0 \text{ кг/м}^2.$$

Загальне нормативне навантаження від міжповерхового перекриття становить:

$$q_n = 523,5 + 200,0 = 723,5 \text{ кг/м}^2.$$

Загальне розрахункове навантаження становить:

$$q_p = 600,0 + 240,0 = 840,0 \text{ кг/м}^2.$$

Отже, для подальших розрахунків приймається загальне розрахункове навантаження від міжповерхового перекриття 840,0 кг/м².

Розрахунок навантажень виконано згідно з вимогами ДБН В.1.2-2:2006 [14], а конструктивні параметри залізобетонних плит прийнято з урахуванням положень ДБН В.2.6-98:2009 [15].

2.1.2 Статичний розрахунок будівлі

Статичний розрахунок будівлі виконано за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР 2016 R5. Розрахункова модель будівлі сформована з урахуванням її конструктивної схеми, просторової роботи несучих елементів, характеристик матеріалів, параметрів ґрунтової основи, а також діючих вертикальних і горизонтальних навантажень.

Основною метою статичного розрахунку є визначення напружено-деформованого стану конструктивних елементів будівлі, зусиль у колонах,

стінах, плитах перекриття та фундаментній плиті, а також перевірка просторової жорсткості й стійкості споруди [16].

Розрахунок виконано для просторової схеми будівлі. Горизонтальні навантаження у загальній розрахунковій моделі сприймаються за рамно-в'язевою схемою, що передбачає сумісну роботу колон, плит перекриття, монолітних стін, діафрагм жорсткості та інших вертикальних несучих елементів.

Вихідні дані для розрахунку

Основні геометричні характеристики розрахункової моделі будівлі наведено нижче:

- відмітка планування — 0,0 м;
- відмітка верху підколонника — 0,0 м;
- відмітка підосви фундаменту — -1,2 м;
- схема розподілу горизонтальних навантажень — рамно-в'язева.

Фундаментна частина будівлі змодельована з урахуванням взаємодії з ґрунтовою основою. Для цього у розрахунковій схемі прийнято жорсткість пружної основи, яка визначається на основі фізико-механічних характеристик ґрунту.

Для врахування роботи основи у розрахунковій моделі прийнято характеристики ґрунту, що наведено в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Характеристики ґрунту

Найменування характеристики	Значення
Об'ємна вага ґрунту, γ , т/м ³	1,8
Кут внутрішнього тертя, φ , °	22
Питоме зчеплення, C , кПа	8
Модуль деформації ґрунту, E , МПа	20
Коефіцієнт Пуассона	0,3

Додатковий параметр для визначення жорсткості пружної основи, λ	0,50
---	------

Прийняті характеристики ґрунту використано для моделювання пружної роботи основи під фундаментною плитою. У розрахунковій схемі ґрунт враховується як деформована основа, що сприймає навантаження від будівлі та забезпечує їх передавання на нижні шари ґрунтового масиву [18].

Для несучих конструкцій будівлі прийнято бетон різних класів залежно від типу елемента та умов його роботи. Як робочу поздовжню арматуру використано арматуру класу А400С, а як поперечну — арматуру класу А240С (табл. 2.2).

Таблиця 2.2 — Матеріали конструктивних елементів

Конструктивний елемент	Клас бетону	Модуль пружності, кН/м ²
Колони	C25/30	$3 \cdot 10^6$
Стіни	C20/25	$3 \cdot 10^6$
Плити перекриття	C30/35	$3 \cdot 10^6$
Фундаментна плита	C20/25	$3 \cdot 10^6$
Перегородки	C20/25	$3 \cdot 10^6$

Прийняті значення модуля пружності та об'ємної ваги матеріалів використано під час формування жорсткісних характеристик скінченних елементів розрахункової моделі. Для залізобетонних конструкцій прийнято об'ємну вагу $2,5 \text{ г/см}^3$, що відповідає типовим значенням для важкого бетону.

Під час розрахунку будівлі враховано дію вітрового навантаження. Відповідно до вихідних даних об'єкт розташований у I вітровому районі. Тип місцевості прийнято В, що відповідає умовам забудованої території або місцевості з перешкодами середньої висоти [16].

Дія вітру розглянута у двох напрямках: 90° та 135° . Це дозволяє оцінити роботу просторової системи будівлі при різних напрямках прикладання

горизонтального навантаження та визначити найбільш несприятливі зусилля в несучих елементах.

У розрахунковій моделі враховано постійні, тривалі та короточасні вертикальні навантаження. До постійних навантажень належать власна вага несучих і огорожувальних конструкцій, вага перекриттів, покриттів, стін, перегородок та інших постійно діючих елементів будівлі. До тривалих навантажень віднесено експлуатаційні навантаження, які діють протягом значної частини строку експлуатації будівлі.

Загальне постійне вертикальне навантаження на будівлю становить 702329 кН, а тривале навантаження – 10260,0 кН. Короточасні вертикальні навантаження у наведеній розрахунковій схемі не враховувалися або прийняті рівними нулю.

Розрахункова схема будівлі сформована як просторова система, у якій несучі елементи працюють сумісно. Колони, монолітні стіни, плити перекриття та фундаментна плита змодельовані відповідними скінченними елементами з урахуванням їхніх геометричних і жорсткісних характеристик [15, 16].

Плити перекриття в розрахунковій схемі виконують функцію горизонтальних дисків жорсткості, які забезпечують перерозподіл горизонтальних навантажень між вертикальними несучими елементами. Вертикальні навантаження передаються через колони та стіни на фундаментну плиту, а далі – на ґрунтову основу.

Фундаментна плита працює як елемент, що сприймає навантаження від надземної частини будівлі та передає їх на основу. Врахування пружної роботи ґрунту дозволяє більш коректно оцінити характер деформування фундаментної системи та визначити зусилля у фундаментній плиті [17].

Розрахунок колони

Колона третього поверху розглядається як умовно центрально стиснутий залізобетонний елемент із урахуванням випадкового ексцентриситету прикладання поздовжньої сили. Розрахунок виконується з метою визначення необхідної площі поздовжньої арматури та перевірки несучої здатності поперечного перерізу колони.

Визначення розрахункового навантаження на колону

Власна вага колони визначається за формулою:

$$G_n = b_c \cdot h_c \cdot H_c \cdot \rho \cdot \gamma_f \quad (2.1)$$

де b_c , h_c – розміри поперечного перерізу колони, м; H_c – висота колони, м; ρ – питома вага залізобетону, кН/м³; γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням.

За вихідними даними:

$$G_n = 0,80 \cdot 1,50 \cdot 3,0 \cdot 25,0 \cdot 1,1 = 196,00 \text{ кН.}$$

На колону передаються навантаження від покриття, перекриттів та інших конструктивних елементів будівлі. Відповідно до результатів збору навантажень прийнято:

- постійне навантаження: $G = 8816,49 \text{ кН}$;
- тривале навантаження: $V = 3356,12 \text{ кН}$;
- короткочасне навантаження: $V_{sh} = 4592,33 \text{ кН}$.

Тривале розрахункове навантаження на колону визначається як сума постійного навантаження, власної ваги колони та тривалого тимчасового навантаження:

$$N_{ld} = G + G_n + V. \quad (2.2)$$

Після підстановки числових значень отримаємо:

$$N_{ld} = 8816,49 + 196,00 + 3356,12 = 12370,61 \text{ кН.}$$

Короткочасне навантаження приймається рівним:

$$N_{cd} = V_{sh} = 4593 \text{ кН.}$$

Повне розрахункове навантаження на колону становить:

$$N_3 = N_{ld} + N_{cd}. \quad (2.3)$$

$$N_3 = 12370,61 + 4593,00 = 16963,61 \text{ кН.}$$

Отже, для подальшого розрахунку приймається повне розрахункове поздовжнє зусилля: $N_3 = 16963,61 \text{ кН}$.

Розрахунок поздовжнього армування колони

Розмір поперечного перерізу колони прийнято:

$$h_c \times b_c = 25 \times 150 \text{ см.} \quad (2.4)$$

Для колони приймається бетон класу C25/30 з розрахунковим опором стиску: $R_b = 17 \text{ МПа}$. Поздовжня робоча арматура передбачається зі сталі класу A400C з розрахунковим опором: $R_{sc} = 364 \text{ МПа}$. Коефіцієнт умов роботи бетону прийнято: $\gamma_{b2} = 0,9$. Оптимальний відсоток армування приймається: $\mu_{opt} = 0,74\%$.

Для оцінювання характеру дії навантаження визначається співвідношення тривалого та повного навантаження:

$$\frac{N_{ld}}{N_3} = \frac{12370,61}{16963,61} = 0,73. \quad (2.5)$$

Гнучкість колони визначається за формулами:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h_c} = \frac{600}{25} = 24 > 4, \quad (2.6)$$

$$\lambda_b = \frac{l_0}{b_c} = \frac{600}{150} = 4. \quad (2.7)$$

Оскільки значення гнучкості за одним із напрямків перевищує граничне значення, у розрахунку необхідно враховувати вплив прогину елемента.

При висоті перерізу $h_c > 20 \text{ см}$ приймається коефіцієнт: $\eta = 1$.

Коефіцієнт φ_1 , що враховує вплив тривалої дії навантаження та гнучкості елемента, визначається за формулою:

$$\varphi_1 = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\alpha_1. \quad (2.8)$$

Попередньо приймаємо коефіцієнт армування:

$$\mu = 0,74\% = 0,0074.$$

Тоді коефіцієнт α_1 становить:

$$\alpha_1 = \frac{\mu R_{sc}}{R_b \cdot \gamma_{b2}}. \quad (2.9)$$

$$\alpha_1 = \frac{0,0074 \cdot 364}{17 \cdot 0,9} \approx 0,18.$$

За табличними даними приймається:

$$\varphi_b = 0,913.$$

За умови, що вплив арматури на значення коефіцієнта не змінює його розрахункового значення, приймається: $\varphi_r = \varphi_b = 0,913$. Тоді: $\varphi_1 = 0,913$.

За результатами розрахунку поздовжнього армування конструктивно приймається: 8 стрижнів Ø28 A400C, $\sum A_{s1} = 49,26 \text{ см}^2$; 6 стрижнів Ø28 A400C, $\sum A_{s2} = 36,95 \text{ см}^2$.

Загальна площа поздовжньої арматури становить:

$$\sum A_s = \sum A_{s1} + \sum A_{s2}. \quad (2.10)$$

$$\sum A_s = 49,26 + 36,95 = 86,21 \text{ см}^2.$$

Фактичний відсоток армування дорівнює:

$$\mu = \frac{86,21}{12000} \cdot 100 = 0,72\%.$$

Отримане значення близьке до попередньо прийнятого оптимального коефіцієнта армування: $\mu_{opt} = 0,74\%$.

Перевірка несучої здатності перерізу колони

Фактична несуча здатність поперечного перерізу колони визначається за формулою:

$$N_{fc} = \eta \cdot \varphi_1 (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A + \sum A_s \cdot R_{sc}). \quad (2.11)$$

Після підстановки розрахункових значень отримаємо:
 $N_{fc} = 19635,6 \text{ кН}$.

Оскільки виконується умова: $N_{fc} = 19635,6 \text{ кН} > N_3 = 16962,94 \text{ кН}$, несуча здатність поперечного перерізу колони є достатньою.

Конструювання арматури колони

Робочі стрижні поздовжньої арматури розміщуються по периметру поперечного перерізу колони з дотриманням нормативних вимог щодо мінімального захисного шару бетону та відстаней між арматурними стрижнями.

Відстань у просвіті між поздовжніми стрижнями приймається не менше 50 мм. Товщина захисного шару бетону повинна становити не менше 15 мм.

Поперечна арматура виконується у вигляді хомутів. Згідно з конструктивними вимогами приймаються хомути діаметром $\varnothing 8$ мм зі сталі класу A240C з кроком: $S = 300$ мм.

Розрахунок просторової структури покриття

Просторові ґратчасті конструкції є ефективним рішенням для перекриття великих прольотів у громадських і промислових будівлях. Вони формуються з окремих металевих стрижнів, які з'єднуються у вузлах і утворюють просторову несучу систему. Завдяки роботі елементів у кількох напрямках такі конструкції забезпечують раціональний розподіл навантажень, високу жорсткість і порівняно невелику власну вагу покриття [19, 20].

