

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА
на здобуття освітнього ступеня

бакалавра

(назва освітнього ступеня)

на тему: **Проект дев'ятиповерхового житлового будинку**

Виконав: студент 4 курсу, групи МБ-41
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності)

Білоус П.В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Бодрова Л.Г.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

Рецензент
(підпис) (прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки

(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« » 2025 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

студенту Білоусу Павлу Васильовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проєкт дев'ятиповерхового житлового будинку

Керівник роботи Бодрова Людмила Гордіївна

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

Затверджені наказом ректора від « 24 » січня 2025 року № 4/7-48

2. Термін подання студентом завершеної роботи 10.06.2025 р.

3. Вихідні дані до роботи житловий будинок,

конструкція з несучими стінами; фундаменти; перекриття

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Характеристика району будівництва. Архітектурно планувальне рішення ділянки.

Теплотехнічний розрахунок.

Визначення навантаження на фундамент від багатоповислової будівлі

Розрахунок деформації основ фундаментів

Охорона праці

Безпека в надзвичайних ситуаціях

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

Фасад, план фундаменту мілкого закладання, генеральний план, план типового поверху,

геологічний розріз, топографічна карта будівельної площадки, план перекриття, план покриття,

план покрівлі.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний розділ	Бодрова Л.Г., к.т.н., проф		
Розрахунково-конструктивний розділ	Бодрова Л.Г., к.т.н., проф		
Безпека життєдіяльності, основи охорони праці	Барановський В.М. д.т.н., професор		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Архітектурно-будівельний розділ	09.02.2025	
2	Розрахунково-конструктивний розділ	08.06.2023	
3	Безпека життєдіяльності, основи охорони праці	15.06.2025	
4	Оформлення записки	22.06.2025	

Студент

(підпис)

Білоус П.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Бодрова Л.Г.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
РОЗДІЛ 1	7
АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	7
1.1 Дані про район і ділянку будівництва.....	7
1.1.1 Коротка характеристика району та майданчику будівництва	7
1.1.2 Кліматичні умови	7
1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки.....	8
1.2 Генеральний план.....	9
1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення.....	9
1.2.2 Техніко-економічні показники по генплану.....	10
1.3 Архітектурно-планувальні рішення	11
1.3.1 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування	11
1.3.2 Техніко-економічні показники	11
1.4 Опорядження будинку	12
1.5 Енергоефективність	13
1.5.1 Заходи щодо підвищення енергоефективності	13
1.5.2. Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій	13
1.6 Конструктивні рішення	17
1.7 Інженерні мережі і обладнання.....	23
1.8. Доступність для маломобільних груп населення (МГН)	24
1.9 Висновки за розділом 1.....	25
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	26
2.1. Залізобетонні та кам'яні конструкції.....	26
2.2 Основи та фундаменти.....	34
РОЗДІЛ 3 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ.....	57
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	61
БІБЛІОГРАФІЯ.....	62

ВСТУП

Відновлення галузі будівництва та впровадження сучасних технологій, як вітчизняного, так і зарубіжного походження, відіграє ключову роль у забезпеченні сталого економічного зростання нашої держави.

Цивільне будівництво висуває підвищені вимоги до архітектурних рішень, що зумовлено загальним прогресом у сфері архітектури. Незважаючи на значну різноманітність цивільних споруд, яка виявляється у відмінностях об'ємно-планувальних характеристик, технологіях зведення, мікрокліматичних умовах тощо, основним критерієм оцінювання нових архітектурних типів є міжгалузева уніфікація планувальних і конструктивних рішень. При цьому пріоритетними залишаються висока індустріалізація процесів, економічна ефективність та забезпечення поліпшених умов для праці.

Проектуючи нові об'єкти цивільного призначення, особливу увагу слід приділяти одночасному зниженню вартості будівництва та підвищенню надійності й міцності конструктивних елементів і їх з'єднань.

Основою індустріалізації у сфері цивільного будівництва є принцип виготовлення конструкцій та елементів на заводах із подальшим виконанням будівельно-монтажних робіт із максимальною механізацією.

Проектування відбувається згідно чинних Державних будівельних норм з проектування житлових та громадських будівель. Для будинку необхідно обрати сучасні якісні будівельні матеріали.

Актуальність обраної теми полягає у важливості збільшення кількості та підняття якості житлового фонду в Україні.