Застосування просторових ґратчастих покриттів дозволяє перекривати приміщення складної конфігурації без значної кількості проміжних опор, а також створювати виразні архітектурні рішення. До основних переваг таких систем належать зменшення маси покриття, уніфікація стрижнів і вузлових елементів, можливість заводського виготовлення, зручність транспортування та швидкий монтаж на будівельному майданчику [20, 16].

Разом із цим просторові ґратчасті конструкції мають певні недоліки. Насамперед це підвищена трудомісткість виготовлення елементів, складність вузлових з'єднань і необхідність точного дотримання геометрії під час монтажу. Однак при серійному виготовленні стандартних елементів ці недоліки значною мірою компенсуються технологічністю та ефективністю конструктивної системи [19].

За конструктивними ознаками просторові ґратчасті системи поділяють на дві основні групи: перехресно-стрижневі конструкції та сітчасті оболонки. Перехресно-стрижневі конструкції складаються з балок, ферм або окремих стрижнів, які з'єднуються між собою у вузлах перетину та працюють у двох або більше напрямках [16].

У цій роботі просторова структура покриття розглядається як металева несуча система, що сприймає власну вагу конструкцій, навантаження від

покрівлі, а також снігові й вітрові впливи. Розрахунок такої системи передбачає визначення зусиль у стрижнях, перевірку міцності та стійкості елементів, а також оцінювання загальної просторової жорсткості покриття відповідно до вимог проєктування сталевих конструкцій [20].

Отже, застосування просторової ґратчастої структури покриття є доцільним для будівель із великими прольотами, оскільки така система поєднує невелику власну вагу, високу несучу здатність, архітектурну виразність і технологічність виготовлення.

Конструкційні характеристики плит

Стрижневі просторові плити дозволяють формувати покриття різної конфігурації в плані. У цій роботі прийнято квадратну форму покриття, що забезпечує раціональну просторову роботу конструкції та рівномірний розподіл зусиль у стрижнях.

Ефективність такої системи досягається завдяки сприйняттю навантажень у двох або трьох напрямках. Це підвищує жорсткість покриття, зменшує власну вагу конструкції та сприяє економному використанню матеріалів [19, 20].

Для елементів стрижневої плити доцільно застосовувати круглі сталеві труби, оскільки вони мають однакову жорсткість у різних напрямках і добре працюють на стиск. Порівняно зі складеними елементами з парних рівнополичних кутиків, використання круглих труб може забезпечити економію металу до 15 % [16, 20].

Розрахунок покриття ферми

Для елементів просторової структури покриття прийнято сталеві круглі труби діаметром 114 мм із товщиною стінки 5 мм. Розмір чарунки просторової ґратки прийнято $2,0 \times 2,0$ м.

Розрахунок покриття виконується на дію снігового навантаження. Вітрове навантаження в даному випадку не враховується як визначальне, оскільки за абсолютним значенням воно є меншим за снігове навантаження та

діє у протилежному напрямку. Снігове навантаження приймається відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [14].

Розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою:

$$S = S_0 \cdot \mu \cdot \gamma_f, \quad (2.12)$$

де $S_0 = 160 \text{ кгс/м}^2$ — нормативне значення снігового навантаження; $\mu = 1,0$ — коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на землі до навантаження на покриття; $\gamma_f = 1,14$ — коефіцієнт надійності за навантаженням.

$$S = 182 \text{ кгс/м}^2.$$

На одну чарунку покриття розміром $2,0 \times 2,0 \text{ м}$ діє навантаження:

$$P = S \cdot A = 182 \cdot 4 = 728 \text{ кгс}.$$

За прийнятою розрахунковою схемою це навантаження передається на стрижні верхнього поясу конструкції.

Вихідні дані для розрахунку просторової ферми покриття наведено в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Вихідні дані для розрахунку просторової ферми покриття

№ з/п	Найменування параметра	Позначення	Значення
1	Тип елемента конструкції	—	кругла сталева труба
2	Діаметр труби	D	114 мм
3	Товщина стінки труби	t	5 мм
4	Розмір чарунки покриття	$a \times a$	$2,0 \times 2,0 \text{ м}$
5	Нормативне снігове навантаження	S_0	160 кН/м^2
6	Коефіцієнт форми покриття	μ	1,0
7	Коефіцієнт надійності за навантаженням	γ_f	1,14

Розрахунок снігового навантаження подано в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Визначення снігового навантаження

№ з/п	Розрахункова величина	Формула	Результат
1	Розрахункове снігове навантаження, кПа	$S = S_0 \cdot \mu \cdot \gamma_f$	18,2 кгс/м ²
2	Площа однієї чарунки	$A = 2,0 \cdot 2,0$	4,0 м ²
3	Повне навантаження на чарунку, кПа	$P = S \cdot A$	72,8
4	Лінійне навантаження на один стрижень верхнього поясу, кПа*	$q = \frac{72,8}{4 \cdot 1,0}$	18,2

* Примітка Прийнято за умови, що навантаження від однієї чарунки передається на чотири стрижні довжиною 1,0 м.

Геометричні характеристики прийнятого перерізу подано в таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 — Геометричні характеристики прийнятого перерізу

№ з/п	Найменування	Формула	Значення
1	Зовнішній діаметр труби, мм	D	114
2	Внутрішній діаметр труби, мм	$d = D - 2t$	104
3	Площа поперечного перерізу труби, мм ²	$A = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2)$	1712

Основні результати розрахунку просторової структури покриття подано в таблиці 2.6.

Таблиця 2.6 — Основні результати розрахунку просторової структури покриття

№ з/п	Елемент конструкції	Найбільше поздовжнє зусилля, кН	Характер роботи	Напруження, МПа
1	Стрижні верхнього поясу	–2,88	стиск	168,2
2	Діагональні стрижні	2,79	розтяг	162,9
3	Стрижні нижнього поясу	2,45	розтяг	143,1

Напруження в елементах визначено за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{A}, \quad (2.13)$$

де N – поздовжнє зусилля у стрижні;

A – площа поперечного перерізу труби.

Для верхнього поясу:

$$\sigma = \frac{28,8 \cdot 1000}{17,12} = 1682 \text{ кгс/см}^2 \approx 168 \text{ МПа.}$$

Для діагональних стрижнів:

$$\sigma = \frac{27,9 \cdot 1000}{17,12} = 1629 \text{ кгс/см}^2 \approx 163 \text{ МПа.}$$

Для нижнього поясу:

$$\sigma = \frac{24,5 \cdot 1000}{17,12} = 1431 \text{ кгс/см}^2 \approx 143 \text{ МПа.}$$

За результатами розрахунку просторової ферми покриття встановлено, що найбільші поздовжні зусилля виникають у стрижнях верхнього поясу та становлять –28,8 тс. Максимальне напруження в цих елементах дорівнює приблизно 168 МПа.

У діагональних стрижнях найбільше поздовжнє зусилля становить 27,9 тс, а у стрижнях нижнього поясу — 24,5 тс. Отримані значення напружень

використовуються для подальшої перевірки міцності, стійкості та придатності прийнятого перерізу труби Ø114×5 мм

Опис розрахункової моделі

З урахуванням симетрії конструкції в розрахунковій моделі розглядається половина просторової структури покриття. Такий підхід дозволяє зменшити обсяг розрахунку без втрати точності результатів за умови правильно заданих граничних умов симетрії.

У результаті розрахунку визначаються вертикальні переміщення вузлів скінченно-елементної моделі, а також поздовжні зусилля у стрижнях верхнього поясу, діагональних елементах і стрижнях нижнього поясу.

За результатами розрахунку максимальне вертикальне переміщення вузла становить:

$$Z = 102 \text{ мм.}$$

Відносний прогин визначається за формулою:

$$f_{\text{rel}} = \frac{f}{L}, \quad (2.14)$$

де f – максимальний прогин конструкції;

L – розрахунковий проліт покриття.

На рис. 2.1 – 2.6 представлено фрагменти розрахунків зроблених за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР 2016 R5.

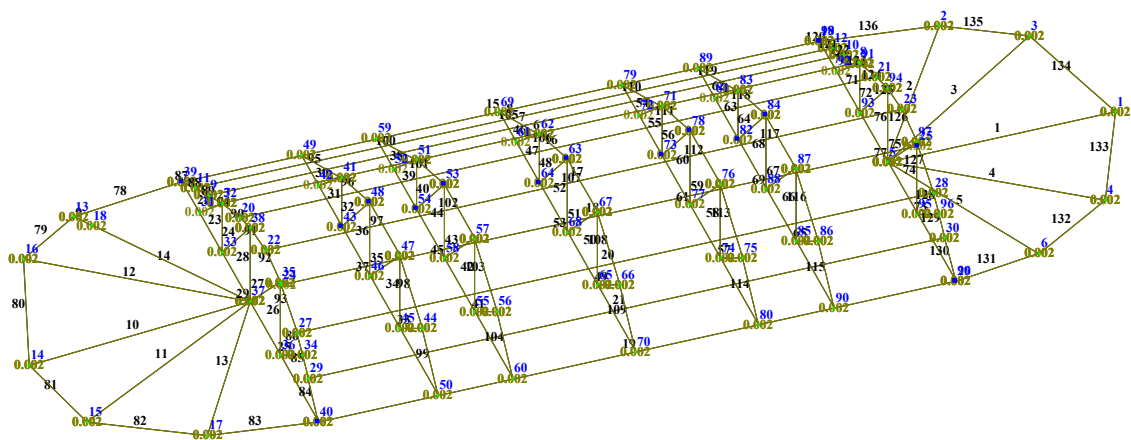


Рисунок 2.1 – Просторова конструктивна моделі ферми (ЛІРА-САПР)

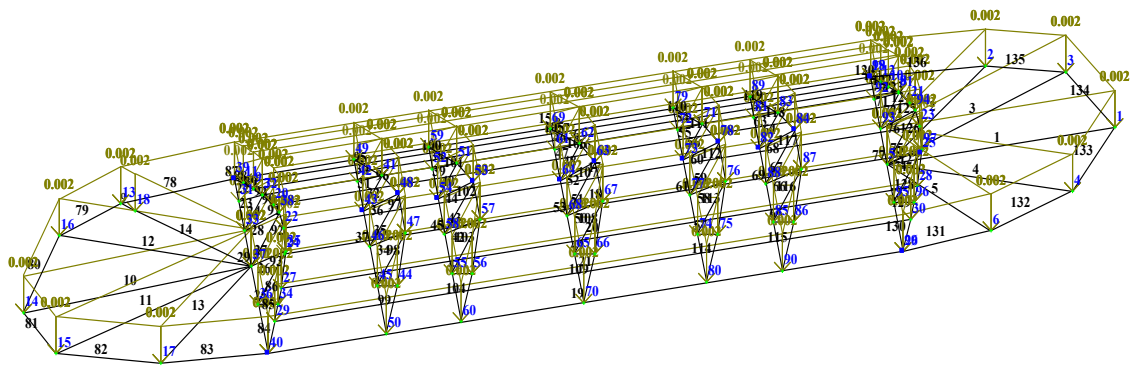


Рисунок 2.2 – Розрахункова модель ферми (ЛІРА-САПР)