Мета роботи – на основі отриманих даних, розробити проект житлового дев'ятиповерхового житлового будинку з приміщенням громадського призначення у м. Київ, чим отримати досвід у проектуванні цивільних будівель.

Завдання, що стоять перед роботою:

1. Розробити архітектурно-будівельну документацію для житлового будинку, а також, надати характеристики планувальних, конструктивних рішень будівлі.
2. Здійснити економічне та технічне порівняння порівняння теплоізоляційних матеріалів для стін будинку.
3. Провести теплотехнічні розрахунки основних конструкцій будівлі для кліматичних умов її експлуатації.
4. Провести розрахунок конструктивних елементів будівлі, а саме, пустотної плити перекриття та стрічкового фундаменту, які передбачені проектом.
5. Розробити рішення з технології та організації будівельного процесу, а саме, визначити обсяги та номенклатуру робіт, розробити рішення календарного графіку, розробити будівельний генеральний план.
6. Розрахувати вартість будівництва засобами локального кошторисного розрахунку, вивести техніко-економічні показники проекту.
7. Розробити рішення з охорони праці на будівництві.

Методологія, що використовується у роботі:

- Пошук інформації. Цей метод полягає у створенні теоретичного та практичного базису інформації для розширення вже існуючих теоретичних знань. Наприклад, для даної тематики це може бути пошук інформації про архітектуру та планування житлових будинків. Також, сюди можна віднести пошук нормативної бази для проектування;
- Аналіз даних. Цей метод використовується після здійснення пошуку інформації та полягає в обробці вже існуючих теоретичних та практичних знань для їх подальшого використання у даній роботі або подальших дослідженнях. Отримані дані необхідно проаналізувати для того, щоб надати читачеві роботи власне розуміння отриманих даних;
- Синтез даних. Полягає у створенні нових теоретичних знань, шляхом формування висновків або заключень на основі знайдених даних за даною темою та напрацьованих аналітичних даних у роботі. Синтез даних – це встановлення

логічного зв'язку між отриманими даними в результаті пошуку інформації, а також, між даними, які утворені за допомогою аналітичної роботи над інформацією;

- Дослідження об'єкту. У даному випадку досліджується територія, на якій планується будівництво житлового будинку;
- Синтез проектних рішень. Полягає у впровадженні проектних рішень, що будуть згенеровані на базі теоретичних висновків та практичного вивчення приміщення. У даному випадку це, безпосередньо, проектування житлового будинку, чому присвячена лівова частка роботи.

База джерел інформації:

- Наукова та науково-методична література становить основний теоретичний базис роботи з будівництва та архітектури. Перед початком виконання дослідження потрібно визначити основну термінологію, яка буде використовуватись для того, щоб її використовувати у подальшому висвітленні інформації.
- Нормативні джерела – це база для проектування будівель і споруд. Саме нормативними джерелами регламентується більшість проектних рішень.
- Магістерські, кандидатські роботи, монографії, публікації результатів конференцій – це все може також використовуватись, як основне, так і другорядне джерело інформації. Вони є у доступі на ресурсах університетів та з ними має можливість ознайомитись будь-який студент або аспірант.
- Електронні джерела інформації. Їх рівень та значення останнім часом зростають, оскільки усі роботи авторитетних авторів сьогодні мстяться у мережі Інтернет, маючи вільний або обмежений доступ. Але, у даній роботі вони будуть використовуватись, як додаткові, оскільки досі існує великий ризик отримання неправдивої інформації з мережі та її помилкове використання для дослідження.

Обсяг та структура роботи: робота складається з даного вступу, п'яти розділів, висновків до кожного з розділів, списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Дані про район і ділянку будівництва

1.1.1 Коротка характеристика району та майданчику будівництва

Земельна ділянка, призначена для зведення дев'ятиповерхового житлового будинку, розташована в межах житлового масиву «Оболонь» у місті Києві, на вулиці Північній.

Місто Київ — адміністративний центр Київської області та столиця України, з населенням близько 3 мільйонів осіб. Територія міста становить 827 км², з яких орієнтовно 42% перебувають у межах щільної забудови. Київ розташований по обидва боки найбільшої водної артерії країни — річки Дніпро.

Межі ділянки, відведеної під будівництво, визначаються наступним чином:

- з північного боку - вулиця Північна;
- з західного боку - існуюча забудова;
- з східного боку - також житлова забудова, що вже експлуатується;
- з південного боку — вільна від забудови територія.

1.1.2 Кліматичні умови

Проектована будівля належить до другого класу, має другу ступінь довговічності та другу ступінь вогнестійкості.