Стрижень 32

Номери вузлів
#8, 43

№ 32 ☒ Відзначити

Тип жорсткості
1. Труба 32 x 3.5

Тип КК 10 К-ть перерізів 2 Блок N

Довжина, координати центру важкості
L=658.478м, Xc=107916м, Yc=56934.6м, Zc

Видалити елемент Додати елемент

№ загр. 1

Модальні жорсткості
Mz p=0.00246

Нова Видалити

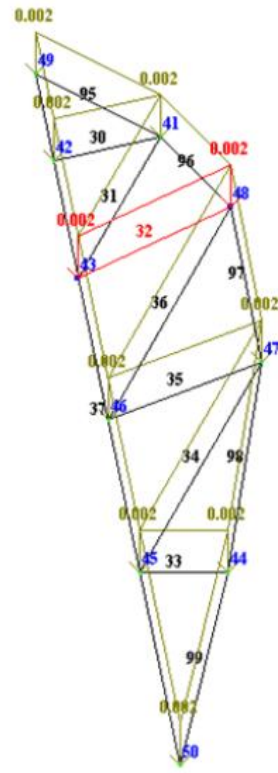
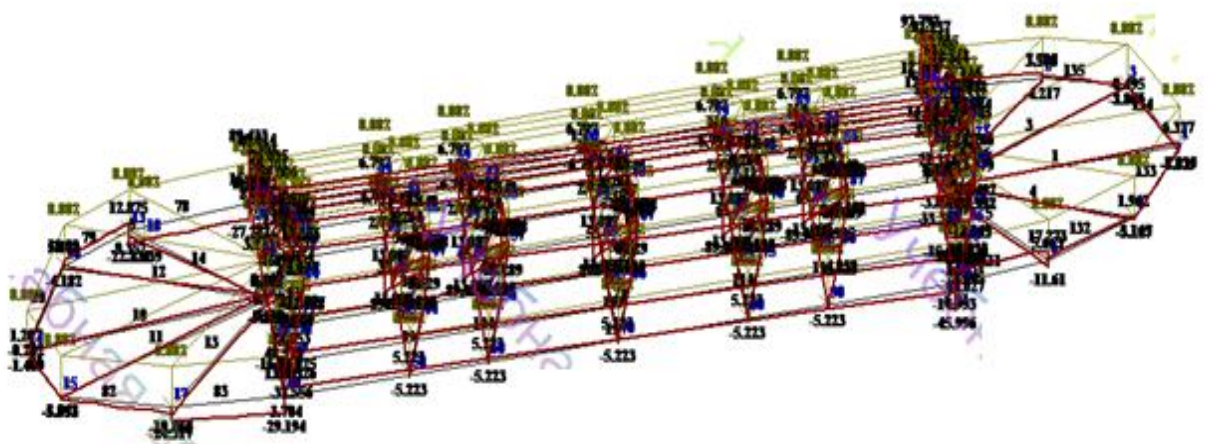


Рисунок 2.3 – Фрагмент розрахункової моделі з характеристиками поперечного перерізу стрижня та навантаженнями (ЛІРА-САПР)



2.2 Розрахунок підземної частини житлового будинку

2.2.1 Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва

За результатами інженерно-геологічних вишукувань у межах досліджуваного майданчика виділено декілька інженерно-геологічних елементів, які відрізняються літологічним складом, фізичним станом, ступенем водонасичення та потужністю шарів.

ІГЕ-2 — ґрунтово-рослинний шар. Представлений супісками сірувато-бурого кольору, твердими, з включеннями коріння рослин. Потужність шару змінюється в межах 0,2–0,4 м.

ІГЕ-3 — супіски коричневі та світло-сірі. Ґрунти перебувають у твердому та пластичному стані, містять лінзоподібні прошарки пилюватого піску в кількості 5–40 %. Потужність шару становить 1,0–2,8 м.

ІГЕ-4 — лесові супіски світло-коричневі. Супіски тверді та пластичні, мікропористі, з включеннями карбонатів у кількості 1–2 %. У товщі шару наявні лінзоподібні прошарки пилюватого піску, вміст яких місцями досягає 30–40 %. Потужність шару змінюється в межах 0,2–4,4 м.

ІГЕ-5 — пісок дрібний світло-коричневий. Пісок середньої щільності, від малого до середнього ступеня водонасичення. Місцями містить лінзоподібні прошарки твердих супісків у кількості 3–10 %. Потужність шару становить 3,9–8,7 м.

ІГЕ-6 — супісок темно-коричневий, жовто-коричневий, сірувато-бурий та зеленувато-сірий. Ґрунт перебуває у твердому та пластичному стані. У його складі наявні лінзоподібні прошарки пилюватого піску в кількості 5–30 %. Потужність шару змінюється від 0,5 до 2,6 м.

ІГЕ-7 — супісок світло-сірий, зеленувато-сірий та сірувато-коричневий. Супісок пластичний, із лінзоподібними прошарками пилюватого піску в кількості 5–30 %. Потужність шару становить 0,5–2,4 м.

ІГЕ-8 — пісок пилюватий світло-сіро-коричневий і світло-сірий. Пісок щільний, за ступенем водонасичення змінюється від маловологого до

водонасиченого. Місцями містить лінзоподібні прошарки супісків у кількості 5–10 %. Потужність шару становить 0,5–0,9 м.

ІГЕ-9 — пісок дрібний світло-сірий. Пісок щільний, за ступенем водонасичення змінюється від маловологого до водонасиченого. Місцями виявлено прошарки піску середньої крупності товщиною до 5 см, вміст яких становить 10–20 %. Потужність шару змінюється в межах 0,6–3,0 м.

Грунтові води на майданчику виявлено на глибині 12,0 м, що відповідає абсолютній відмітці 168,10 м.

В таблиці 2.6 наведено фізико-механічні властивості ґрунтів будівельного майданчика ІГЕ-3, ІГЕ-4, ІГЕ-5, ІГЕ-6.

Таблиця 2.7 – Фізико-механічні властивості ґрунтів

Показник властивостей ґрунту	Одиниця вимірювання	ІГЕ-3	ІГЕ-4	ІГЕ-5	ІГЕ-6
Природна вологість, W	частки одиниці	0,135	0,087	0,019	0,118
Вологість на межі плинності, W_L	частки одиниці	0,20	0,23	—	0,20
Вологість на межі розкочування, W_p	частки одиниці	0,15	0,17	—	0,14
Число пластичності, I_p	частки одиниці	0,05	0,06	—	0,06
Показник плинності, I_L	частки одиниці	< 0	< 0	—	< 0
Гранулометричний склад: вміст фракцій					
Фракція 2,00–1,00 мм	%	—	—	0,7	—
Фракція 1,00–0,50 мм	%	—	—	3,0	—
Фракція 0,50–0,25 мм	%	—	—	31,7	—
Фракція 0,25–0,10 мм	%	—	—	51,1	—
Фракція < 0,10 мм	%	—	—	13,5	—
Коефіцієнт фільтрації, K_f	м/добу	—	—	2,4	—
Щільність ґрунту, ρ	т/м ³	1,77	1,62	1,63	1,80
Щільність сухого ґрунту, ρ_d	т/м ³	1,56	1,49	1,60	1,61
Щільність частинок ґрунту, ρ_s	т/м ³	2,69	2,69	2,65	2,68

Коефіцієнт пористості, e	частки одиниці	0,724	0,805	0,656	0,665
Питоме зчеплення, c	кПа	13	12	1	14
Кут внутрішнього тертя, φ	град.	24	24	32	26
Початковий тиск просідання, P_{sl}	МПа	—	0,16	—	—
Початкова вологість просідання, W_{sl}	частки одиниці	—	0,240	—	—
Модуль деформації, E	МПа	12	13* / 7	26	14
Розрахунковий опір ґрунту, R	кПа	210	330	350	230

Фізико-механічні характеристики ґрунтів наведено для основних інженерно-геологічних елементів, які формують ґрунтову товщу майданчика будівництва. За результатами аналізу встановлено, що ґрунти представлені переважно супісками різного стану та піщаними ґрунтами.

Для ІГЕ-3, ІГЕ-4 та ІГЕ-6 характерні показники пластичності, що підтверджує їх належність до глинистих ґрунтів типу супісків. ІГЕ-5 представлений піском, тому для нього наведено гранулометричний склад і коефіцієнт фільтрації.

Особливу увагу слід звернути на ІГЕ-4, для якого визначено початковий тиск просідання та початкову вологість просідання. Це свідчить про наявність просідних властивостей ґрунту, які необхідно враховувати при проектуванні фундаментів будівлі.

В таблиці 2.8 наведено фізико-механічні властивості ґрунтів будівельного майданчика ІГЕ-7, ІГЕ-8, ІГЕ-9.

Таблиця 2.8 – Фізико-механічні властивості ґрунтів

Показник властивостей ґрунту	Одиниця вимірювання	ІГЕ- 7	ІГЕ-8	ІГЕ-9
Природна вологість, W	частки одиниці	0,186	0,072	0,070
Вологість на межі плинності, W_L	частки одиниці	0,20	—	—

Вологість на межі розкочування, W_p	частки одиниці	0,14	—	—
Число пластичності, I_p	частки одиниці	0,06	—	—
Показник плинності, I_L	частки одиниці	0,77	—	—
Гранулометричний склад: вміст фракцій				
Фракція 2,00–1,00 мм	%	—	0,1	1,0
Фракція 1,00–0,50 мм	%	—	1,0	4,5
Фракція 0,50–0,25 мм	%	—	9,0	23,0
Фракція 0,25–0,10 мм	%	—	60,4	56,2
Фракція < 0,10 мм	%	—	29,5	15,3
Коефіцієнт фільтрації, K_f	м/добу	—	0,8	2,5
Щільність ґрунту, ρ	т/м ³	1,89	1,79* / 2,04	1,80* / 2,04
Щільність сухого ґрунту, ρ_d	т/м ³	1,59	1,67	1,68
Щільність частинок ґрунту, ρ_s	т/м ³	2,68	2,66	2,65
Коефіцієнт пористості, e	частки одиниці	0,686	0,593	0,577
Питоме зчеплення, c	кПа	11	5	3
Кут внутрішнього тертя, φ	град.	21	32	35
Початковий тиск просідання, P_{sl}	МПа	—	—	—
Початкова вологість просідання, W_{sl}	частки одиниці	—	—	—
Модуль деформації, E	МПа	10	23	35
Розрахунковий опір ґрунту, R	кПа	190	—	—

Інженерно-геологічні елементи ІГЕ-7, ІГЕ-8 та ІГЕ-9 представлені супіщаними та піщаними ґрунтами. ІГЕ-7 характеризується пластичним станом, що підтверджується показником плинності $I_L = 0,77$ та числом пластичності $I_p = 0,06$.

ІГЕ-8 та ІГЕ-9 представлені піщаними ґрунтами, для яких основними показниками є гранулометричний склад, щільність, коефіцієнт пористості, коефіцієнт фільтрації, кут внутрішнього тертя та модуль деформації. За наведеними даними, ІГЕ-9 має вищий модуль деформації $E = 35$ МПа порівняно з ІГЕ-8, для якого $E = 23$ МПа, що свідчить про більшу деформаційну жорсткість ґрунту ІГЕ-9.

Початковий тиск просідання та початкова вологість просідання для цих шарів не визначалися, що свідчить про відсутність установлених просідних властивостей для ІГЕ-7, ІГЕ-8 та ІГЕ-9.

На основі результатів інженерно-геологічних вишукувань, які засвідчили наявність у верхній частині розрізу неоднорідних супіщаних і лесових ґрунтів із прошарками пилюватих пісків, проєктом прийнято фундамент у вигляді пальового поля з монолітною залізобетонною плитою. Таке рішення забезпечує передавання навантажень від будівлі на більш щільні та менш деформовані шари ґрунту, зменшує нерівномірні осідання і підвищує надійність роботи фундаментної системи. Улаштування пальового фундаменту є доцільним з огляду на значні навантаження від 15-поверхової будівлі та складні інженерно-геологічні умови майданчика.

2.2.2 Розрахунок монолітного залізобетонного ростверку

Визначення глибини закладання ростверку

Глибина закладання ростверку пальового фундаменту визначається з урахуванням інженерно-геологічних умов майданчика, глибини сезонного промерзання ґрунту, конструктивних особливостей будівлі та прийнятої схеми фундаментної системи [17, 18].

Одним із основних факторів, що впливає на вибір глибини закладання фундаменту, є нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту. Вона визначається за формулою [18]:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (2.15)$$

де d_{fn} – нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту, м;
 d_0 – коефіцієнт, який залежить від виду ґрунту, м;
 M_t – коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних від’ємних температур за зимовий період для району будівництва згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [2].

Значення коефіцієнта d_0 приймається залежно від типу ґрунту:

- для суглинків і глин: 0,23 м;
- для супісків, дрібних і пилюватих пісків: 0,28 м;
- для пісків середньої крупності, крупних і гравелистих ґрунтів: 0,30 м.

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту визначається з урахуванням теплового режиму будівлі [18]:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (2.16)$$

де d_f – розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту, м;
 k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму будівлі та приймається за таблицями ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [2].

Крім глибини промерзання, під час призначення глибини закладання ростверку враховуються конструктивні особливості будівлі. У даному випадку підвальні приміщення не передбачені, тому вплив заглибленої частини будівлі на вибір відмітки закладання фундаменту не враховується [18].

З урахуванням інженерно-геологічних умов, глибини сезонного промерзання ґрунту, конструктивної схеми будівлі та прийнятого кроку уніфікації конструктивних розмірів, глибину закладання ростверку прийнято:

$$d_r = 1,20 \text{ м.}$$

Прийнята глибина закладання ростверку забезпечує надійну роботу пальового фундаменту, захист конструкції від впливу сезонного промерзання ґрунту та відповідає конструктивним вимогам проєктованої будівлі.

Розрахунок ростверку як залізобетонної конструкції

Оскільки прийнята конструкція ростверку є жорсткою, додатковий розрахунок його деформативності в даному випадку не виконується [17]. Армування ростверку приймається конструктивно у вигляді арматурної сітки зі стрижнів класу А400С діаметром 12 мм.

2.2.3 Розрахунок несучої здатності палі

Визначення несучої здатності палі

Несучу здатність палі за ґрунтом визначають з урахуванням розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі, площі її поперечного перерізу та коефіцієнта умов роботи [17]. У спрощеному вигляді розрахункова несуча здатність палі визначається за формулою [18]:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (2.17)$$

де F_d – розрахункова несуча здатність палі, кН;

γ_c – коефіцієнт умов роботи палі, приймається $\gamma_c = 1,0$;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;

A – площа поперечного перерізу палі, м².

Для даних інженерно-геологічних умов розрахунковий опір ґрунту під підошвою палі приймається: $R = 12600$ кПа.

Тоді несуча здатність палі визначається за виразом: $F_d = 1,0 \cdot 12600 \cdot A$.

Остаточне числове значення F_d залежить від прийнятого поперечного перерізу палі.

Визначення проєктного навантаження на палю

Проєктне навантаження, яке може бути передане на одну палю, визначається з урахуванням коефіцієнта запасу міцності [18]:

$$N_p = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (2.18)$$

де N_p – допустиме проєктне навантаження на одну палю, кН;

F_d – розрахункова несуча здатність палі, кН;

γ_k – коефіцієнт запасу міцності.

Для розрахункового визначення несучої здатності палі коефіцієнт запасу приймається: $\gamma_k = 1,4$ [17].

У разі визначення несучої здатності за результатами польових випробувань коефіцієнт запасу приймається: $\gamma_k = 1,25$ [17].

Отже, при розрахунковому способі визначення несучої здатності проєктне навантаження на одну палю становить [18]:

$$N_p = \frac{F_d}{1,4} \quad (2.19)$$

Прийняте значення проєктного навантаження використовується для подальшого визначення необхідної кількості паль у фундаменті та компонування пальового поля під ростверком.

3. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1 Визначення видів та обсягів робіт при будівництві житлового будинку

Визначення видів і обсягів будівельно-монтажних робіт виконується на підставі архітектурно-будівельних і конструктивних рішень проєкту, а також прийнятої технологічної послідовності зведення будівлі. До складу робіт входять підготовчі, земляні, пальові, бетонні, арматурні, опалубні, монтажні, покрівельні, оздоблювальні та інженерні роботи [21].

Обсяги робіт визначаються з урахуванням геометричних параметрів будівлі, конструктивної схеми, розмірів фундаментів, стін, перекриттів, покриття, прорізів, підлог та інших елементів. Отримані значення використовуються для подальшого складання календарного графіка будівництва, вибору машин і механізмів, визначення трудомісткості процесів та розрахунку потреби в матеріально-технічних ресурсах [21].

Підготовчий період передбачає організацію будівельного майданчика, підготовку території, улаштування тимчасових мереж, під'їздів, складських зон і забезпечення умов для безпечного виконання основних будівельно-монтажних робіт.

До складу будівельно-монтажних робіт входять підготовчі, земляні, фундаментні, монолітні, монтажні, покрівельні, оздоблювальні та інженерні роботи. Підготовчий період приймається в обсязі 10 % від загального обсягу робіт і передбачає організацію будівельного майданчика, підготовку території, улаштування тимчасових під'їздів, складів, побутових приміщень та інженерних мереж [21, 22].

На початковому етапі виконуються земляні роботи, до яких належать розроблення ґрунту екскаватором, планування котловану бульдозером, засипання пазух котловану механізованим і ручним способом, а також ущільнення ґрунту електричними трамбівками. Ці роботи забезпечують підготовку основи для подальшого влаштування фундаментних конструкцій.

Після завершення земляних робіт передбачається улаштування пальового поля, бетонної підготовки під фундаментну плиту та монолітної фундаментної плити. Фундаментні роботи є одним із основних етапів будівництва, оскільки саме вони забезпечують передавання навантажень від будівлі на ґрунтову основу.

До монолітних залізобетонних робіт належать улаштування колон підвалу, монолітних стін підвалу, цокольних перекриттів, а також бетонної підготовки під підлоги, цементно-піщаної стяжки та бетонного покриття. Окремо виконуються роботи зі складання, монтажу та розпалублення опалубки колон, стін і перекриттів, монтажу арматури колон, стін і плит, приймання та укладання бетонної суміші, а також догляд за бетоном після укладання.

Монтажні роботи включають монтаж цокольних сходів і елементів сходових кліток. Також передбачається виконання вертикальної гідроізоляції фундаментів, що забезпечує захист підземних конструкцій від впливу ґрунтової вологи.

Після завершення основних монолітних робіт виконуються роботи зі зведення надземної частини будівлі. До них належать мурування зовнішніх стін і перегородок із піноблоків, заповнення віконних і дверних прорізів, а також улаштування цоколя.

Покрівельні роботи передбачають монтаж покрівельного покриття, улаштування пароізоляційного шару, теплоізоляції, вирівнювальної цементно-піщаної стяжки та тришарового рулонного покрівельного килима з руберойду. Таке конструктивне рішення забезпечує захист будівлі від атмосферних опадів і сприяє підвищенню її енергоефективності.

Оздоблювальні роботи включають штукатурення стін, шпаклювання стін і стель, вапняне фарбування стель, олійне фарбування стін, облицювання стін керамічною плиткою, улаштування підлог із керамічної плитки та лінолеуму, а також монтаж натяжних стель. Ці роботи виконуються на

завершальному етапі будівництва та формують експлуатаційні й естетичні якості внутрішніх приміщень [22].

Також передбачено улаштування основи під відмостку та самої відмостки, що забезпечує відведення атмосферних вод від фундаментів і захист основи будівлі від надмірного зволоження.

До складу інженерних робіт входить улаштування систем опалення, водопостачання, вентиляції, водовідведення, електропостачання та слабкострумових мереж. Обсяг робіт з опалення прийнято 3 %, водопостачання – 3 %, вентиляції – 1,5 %, водовідведення – 2 %, електропостачання – 4 %, слабкострумових мереж – 1,5 %.

Окремо враховуються роботи з охорони праці та техніки безпеки, обсяг яких прийнято 10 %. Крім того, у загальній відомості передбачено інші невраховані роботи в обсязі 15 %, які можуть виникати під час виконання будівельно-монтажних процесів.

Таким чином, відомість обсягів робіт охоплює повний комплекс процесів, необхідних для зведення будівлі: від підготовки майданчика й виконання земляних робіт до монтажу конструкцій, улаштування покрівлі, оздоблення приміщень та підключення інженерних систем. Отримані обсяги є основою для подальшого розроблення календарного графіка будівництва, визначення трудомісткості робіт, потреби в машинах, механізмах, матеріалах і робочій силі.

3.2 Вибір методів виконання робіт

Підготовчі роботи

Підготовчі роботи виконуються на початковому етапі будівництва та спрямовані на створення умов для безпечного й організованого виконання основних будівельно-монтажних процесів [25].

До складу підготовчих робіт входять: очищення будівельного майданчика від сміття, валунів і сторонніх предметів, знесення існуючих будівель і споруд, що підлягають демонтажу, зняття рослинного шару ґрунту,

улаштування тимчасових будівель, під'їзних шляхів, складських зон і забезпечення майданчика необхідними матеріалами [21].

Окремим етапом є виконання геодезичних робіт. Вони передбачають створення геодезичної розбивочної основи, винесення в натуру червоних ліній, основних осей будівлі, розбивку лінійних споруд і закріплення нівелірної мережі. Геодезична основа забезпечує точне розміщення будівлі на ділянці та контроль проєктних відміток під час будівництва [21].

До початку земляних робіт родючий рослинний шар ґрунту знімають і складають окремо у тимчасові відвали для подальшого використання під час благоустрою або рекультивації території.

Земляні роботи

Земляні роботи передбачають розроблення ґрунту в котловані екскаватором із подальшим переміщенням ґрунту у відвал або завантаженням у транспортні засоби. Родючий шар ґрунту знімається окремо та складається для подальшого використання під час благоустрою території, а придатний ґрунт залишають у відвалах для зворотної засипки [21].

Розроблення котловану виконується до відмітки, що на 15 см вище проєктної позначки підшови фундаменту. Остаточне доопрацювання ґрунту здійснюється вручну, щоб не порушити природну структуру основи.

Перед зворотною засипкою пазах котловану виконують обмазувальну гідроізоляцію фундаментів. Засипання проводиться шарово шарами товщиною 20–30 см з ущільненням кожного шару. Ґрунт подається автосамоскидами або переміщується бульдозером у місця, де під'їзд транспорту ускладнений.

Опалубні роботи

Для виконання монолітних залізобетонних робіт у проєкті передбачено застосування збірно-розбірної регульованої малощитової опалубки (рис. 3.1). Завдяки універсальності, багаторазовому використанню та можливості пристосування до різних геометричних форм така опалубка широко

застосовується під час зведення фундаментів, колон, стін, перекриттів та інших монолітних конструкцій.



Рисунок 3.1 – приклад збірно-розбірної регульованої малощитової опалубки [26]

Конструктивно малощитова опалубка складається з опалубних щитів, лінійних і кутових елементів, замкових з'єднань, опорних деталей, телескопічних стійок, підкосів, кріпильних елементів, робочих настилів з огороженням та інших допоміжних монтажних пристроїв. Щити опалубки можуть виготовлятися з металу або комбінованих матеріалів із фанерною палубою, що забезпечує достатню жорсткість, міцність і якість поверхні бетонуваних конструкцій [22].

У проєкті передбачається використання додаткових кутових елементів, стяжних пристроїв, регульованих підкосів, навісних площадок, робочих настилів та монтажно-кріпильних деталей. Такі елементи забезпечують точне встановлення опалубки в проєктне положення, її надійне закріплення під час бетонування та безпечне виконання робіт.

Для об'єднання окремих щитів у збільшені опалубні панелі застосовуються спеціальні з'єднувальні та блокувальні елементи. Це дає змогу виконувати монтаж і демонтаж опалубки укрупненими блоками без повного розбирання на окремі щити, що скорочує тривалість опалубних робіт і підвищує їхню технологічність.

Трудомісткість монтажу та демонтажу опалубки залежить від типу конструкції, маси щитів, способу з'єднання елементів і умов виконання робіт. Зменшенню трудомісткості сприяють низька деформативність елементів під тиском бетонної суміші, надійність стикових з'єднань, знижене зчеплення бетону з поверхнею палуби та зручність очищення щитів після розпалублення [21]. Ці чинники також позитивно впливають на оборотність опалубки та її довговічність.

Сучасні опалубні системи широко використовують швидкороз'ємні замкові з'єднання, які частково або повністю замінюють болтові кріплення. Такі рішення значно прискорюють процес монтажу, забезпечують щільне прилягання щитів і зменшують імовірність витікання цементного молока через стики.

Клино-ексцентрикові замки забезпечують швидке та надійне з'єднання рам опалубних щитів. Їх застосування дозволяє одним монтажним рухом виконати фіксацію елементів, забезпечити герметичність стику та необхідну жорсткість опалубної системи під час укладання бетонної суміші [26].

Процес розпалублення також спрощується завдяки швидкому демонтажу замкових з'єднань без прикладання значних зусиль. Локальне розташування замків дає можливість демонтувати окремі невеликі щити вручну, не порушуючи загальної стійкості опалубної системи.

У межах проєкту для виконання монолітних робіт передбачено застосування опалубних систем PERI (рис. 3.2). Використання таких систем дозволяє підвищити якість бетонування, скоротити тривалість монтажних та демонтажних операцій, зменшити трудомісткість робіт і забезпечити безпечні умови праці на будівельному майданчику [27].