Місто Київ розташоване в межах І кліматичної зони. Середньодобова температура найхолоднішого дня становить -29°C , а найнижча середня температура протягом п'ятиденного періоду -25°C . Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту складає 0,9 метра.

Аналіз метеорологічних даних свідчить, що переважаючі напрямки вітрів у різні пори року є наступними:

- у літній період — північно-західний;

- у зимовий період — західний.

Навантаження від снігового покриву приймається на рівні 0,7 кПа, а розрахункове вітрове навантаження — 0,3 кПа.

Рельєф ділянки характеризується відносною рівнинністю з незначним природним ухилом поверхні в північно-східному напрямку, величина якого не перевищує 3%.

1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки

Згідно з даними інженерно-геологічних вишукувань, проведених у 2000 році, у якості основи під фундаменти запроектованої будівлі приймається пілуватий пісок із низькою вологістю. Основні фізико-механічні характеристики цього ґрунту наведено нижче: $E=11$ МПа, $C_{II}=0,2$ кПа, $\rho = 1,7$ т/м³.

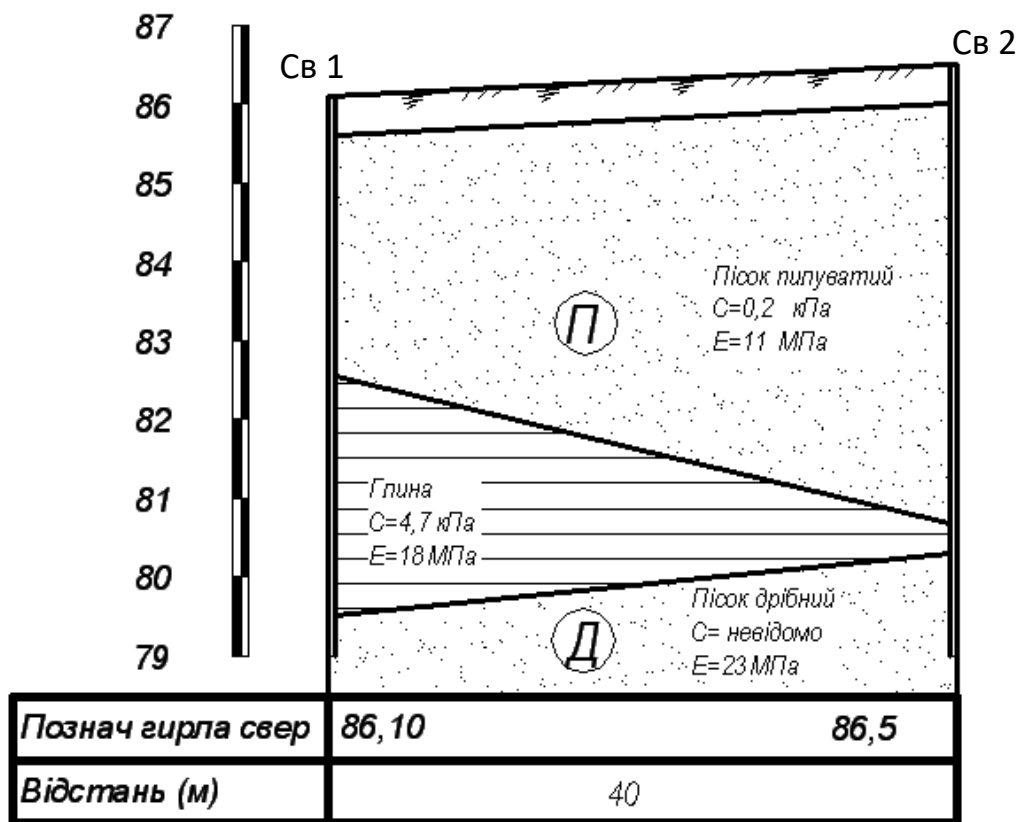


Рисунок 1.1 – Інженерно – геологічний розріз

На території забудови товщина рослинного шару ґрунту становить близько 50 см. У процесі інженерно-геологічних вишукувань під час буріння свердловин ґрунтові води виявлені не були.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів для даного району становить 1,2 м. Ґрунти, що залягають у межах ділянки, не є просадковими, що свідчить про їх стабільні фізико-механічні властивості при зволоженні.

Середній розрахунковий опір основи становить $R_0=250$ кПа, що дає можливість ефективно передавати навантаження від будівлі на ґрунтову основу без перевищення граничних деформацій.