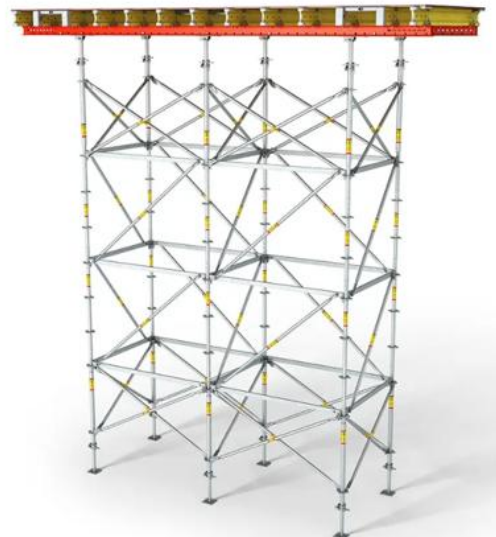


Рисунок 3.2 – Опалубні системи PERI [27]

Для різних конструктивних елементів будівлі приймаються відповідні типи опалубки [27]:

- для улаштування фундаментної плити – комплект односторонньої опалубки;
- для зведення колон – опалубна система PERI Trio (рис. 3.3, а);
- для бетонування стін – опалубна система PERI Domino та комплект односторонньої опалубки (рис. 3.3, б);
- для улаштування перекриттів – балково-ригельна опалубна система PERI MultiFlex (рис. 3.4).



а)



б)

Рисунок 3.3 – Опалубні системи: а – PERI Trio; б – PERI Domino [27]



Рисунок 3.4 – Опалубна система PERI MultiFlex [27]

Застосування сучасних збірно-розбірних опалубних систем забезпечує технологічність виконання монолітних залізобетонних робіт, високу якість поверхні конструкцій, багаторазове використання елементів і скорочення загальної тривалості будівництва.

Технологія влаштування монолітної фундаментної плити

Влаштування монолітної фундаментної плити передбачає поділ її об'єму на окремі бетонувальні блоки. Розміри та форма таких блоків приймаються з урахуванням необхідності зменшення негативного впливу температурних деформацій і усадкових напружень, що виникають у процесі тверднення бетонної суміші. Такий підхід дозволяє забезпечити більш рівномірне тверднення бетону та знизити ризик утворення тріщин у масиві фундаментної плити [21].

Розміри бетонувальних блоків визначаються залежно від інтенсивності подавання бетонної суміші, товщини шару бетонування та допустимого інтервалу часу між укладанням суміжних шарів. Бетонування блоків виконується у шаховому порядку. Останні блоки бетонують після завершення основної усадки та охолодження суміжних ділянок. Для розділення блоків застосовується технологічна опалубка з армованої сітки, яка закріплюється до робочої арматури плити за допомогою в'язального дроту.

Монолітний фундамент складається з двох основних елементів: бетонної підготовки та власне фундаментної плити. Бетонування виконується у два етапи. Спочатку на вирівняне дно котловану укладається бетонна підготовка. Бетонна суміш розподіляється смугами шириною близько 2 м, паралельно меншій стороні фундаментного блоку. Для бетонної підготовки застосовується

жорстка бетонна суміш з осадкою конуса 1–2 см. Контроль проєктних відміток здійснюється за допомогою маяків із металевих штирів, верх яких встановлюється нівеліром. Ущільнення бетонної суміші виконується вібраторами [22].

Після влаштування бетонної підготовки встановлюється опалубка та виконується розмітка контурів фундаментної плити. Опалубку збирають із металевих щитів із застосуванням болтових з'єднань, спеціальних замків і кріпильних елементів. Для подавання бетонної суміші до місця укладання використовується неповоротна баддя.

Армування фундаментної плити виконується у вигляді просторових арматурних каркасів і сіток (рис. 3.5). Нижні арматурні сітки укладаються на спеціальні підкладки з цементного розчину або фіксатори, що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону. Верхні сітки встановлюються на арматурні підставки. Для забезпечення монолітності фундаментної плити бетонування доцільно виконувати безперервно, із організацією робіт у декілька змін [21, 28].

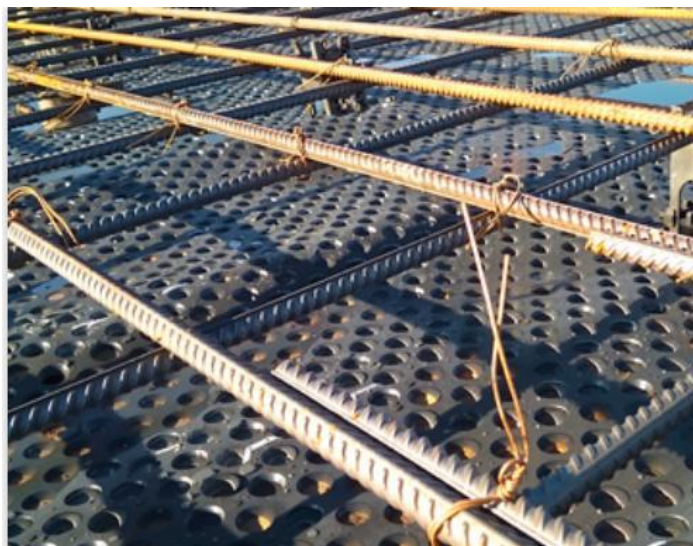


Рисунок 3.5 – Армування фундаментної плити [28]

Для бетонування фундаментної плити застосовується крупнощитова опалубка з модульних панелей. Модульні щити сприймають навантаження від бетонної суміші під час укладання та ущільнення. Щит являє собою рамну

конструкцію з гнутих профілів, до якої закріплена металева палуба товщиною близько 3 мм. Конструкція щитів дозволяє встановлювати їх у різних комбінаціях залежно від геометрії фундаментної плити.

З'єднання щитів між собою здійснюється за допомогою спеціальних замків, які забезпечують суміщення формувальних поверхонь і необхідну жорсткість опалубної системи. Для підвищення стійкості панелей під час бетонування застосовуються підкоси, розпірки та гвинтові домкрати. Вони дають змогу точно встановити щити у проєктне положення, виконати їхнє вертикальне вирівнювання та забезпечити стійкість під дією тиску бетонної суміші.

Кронштейни робочих риштувань для бетонування навішуються на каркас опалубних щитів. Вони забезпечують безпечне переміщення робітників уздовж фронту бетонування та виконання операцій з укладання, ущільнення й контролю якості бетонної суміші.

Елементи опалубки необхідно зберігати на складі або під навісом у зоні дії монтажного крана. Транспортування елементів опалубки виконується з дотриманням таких вимог:

- модульні панелі перевозять у горизонтальному положенні пакетами по 10 – 15 шт. на дерев'яних підкладках;
- кронштейни, поручні та стяжки транспортують у спеціальних контейнерах;
- дрібні вузли та деталі розміщують у дерев'яній тарі [22].

Складання укрупнених панелей опалубки виконується у такій послідовності. На підготовлену основу укладають два суміжні щити палубою вниз і з'єднують їх між собою. Далі відповідно до схеми монтажу приєднують наступні щити, формуючи укрупнену панель необхідного розміру. Після цього встановлюють кронштейни, підкоси та рихтувальні пристрої.

Монтаж укрупнених панелей у проєктне положення здійснюється за допомогою крана. Перед встановленням палубу опалубки очищують і змащують спеціальним складом для зменшення зчеплення бетону з поверхнею щитів. Після встановлення панель тимчасово закріплюють, щоб запобігти її

перекиданню. Остаточне вирівнювання виконують за допомогою домкратів і підкосів, після чого опалубку перевіряють за вертикальними осями та проєктними відмітками.

Для забезпечення безпечного виконання робіт на опалубку встановлюють інвентарні трапи, настили та огороження. Точність положення опалубних панелей контролюється до початку бетонування, оскільки від цього залежить геометрія фундаментної плити та якість монолітної конструкції.

Розпалублення фундаментної плити виконується лише після досягнення бетоном необхідної міцності, установлені проєктом або технологічними вимогами. Передчасне демонтування опалубки не допускається, оскільки це може призвести до пошкодження поверхні бетону або порушення геометрії конструкції [22].

Одностороння опалубка фундаментної плити системи PERI показано на рис. 3.6.



Рисунок 3.6 – Одностороння опалубка фундаментної плити системи PERI [28]

Після встановлення опалубки виконується розкладання та закріплення арматурних сіток і каркасів. Бетонування фундаментної плити здійснюється комплексом машин і механізмів, до складу якого входять автокран, баддя для подавання бетонної суміші та автобетонозмішувачі. Укладання бетонної суміші проводиться пошарово з обов'язковим ущільненням вібраторами та контролем якості виконання робіт.

Бетонна суміш укладається пошарово з товщиною шару 35 см. Для забезпечення необхідної щільності бетону та видалення повітря з бетонної суміші кожен шар ущільнюється глибинними вібраторами.

Кількість глибинних вібраторів визначається залежно від інтенсивності подавання бетонної суміші, продуктивності одного вібратора та кількості шарів бетонування [21].

Технологія влаштування монолітного залізобетонного перекриття поверху

Для зведення монолітних колон, стін і перекриттів застосовується збірно-розбірна регульована опалубка. Попередньо зібрані елементи опалубки встановлюються краном у проєктне положення, після чого виконується монтаж арматури, подача, укладання та ущільнення бетонної суміші. Після досягнення бетоном розпалубної міцності опалубку частково демонтують і переставляють на наступну захватку або поверх.

Перед початком робіт організовується робоча зона, у межах якої розміщуються елементи опалубки, риштування, обладнання та будівельна техніка. Для стін і колон використовуються укрупнені щити, зібрані з дрібнопанельної опалубки. Стійкість опалубки забезпечується підкосами, розпірками, стяжками, фіксаторами та домкратними пристроями.

Для влаштування перекриттів застосовується балкова опалубна система PERI MultiFlex (рис. 3.4) із несучими балками PERI GT24 та телескопічними стійками. Стійки встановлюються з кроком не більше 2,8 м, після чого на балки укладаються опалубні щити, які закріплюються між собою хомутами та клиновими з'єднаннями [28].

Подача бетонної суміші до місця укладання здійснюється стаціонарним бетононасосом. Застосування бетононасоса дозволяє забезпечити рівномірне подавання суміші на значну висоту та відстань, зменшити трудомісткість робіт і підвищити продуктивність бетонування. Для нормального транспортування трубопроводами рекомендується використовувати бетонну суміш з осадкою конуса 5–15 см.

Перед бетонуванням опалубку очищують від сміття та пилу, а арматуру – від забруднень і іржі. Колони бетонують ярусами з ущільненням суміші глибинними вібраторами. Плити перекриття, які монолітно з'єднуються з колонами та стінами, бетонують через 1–2 години після улаштування вертикальних конструкцій, що необхідно для початкового осідання бетонної суміші [21, 28].

Укладання бетонної суміші в плити перекриття виконують смугами шириною 2,0–2,5 м за маяковими рейками. Тривалість укладання бетонної суміші не повинна перевищувати 4 годин.

У разі вимушеної перерви в бетонуванні влаштовують робочі шви. Перед поновленням бетонування поверхню шва очищують від цементної плівки, продувають стисненим повітрям, промивають водою та покривають цементним розчином. Відновлення бетонування допускається після досягнення раніше укладеним бетоном міцності не менше 1,5 МПа.

Арматурні роботи

Вертикальне армування монолітних стін виконується у вигляді плоских і просторових каркасів, які нарощуються ярусами відповідно до переставлення опалубки. Горизонтальне армування перекриттів передбачається у вигляді плоских арматурних сіток.

До арматурних робіт належать приймання, розвантаження, складування арматури, виготовлення нестандартних елементів, укрупнення сіток і каркасів, а також встановлення арматури в проєктне положення. Якість робіт контролюється відповідно до проєктної документації та вимог нормативних документів [21, 22, 30].

Арматура постачається на будівельний майданчик комплектно, з маркуванням і супровідними документами. Під час приймання перевіряють клас, діаметр, кількість і відповідність арматурних виробів проєкту. Подача сіток, каркасів і стрижнів до місця монтажу виконується краном.

Монтаж арматури здійснюється з дотриманням проєктного положення стрижнів, необхідного захисного шару бетону та відстаней між елементами.

Стикування стрижнів виконується внапуск або іншим способом, передбаченим проєктом.

Після завершення армування виконують огляд і приймання каркасів перед бетонуванням. Перевіряють правильність розташування арматури, надійність з'єднань, чистоту стрижнів і наявність фіксаторів захисного шару. Роботи виконуються з дотриманням вимог охорони праці [29].

Демонтаж опалубки

Демонтаж опалубки виконують після досягнення бетоном необхідної міцності. Бічні елементи, які не сприймають навантаження, знімають після набору бетоном міцності, достатньої для збереження поверхонь, кутів і ребер конструкції.

Несучі елементи опалубки демонтують лише після досягнення бетоном міцності, що забезпечує несучу здатність конструкції. Строки розпалублення визначають за результатами контролю міцності бетону або орієнтовно за графіками її набору.

Під час бетонування забороняється знімати чи послаблювати телескопічні стійки перекриттів. Після часткового демонтажу опор залишають страхувальні стійки з кроком не більше 3 м, які знімають тільки після набору бетоном проєктної міцності [30].

Догляд за бетоном

Догляд за свіжоукладеним бетоном виконують для забезпечення нормального тверднення, збереження необхідного температурно-вологісного режиму та запобігання утворенню усадкових тріщин. У початковий період тверднення бетон необхідно захищати від пересихання, перегрівання, механічних пошкоджень, ударів і вібрацій.

У теплу пору року відкриті поверхні бетону підтримують у вологому стані шляхом періодичного поливу водою або накривання вологоутримувальними матеріалами. У спекотну погоду бетон додатково захищають від прямих сонячних променів плівками, матами, рогожею, тирсою або іншими захисними покриттями.

Бетон на звичайному портландцементі в літній період рекомендується зволожувати протягом 7 діб. При температурі повітря вище $+15^{\circ}\text{C}$ у перші три доби полив виконують удень через кожні 3 години та один раз уночі, а надалі — не менше трьох разів на добу. Щоб уникнути вимивання цементного тіста, полив починають не раніше ніж через 5–10 годин після укладання бетонної суміші.

Полив виконують шлангами з розпилювачами, підключеними до тимчасової системи водопостачання. У разі накривання поверхні вологоутримувальними матеріалами інтервали між поливами можна збільшити у 1,5–2 рази. Великі горизонтальні поверхні допускається захищати полімерними плівками, водно-бітумними емульсіями або іншими плівкоутворювальними матеріалами.

До набору бетоном необхідної міцності не допускається прикладання навантажень, ударів або встановлення на конструкцію риштувань і опалубки. Пересування людей по забетонованих конструкціях дозволяється лише після досягнення бетоном міцності не менше 1,5 МПа.

Кладка перегородок

Кладка перегородок виконується з пустотілої цегли з дотриманням вимог щодо правильності геометрії, перев'язки швів і стійкості конструкції [21, 23]. Перед початком робіт виконують розмітку осей перегородок, визначають місця дверних прорізів і влаштовують вирівнювальний шар розчину.

Перегородки мурують із перев'язкою швів на розчині марки не нижче М10. Для підвищення стійкості кладки передбачається армування дротом Вр-I діаметром 5 мм [23]. Основу цього фрагмента взято з вашого тексту про кладку перегородок і заповнення прорізів.

Заповнення віконних і дверних прорізів

Віконні та дверні блоки встановлюються у проєктне положення після зведення відповідних ділянок стін. Під час монтажу перевіряють

центрування блока відносно осі прорізу, вертикальність, горизонтальність нижньої частини та правильність монтажної глибини [23].

Після тимчасової фіксації блока зазор між коробкою і стіною заповнюють теплоізоляційним матеріалом, зокрема монтажною піною, що забезпечує герметичність вузла та зменшує тепловтрати. Підвіконня встановлюють з ухилом усередину приміщення 1:100 [21].

Улаштування покрівлі

Основою покрівлі є монолітна залізобетонна плита, по якій улаштовується цементно-піщана вирівнювальна стяжка. Перед улаштуванням рулонного покрівельного килима основу висушують, очищують від пилу та ґрунтують холодною бітумною ґрунтовкою [21, 22].

Улаштування покрівельного килима починають із карнизних ділянок, примикань і водоприймальних воронки, поступово виконуючи роботи від понижених ділянок до підвищених. Таке рішення відповідає загальним вимогам до конструктивного складу покриттів, покрівель і водовідведення з покриттів будівель [24]. ДБН В.2.6-220:2017 поширюється на проектування покриттів будівель виробничого і невиробничого призначення та встановлює вимоги до конструктивного складу покриттів, покрівель і водовідведення [31].

Оздоблювальні роботи

Внутрішні оздоблювальні роботи виконуються після завершення основних будівельно-монтажних процесів. До їх складу входять штукатурні, шпаклювальні, малярні та облицювальні роботи [21, 22].

Підготовка поверхонь під фарбування включає очищення, згладжування нерівностей, розшивання тріщин, ґрунтування, шпаклювання та шліфування. Перед нанесенням лакофарбових матеріалів поверхні мають бути сухими, а вологість оштукатурених, бетонних і цегляних поверхонь не повинна перевищувати 8 % [21].

Фарбування поверхонь виконують після завершення всіх підготовчих операцій. Лакофарбові склади наносять в один, два або три шари залежно від виду фарбування та вимог до якості поверхні [22].

Таким чином, кладка перегородок, заповнення прорізів, улаштування покрівлі та внутрішні оздоблювальні роботи виконуються у визначеній технологічній послідовності відповідно до вимог організації будівельного виробництва, монтажу будівельних конструкцій і безпеки праці [23, 25, 26]. ДБН А.3.1-5:2016 встановлює загальні вимоги до організації будівельного виробництва під час нового будівництва, реконструкції та капітального ремонту, а ДБН А.3.2-2-2009 регламентує основні положення з охорони праці та промислової безпеки у будівництві.

3.2 Вибір засобів механізації

Вибір монтажного крана

Монтажний кран для виконання будівельно-монтажних робіт обирається за технічними та техніко-економічними показниками. Під час вибору враховують конфігурацію і розміри будівлі, масу найбільш важких монтажних елементів, габарити вантажів, обсяг і тривалість монтажних робіт, а також умови розміщення крана на будівельному майданчику [21, 22]. Організація будівельного виробництва має виконуватися відповідно до загальних вимог ДБН А.3.1-5:2016, який регламентує порядок організації будівництва, реконструкції та капітального ремонту об'єктів різного призначення.

Вантажопідйомність крана визначають з урахуванням маси найважчого елемента, що монтується, та маси вантажозахоплювальних пристроїв:

$$Q_k \geq Q_e + Q_m, \quad (3.1)$$

де Q_k — необхідна вантажопідйомність крана, т; Q_e — маса монтажного елемента, т; Q_m — маса монтажного оснащення, стропів і захоплювальних пристроїв, т.

Проводимо розрахунок:

$$Q_k = 3,0 + 0,16 = 3,2 \text{ т,}$$

Прийнятий кран КБ-603 має вантажопідйомність 3,5 т при найбільшому вильоті стріли та 8,0 т при найменшому вильоті. Тому умова виконується:

$$3,5 \text{ т} > 3,2 \text{ т.}$$

Необхідна висота підйому гака крана визначається за формулою:

$$H_k = h_0 + h_z + h_e + h_c, \quad (3.2)$$

де h_0 – перевищення опори монтажного елемента над рівнем стоянки крана, м;
 h_z – запас по висоті, необхідний для безпечного переміщення елемента над раніше змонтованими конструкціями, м; h_e – висота елемента, що монтується, м; h_c – висота стропування, м.

Проводимо розрахунок:

$$H_k = 45,0 + 0,5 + 3,0 + 2,5 = 51,0 \text{ м.}$$

Необхідна висота підйому гака становить:

$$H_k = 51,0 \text{ м.}$$

У прийнятого крана КБ-630-80Р висота підйому гака становить 54,0 м, тому умова виконується:

$$54,0 \text{ м} > 51,0 \text{ м.}$$

Необхідний виліт стріли крана визначається з урахуванням розміщення крана відносно будівлі, ширини підкранової колії та габаритів споруди:

$$L_k = \frac{A}{2} + B + C + d, \quad (3.3)$$

де A – ширина підкранової колії або бази крана, м; B – відстань від осі підкранової колії до зовнішньої стіни будівлі, м; C – половина ширини будівлі в осях, м; d – відстань від зовнішньої стіни до осі або центра ваги елемента, що монтується, м.

Проводимо розрахунок:

$$L_k = 4,0 + 0 + 6,0 + 1,0 = 11,0 \text{ м.}$$

Необхідний виліт стріли становить:

$$L_k = 11,0 \text{ м.}$$

Найбільший виліт стріли крана КБ-603 становить 30,0 м, тому умова виконується:

$$30,0 \text{ м} > 11,0 \text{ м.}$$

За результатами визначення необхідних параметрів для виконання монтажних робіт приймається баштовий кран КБ-603 (рис. 3.6). Його технічні характеристики забезпечують необхідну вантажопідйомність, виліт стріли та висоту підйому гака для монтажу конструктивних елементів будівлі (табл. 3.1). Під час експлуатації крана необхідно дотримуватися вимог охорони праці та промислової безпеки у будівництві, установлених ДБН А.3.2-2-2009 [29].

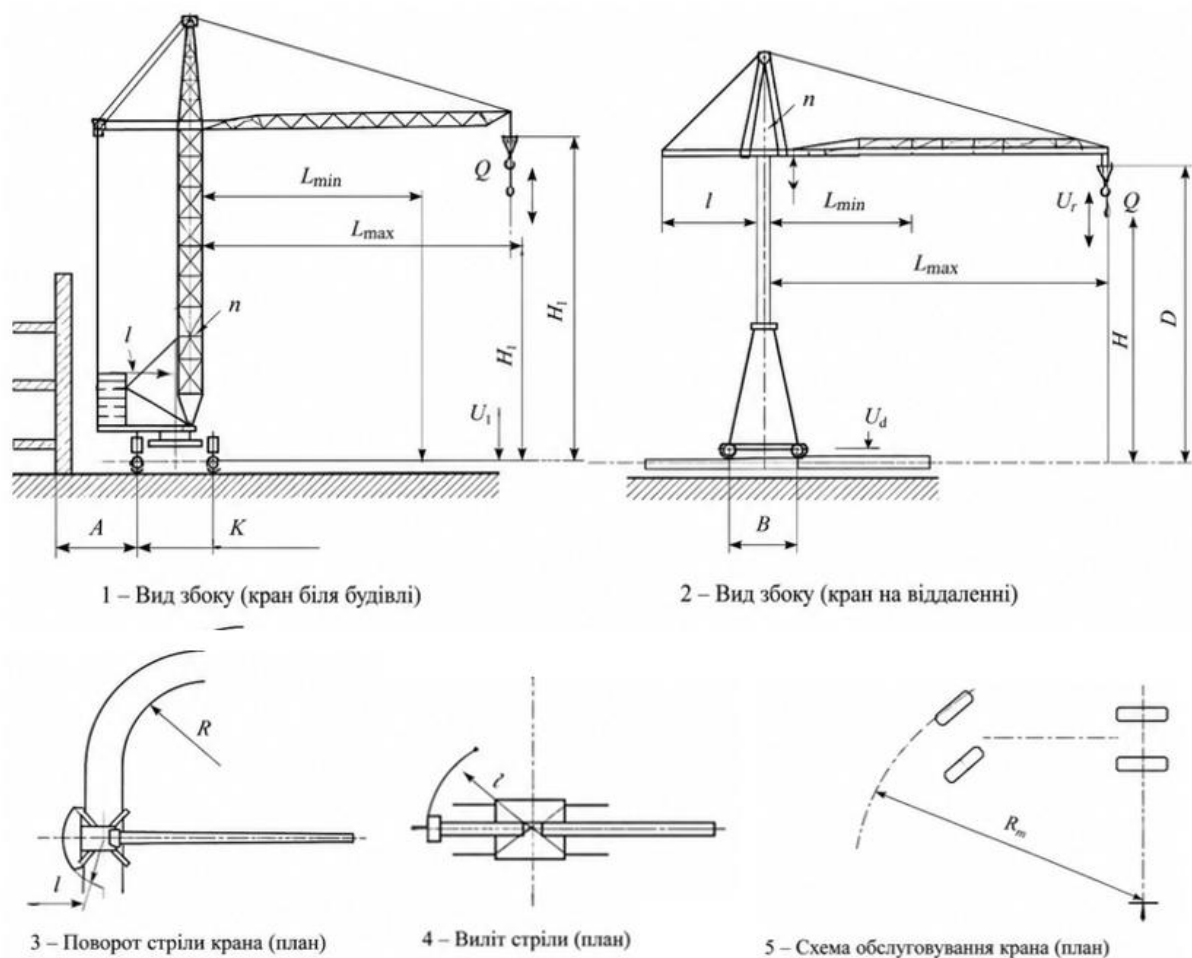


Рисунок 3.7 – Схема баштового крана КБ-630-80Р: Q – маса вантажу, $L_{\min}$ – мінімальний виліт стріли, $L_{\max}$ – максимальний виліт стріли, H – висота підйому гака, H_1 – висота до рівня підйому вантажу, U_n – запас по висоті при підйомі вантажу, U_r – запас при опусканні вантажу, U_d – запас по висоті від поверхні стоянки, l – виліт противаги, n – висота головної частини крана, A – ширина підкранової колії або база крана, B – колія крана, K – відстань від осі крана до будівлі, R – радіус повороту стріли, R_m – радіус обслуговування крана, D – глибина опускання гака

Таблиця 3.1 – Технічні характеристики крана КБ-630-80Р

Показник	Значення
Вантажопідйомність при найменшому вильоті стріли	8,0 т
Вантажопідйомність при найбільшому вильоті стріли	3,5 т
Найменший виліт стріли	5,5 м
Найбільший виліт стріли	30,0 м
Висота підйому гака при найменшому вильоті	54,0 м
Висота підйому гака при найбільшому вильоті	54,0 м
База крана	6,0 м
Колія крана	6,0 м

Отже, баштовий кран КБ-603 за своїми технічними параметрами відповідає умовам виконання монтажних робіт на об'єкті. Його застосування забезпечує можливість подавання конструкцій і матеріалів у межах робочої зони, необхідну висоту підйому гака та достатню вантажопідйомність для монтажу основних елементів будівлі.

4. ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Завдання з охорони праці в будівництві

Охорона праці в будівництві спрямована на створення безпечних і здорових умов праці, запобігання виробничому травматизму, професійним захворюванням і виникненню небезпечних ситуацій під час виконання будівельно-монтажних робіт. Основні вимоги у цій сфері визначаються Конституцією України, Законом України «Про охорону праці», Кодексом законів про працю України та ДБН А.3.2-2-2009. У межах бакалаврської роботи питання охорони праці враховуються під час організації будівельного майданчика, розроблення технологічних рішень і визначення небезпечних зон. Особлива увага приділяється огороженню території, улаштуванню безпечних проходів і проїздів, освітленню робочих місць, безпечній експлуатації машин і механізмів, розміщенню попереджувальних знаків та забезпеченню пожежної безпеки [32-34].

Контроль за дотриманням вимог охорони праці здійснюють відповідальні посадові особи будівельної організації. Майстер або бригадир забезпечує безпечне виконання робіт на ділянці, проводить інструктажі та контролює використання машин, механізмів і засобів захисту. Начальник ділянки організовує навчання працівників, перевіряє журнали інструктажів і вживає заходів щодо усунення порушень. Інженер з охорони праці розробляє профілактичні заходи, контролює їх виконання та бере участь у розслідуванні нещасних випадків. Головний механік або енергетик відповідає за технічний стан будівельних машин, вантажопідйомних механізмів і обладнання, що є важливою умовою безпечного виконання будівельних процесів [37].

4.2 Аналіз умов праці на об'єкті

Під час організації будівельного майданчика необхідно передбачити безпечне розміщення робочих зон, місць складування матеріалів, тимчасових споруд, проїздів для будівельної техніки й транспорту, а також проходів для

працівників. Особливу увагу слід приділяти визначенню небезпечних зон, у межах яких постійно діють або можуть виникати небезпечні виробничі фактори. Такі зони мають бути чітко позначені попереджувальними знаками, сигнальними огороженнями та написами встановленої форми [29, 37].

До зон постійної або потенційної небезпеки на будівельному майданчику належать ділянки поблизу неізольованих струмопровідних частин електроустановок, місця біля неогороджених перепадів висотою 1,3 м і більше, зони руху будівельних машин, механізмів та їхніх робочих органів, а також ділянки, над якими здійснюється переміщення вантажів краном. Окремо виділяють місця зберігання шкідливих речовин, зони з підвищеним рівнем шуму, запиленості, загазованості або іншими факторами, що можуть негативно впливати на здоров'я працівників [29].

При розміщенні тимчасових будівель, огорож, складів, риштувань і проїздів необхідно враховувати безпечні габарити наближення до транспортних шляхів, будівельної техніки та споруджуваного об'єкта. Проходи для працівників повинні бути зручними, достатньо освітленими та захищеними від можливого падіння предметів, переміщення вантажів і руху машин [29, 35].

У межах даної дипломної роботи до зон потенційно небезпечних виробничих факторів віднесено територію поблизу споруджуваної будівлі, ділянки руху бульдозерів, самоскидів, автокранів та іншої техніки, а також місця, над якими здійснюється переміщення вантажів краном. Якщо висота можливого падіння вантажу перевищує 20 м, межі небезпечної зони встановлюють у місцях переміщення вантажів та біля споруджуваної будівлі з урахуванням додаткової відстані не менше 10 м від її зовнішнього периметра [29].

За результатами аналізу умов виконання будівельно-монтажних робіт визначено основні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, які можуть діяти на будівельному майданчику. До них належать рухомі машини й механізми, переміщення матеріалів і конструкцій, можливе падіння предметів та

інструментів, рухомі частини обладнання, підвищений рівень шуму й вібрації, запиленість і загазованість повітря, недостатня освітленість робочої зони, несприятливі температурні умови, гострі краї заготовок і конструкцій, а також небезпека ураження електричним струмом [29, 37].

Таким чином, правильне визначення та позначення небезпечних зон є важливою умовою безпечної організації будівельного майданчика. Запобігання травматизму забезпечується шляхом огороження небезпечних ділянок, установлення попереджувальних знаків, організації безпечних проходів і проїздів, контролю за роботою будівельної техніки та дотриманням працівниками вимог охорони праці.

4.3 Заходи з охорони праці на будівельному майданчику

Усі працівники, посадові особи та інженерно-технічні спеціалісти, які залучаються до виконання будівельно-монтажних робіт, повинні пройти навчання, інструктаж і перевірку знань з питань охорони праці відповідно до вимог чинних нормативних документів [29, 37]. Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику передбачає також належне санітарно-побутове забезпечення працівників. З урахуванням чисельності персоналу на майданчику передбачаються гардеробні, умивальні, душові, туалети та інші тимчасові побутові приміщення.

Будівельний майданчик у зоні виконання робіт огорожується інвентарною огорожею з метою недопущення сторонніх осіб. Огорожа повинна відповідати вимогам ДСТУ Б В.2.8-43:2011. Небезпечні зони, зокрема зона роботи крана, місця переміщення вантажів, ділянки руху будівельних машин і механізмів, повинні бути позначені попереджувальними знаками та сигнальними огороженнями [29].

Для безпечної організації робіт передбачаються тимчасові під'їзні шляхи та проїзди. Рух транспорту на будівельному майданчику організовується за односторонньою схемою, ширина проїзної частини приймається 3,5 м. Проїзди, проходи, робочі місця, складські зони та тимчасові споруди в темний

час доби забезпечуються рівномірним освітленням без сліпучої дії світильників. Зовнішнє освітлення розміщується по периметру будівельного майданчика поза зоною роботи крана.

Для забезпечення господарсько-питних і протипожежних потреб передбачається тимчасова система водопостачання. Кільцева схема тимчасового водопроводу дозволяє підвищити надійність подачі води на будівельний майданчик і забезпечити її використання у разі виникнення пожежної небезпеки [35, 29].

Особливу увагу необхідно приділяти безпечній роботі вантажопідйомних механізмів. У зоні дії крана забороняється перебування людей, не пов'язаних із виконанням монтажних операцій. Підймання вантажів, маса яких перевищує допустиму вантажопідйомність крана, не допускається. Стропування конструкцій і матеріалів виконується лише інвентарними стропами або спеціальними вантажозахоплювальними пристроями. Розстропування конструкцій дозволяється тільки після їх надійного встановлення і закріплення в проектному положенні [29].

На крані повинні бути розміщені схеми стропування із зазначенням маси та марки конструкцій. Знімні вантажозахоплювальні пристрої, тара і контейнери повинні мати маркування або бирки із зазначенням інвентарного номера, вантажопідйомності, власної маси та дати виготовлення. Виконавець робіт зобов'язаний щоденно перевіряти справність баддів, затворів, підйомних петель і зварних швів.

Роботи на висоті виконуються із застосуванням запобіжних поясів або інших засобів індивідуального захисту. Місця кріплення карабінів запобіжних поясів повинні бути визначені виконавцем робіт. Виконання монтажних робіт при швидкості вітру понад допустимі значення, зокрема при силі вітру більше 5 балів, не допускається [29].

Усі працівники на будівельному майданчику повинні користуватися захисними касками. Для робітників можуть застосовуватися каски жовтого або помаранчевого кольору, для майстрів і виконробів — червоного, для керівного

складу, інженерів з охорони праці та осіб, які здійснюють контроль, — білого. Працівники, які використовують вібраційний інструмент, повинні бути забезпечені спеціальними рукавицями з амортизувальними прокладками.

Матеріали, конструкції та обладнання на робочих місцях необхідно розміщувати так, щоб вони не створювали небезпеки для працівників і не захарашували проходи. Місця роботи будівельних машин визначаються з урахуванням необхідного простору для маневрування, огляду робочої зони та безпечного переміщення техніки. Робота машин поблизу котлованів допускається лише за межами призми можливого обвалення ґрунту. При глибині котловану 2,35 м мінімальна горизонтальна відстань від основи котловану до найближчої опори машини приймається 1,5 м.

Електробезпека на будівельному майданчику забезпечується відповідно до вимог ДСТУ Б А.3.2-13:2011. Забороняється мити електровібратори водою або переміщати їх волочінням за кабель. Усі електроінструменти, тимчасові електромережі та обладнання повинні регулярно перевірятися відповідальними особами.

Таким чином, організація будівельно-монтажних робіт повинна здійснюватися відповідно до технологічних карт, проекту виконання робіт і чинних нормативних документів з охорони праці. Запропоновані заходи спрямовані на запобігання травматизму, забезпечення пожежної та електричної безпеки, створення належних санітарно-побутових умов і безпечну експлуатацію будівельної техніки [35–37].

4.4 Розрахунок небезпечної зони

Відповідно до вимог ДСТУ-Н Б А.3.1-25:2014, переміщення, монтаж та експлуатація баштового крана поблизу котловану з незакріпленими укосами повинні здійснюватися за межами призми можливого обвалення ґрунту. Мінімальна допустима відстань від основи укусу котловану до найближчої опори крана визначається з урахуванням глибини виїмки, типу ґрунту та коефіцієнта закладання укусу.

Найменшу допустиму відстань L_H до основи укусу можна визначити за формулою:

$$L_H = 1,2\alpha h + 1, \quad (4.1)$$

де h — глибина котловану, м; α — коефіцієнт закладання укусу, який залежить від виду ґрунту.

Для даних умов приймаємо: $h = 3,2$ м, $\alpha = 0,75$ для суглинку.

Тоді:

$$L_H = 1,2 \cdot 0,75 \cdot 3,2 + 1 = 3,88 \text{ м.}$$

З урахуванням тривалої експлуатації крана на будівельному майданчику та необхідності забезпечення додаткового запасу безпеки приймаємо:

$$L_H = 4,0 \text{ м.}$$

Отже, баштовий кран необхідно розташовувати на відстані не менше 4,0 м від основи укусу котловану.

Визначення меж небезпечної зони крана

Межа небезпечної зони під час роботи крана визначається з урахуванням максимального вильоту стріли та можливої відстані відльоту вантажу у разі його падіння. Небезпечна зона включає ділянки, над якими здійснюється переміщення вантажів краном, а також територію поблизу споруджуваної будівлі.

Радіус небезпечної зони визначається за формулою:

$$R_{\text{н.з.}} = R_{\text{стр}} + S, \quad (4.2)$$

де $R_{\text{н.з.}}$ — радіус небезпечної зони, м; $R_{\text{стр}}$ — максимальний виліт стріли крана, м; S — відстань можливого відльоту вантажу, м.

При висоті підйому вантажу понад 20 м відстань можливого відльоту вантажу приймається:

$$S = 10 \text{ м.}$$

Для прийнятого баштового крана КБ-630-80Р максимальний виліт стріли становить:

$$R_{\text{стр}} = 40 \text{ м.}$$

Тоді радіус небезпечної зони дорівнює:

$$R_{\text{н.з.}} = 40 + 10 = 50 \text{ м.}$$

Отже, розрахунковий радіус небезпечної зони роботи крана становить:

$$R_{\text{н.з.}} = 50 \text{ м.}$$

Ця зона повинна бути позначена попереджувальними знаками, сигнальним огородженням та врахована під час розміщення тимчасових споруд, складів, проїздів і проходів для працівників.

Розрахунок заземлення баштового крана

Для забезпечення електробезпеки під час експлуатації баштового крана необхідно передбачити влаштування заземлювального пристрою. Заземлення призначене для захисту працівників від ураження електричним струмом у разі пошкодження ізоляції або появи напруги на металевих частинах обладнання.

Розрахунок заземлювального пристрою передбачає визначення опору розтікання струму та вибір кількості вертикальних заземлювальних електродів. Схема заземлення включає вертикальні трубчасті електроди, з'єднані між собою сталеву смугою (рис. 4.1).

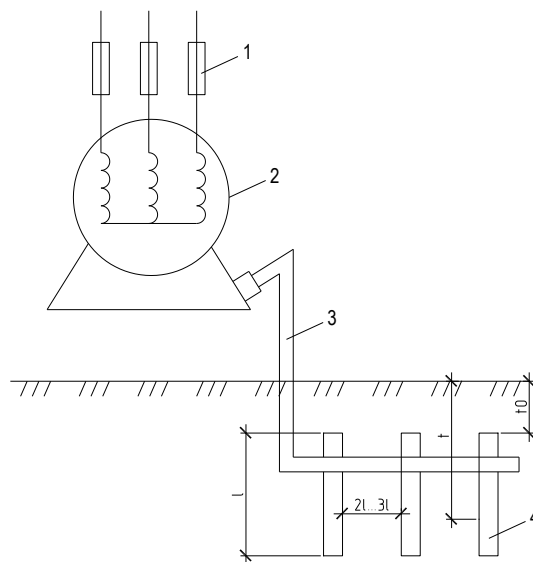


Рисунок 4.1 – Схема заземлення баштового крана: 1 – плавкі, вставки;

2 – електродвигун; 3 – з'єднувальна сталеві смуга; 4 – трубчастий заземлювальний електрод

Опір одного вертикального заземлювального електрода визначається за формулою:

$$R_B = f(\rho, k_c, l, d, t), \quad (4.3)$$

де R_B – опір одного вертикального електрода, Ом; ρ – питомий опір ґрунту, Ом·м; k_c – коефіцієнт сезонності, який враховує можливе збільшення опору ґрунту протягом року; l – довжина вертикального електрода, м; d – діаметр електрода, м; t – відстань від середини електрода до поверхні ґрунту, м.

Коефіцієнт сезонності приймається:

$$k_c = 1,7.$$

Розрахунковий питомий опір сталевий смуги, що з'єднує вертикальні електроди, визначається з урахуванням її довжини, ширини та глибини закладання:

$$\rho_{cm} = f(\rho, k_c, l, b, t), \quad (4.4)$$

де l – довжина з'єднувальної смуги, м; b – ширина смуги, м; t – глибина закладання смуги від поверхні землі, м.

Для розрахунку приймається:

$$b = 0,08 \text{ м},$$

$$d = 0,5b = 0,04 \text{ м}.$$

Орієнтовна кількість вертикальних заземлювальних електродів визначається за формулою:

$$n = \frac{R_B}{R_{\text{доп}} \cdot \eta_B}, \quad (4.5)$$

де n – необхідна кількість вертикальних електродів, шт.; $R_{\text{доп}}$ – допустимий опір заземлювального пристрою, Ом; η_B – коефіцієнт використання вертикальних електродів.

Для попереднього розрахунку приймаємо:

$$\eta_B = 1,0.$$

Вертикальні електроди розміщуються по контуру з відстанню між сусідніми електродами, що дорівнює приблизно двом довжинам електрода.

Таке розташування забезпечує рівномірне розтікання струму в ґрунті та зменшує взаємний вплив електродів.

Загальний розрахунковий опір заземлювального пристрою з урахуванням вертикальних електродів і з'єднувальної смуги визначається за формулою:

$$R = f(R_{\text{в}}, R_{\text{см}}, n, \eta_{\text{в}}, \eta_{\text{см}}), \quad (4.6)$$

де R – загальний опір заземлювального пристрою, Ом; $R_{\text{см}}$ – опір з'єднувальної смуги, Ом; $\eta_{\text{см}}$ – коефіцієнт використання з'єднувальної смуги.

За результатами розрахунку отримано:

$$R = 3,76 \text{ Ом.}$$

Оскільки виконується умова:

$$R = 3,76 \text{ Ом} < R_{\text{доп}} = 4 \text{ Ом},$$

прийнята конструкція заземлювального пристрою відповідає вимогам електробезпеки.

4.4. Пожежна безпека при будівництві

Пожежна безпека на будівельному майданчику та в споруджуваній будівлі забезпечується відповідно до вимог ДСТУ 8828:2019 та ДБН В.1.1-7:2016. Відповідальність за дотримання протипожежного режиму, справність засобів пожежогасіння, належний стан складів, тимчасових споруд і своєчасне виконання протипожежних заходів покладається на керівника будівельного майданчика та відповідальних посадових осіб. Загальний контроль за виконанням вимог пожежної безпеки здійснює генеральний підрядник [35, 37].

Проектні рішення будівлі прийняті з урахуванням вимог пожежної безпеки. Ступінь вогнестійкості будівлі визначається за межами вогнестійкості основних будівельних конструкцій і межами поширення вогню відповідно до вимог ДБН В.1.1-7:2016. Для даної будівлі приймається II ступінь вогнестійкості, що передбачає застосування конструкцій із відповідними показниками вогнестійкості та обмеженням поширення полум'я [35].

До небезпечних факторів пожежі, які можуть призвести до травмування людей, загибелі або матеріальних збитків, належать: відкрите полум'я та іскри, підвищена температура повітря, дим, токсичні продукти горіння і зниження концентрації кисню. До вторинних проявів небезпеки відносять ураження електричним струмом, вибухи та руйнування конструкцій, що можуть виникнути внаслідок пожежі [37].

Для запобігання виникненню пожежі на будівельному майданчику передбачаються організаційні та інженерно-технічні заходи. До них належать недопущення утворення горючого середовища, правильне зберігання легкозаймистих матеріалів, застосування електрообладнання відповідного класу пожежної та вибухопожежної безпеки, улаштування блискавкозахисту, а також використання інструменту, що не утворює іскор, під час роботи з пожежонебезпечними речовинами [37].

Протипожежний захист будівлі та будівельного майданчика забезпечується застосуванням первинних засобів пожежогасіння, організацією своєчасної евакуації людей, використанням засобів колективного та індивідуального захисту, а також системами протидимного захисту. Евакуація людей у разі пожежі передбачається через рівномірно розташовані евакуаційні виходи, двері, люки та пожежні сходи. При цьому кількість людей, що припадає на один евакуаційний вихід, не повинна перевищувати нормативно допустимого значення [35, 37].

У найбільш пожежонебезпечних місцях будівельного майданчика передбачається встановлення протипожежних щитів із необхідним інвентарем та обладнанням. Пожежні крани розміщуються поблизу санітарних вузлів, біля входів і поруч зі споруджуваним об'єктом у спеціально відведених місцях. Територія будівельного майданчика повинна мати вільні проїзди для пожежної техніки та доступ до джерел водопостачання [35, 29].

Проектом також передбачено робоче й аварійне освітлення, систему пожежної сигналізації та систему димовидалення. Живлення робочого та аварійного освітлення здійснюється від різних вводів, що підвищує надійність

їх роботи у разі аварійної ситуації. Таким чином, прийняті протипожежні заходи забезпечують зниження ризику виникнення пожежі, безпечну евакуацію людей і можливість оперативного гасіння пожежі на початковій стадії.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Конструкції громадських будівель / Т.Г. Маклакова та ін. К.: Будвидав, 1986. 135 с.
2. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Чинний від 2017-02-01. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с.
3. ДБН В.2.2-9-2018 Громадські будівлі і споруди. Чинний від 2018-09-28. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 47 с.
4. Архітектура будівель і споруд. Багатоповерхові каркасні будинки : навч. посібник / Смоляк В. В. та ін. Вінниця : ВНТУ, 2019. 76 с.
5. ДБН В.2.6-33:2018 Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування. Чинний від 2018-08-02. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 19 с.
6. Плоский В. О., Гетун Г. В. Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки : підручник. Київ : Ліра-К, 2015. 617 с.
7. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво. Чинний від 2012-10-31. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 129 с.
8. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування. Чинний від 2013-01-25. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 239 с.
9. ДБН В.2.5-56:2014. Системи протипожежного захисту. Чинний від 2013-11-13. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 133 с.
10. ДБН В.2.5-23:2025. Проектування електроустановок житлових будинків та громадських будівель і споруд. Чинний від 2025-08-25. Вид. офіц. Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2025. 96 с.
11. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення. Чинний від 2018-10-03. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 137 с.
12. ДСТУ 8936:2019. Труби сталеві водогазопровідні. Технічні умови. Чинний від 2019-11-13. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. 12 с.

13. ДСТУ 8943:2019. ДСТУ 8943:2019 Труби сталеві електрозварні. Технічні умови. Поправка № 1. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023.
14. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 1. Чинний від 2006-03-07. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2006. 69 с.
15. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Чинний від 2009-12-24. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 70 с.
16. Будівельні конструкції : навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів / Є. В. Клименка. Київ : Центр учбової літератури, 2020. 426 с.
17. Александрович В. А. Основи та фундаменти : конспект лекцій для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / В. А. Александрович, Ю. І. Кобзар, О. В. Гаврилюк ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023. – 158 с.
18. Методичні рекомендації до виконання практичних робіт із навчальної дисципліни «Основи та фундаменти» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія) / Харків. нац. ун-т. міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад. : Ю. І. Кобзар, О. В. Гаврилюк, В. А. Александрович. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2024. – 69 с.
19. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1. Чинний від 2014-06-10. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 223 с.
20. Хоменко О. Г. Сталеві конструкції у будівництві : підручник для студентів вищих навчальних закладів. Глухів : ГНПУ ім. О. Довженка, 2018. 347 с.
21. Гуденко В. М. Технологія будівельного виробництва: навчальний посібник. К.: Аграрна освіта, 2010. 481 с.

22. Черненко В. К. Технологія будівельного виробництва .К.: Вища школа, 2002. 430 с.
23. Дорош А.М. Організація будівельного виробництва: навчальний посібник. К.: Аграрна освіта, 2011. 255 с.
24. Ушацький С.А., Шейко Ю.П., Тригер Г.М. Організація будівництва: підручник. Київ : Кондор, 2007. 521 с.
25. ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва. Чинний від 2016-05-05. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2016. 49 с.
26. URL: <https://balansbud.com.ua/ua/p75301526-klinovoj-zamok-dlya.html>
(дата звернення 09.06.2026)
27. URL: <https://www.peri.ua> (дата звернення 09.06.2026)
28. URL: <https://dimkomfort.kyiv.ua/армування-плитного-фундаменту>(дата звернення 09.06.2026)
29. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Чинний від 2009-01-27. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. 120 с.
30. ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015. Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій. Чинний від 2015-03-09. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2015. 62 с.
31. ДБН В.2.6-220:2017 Покриття будівель і споруд. Чинний від 2017-06-06. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2017. 46 с.
32. Конституція України : від 28.06.1996 р. : станом на 01 січ. 2006 р. Київ : Ін Юре, 2006. 144 с.
33. Закон України «Про охорону праці» : від 14.10.1992 № 2694-XII. Закон визначає основні положення щодо права працівників на безпечні й здорові умови праці та порядок організації охорони праці в Україні.
34. Кодекс законів про працю України : Кодекс України від 10.12.1971 № 322-VIII. Глава XI Кодексу присвячена питанням охорони праці.
35. ДБН В.1.1-7-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва Чинний від 2016-10-31. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України. 2017. 38с.

36. Атаманчук П.С. Охорона праці в галузі: навчальний посібник / П.С. Атаманчук та ін. – К.: Центр учбової літератури, 2017. 322 с.
37. ДСТУ 8828:2019. Пожежна безпека. Загальні положення. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019.