Згідно з інженерно-геологічним обґрунтуванням, ділянка належить до IV типу потенційної підтоплюваності.

1.2 Генеральний план

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

Генеральне планування запроєктованої будівлі узгоджено з чинною містобудівною структурою мікрорайону. Територія в межах відведеної земельної ділянки, а також прилеглі вулиці, передбачено для впорядкування та озеленення.

Надлишковий рослинний шар ґрунту, знятий у межах будівництва, планується вивозити на спеціально відведену територію, розташовану на відстані приблизно 5 км від будівельного майданчика.

Розміщення будівлі на відведеній ділянці здійснено з урахуванням оптимальної орієнтації основних приміщень щодо сторін світу. Головний фасад споруди орієнтований у бік вулиці Північної, з якої також організовано під'їзди до об'єкта.

Вулиця Північна класифікується як житлова, із переважанням місцевого (локального) транспортного потоку.

На території ділянки запроєктовано господарське подвір'я, де передбачено майданчики для побутового обслуговування та відпочинку мешканців. Зелені

насадження, наявні на території, інтегруються у загальну систему озеленення ділянки.

Для озеленення застосовується типовий посадковий матеріал згідно з асортиментним переліком місцевих розсадників. Вибір багаторічних рослин зумовлюється наявністю відповідного посадкового матеріалу в регіоні, а газонні трави підбираються з урахуванням адаптованих сумішей.

Планування озеленення здійснюється з урахуванням розміщення мереж інженерних комунікацій. Озеленення перед будинкової смуги реалізується шляхом улаштування газонів із груповим висадженням багаторічних квіткових рослин.

Існуючі зелені насадження максимально зберігаються та враховуються в загальній концепції благоустрою та озеленення ділянки.

1.2.2 Техніко-економічні показники по генплану

- У межах проектування ділянки визначено наступні основні техніко-економічні характеристики:

- загальна площа території забудови становить 11200 м²;
- площа безпосередньої забудови – 849,7 м²;
- площа наявних (існуючих) будівель – 849,7 м²;
- щільність забудови розрахована за формулою $(2 \cdot 849,7 / 11200) \times 100\% = 15,2 \%$;
- площа ділянок з твердим покриттям – 1320 м²;
- площа функціональних майданчиків – 1860 м²;
- площа озелених територій – 3917,2 м².
- Коефіцієнт використання території становить 0,44 та визначається за

наступною формулою:
$$\frac{S_{\text{заб}} + S_{\text{іс заб}} + S_{\text{дор}} + S_{\text{майд}}}{S_{\text{діл}}} = \frac{849,7 + 849,7 + 1320 + 1860}{11200} = 0,44$$

1.3 Архітектурно-планувальні рішення

1.3.1 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

Запроектований житловий будинок має конфігурацію у плані, наближену до форми літери «Г», з розмірами в осях $33,795 \times 31,89$ м.

Будівля запроектована як дев'ятиповерхова, односекційна, з висотою поверху 3,30 м, що забезпечує загальну висоту споруди на рівні 29,6 м.

У конструктивному відношенні будинок належить до безкаркасних систем, із використанням поздовжніх і поперечних несучих стін, які забезпечують сприйняття вертикальних і горизонтальних навантажень.

Просторову жорсткість конструкції забезпечує спільна робота поздовжніх та поперечних несучих стін у поєднанні з плитами перекриття та покриття, що утворюють просторово-стійку систему.

1.3.2 Техніко-економічні показники

Таблиця 1.1 - Техніко – економічні показники будівлі.

№	Найменування показників	Один. Вимір.	Кількість	Примітки
1	Кількість поверхів	Пов.	9	
2	Кількість секцій	Сек.	1	
3	Кількість квартир	шт	80	
4	Висота поверху	м	3,3	
5	Площа забудови	м ²	849,7	
6	Загальна площа квартир	м ²	9159,04	
7	Корисна площа	м ²	4201,44	
8	Допоміжна площа	м ²	5970,36	
9	Будівельний о'бєм	м ²	46393,62	
10	Площа гаражу	м ²	381,2	

1.4 Опорядження будинку

Зовнішні стіни будівлі передбачено оздобити сайдингом із пластику, з утепленням шаром мінеральної вати типу SUPERROCK.

Цокольна частина фасаду облицьовується плитами зі штучного мармуру, що забезпечує як естетичне, так і функціональне рішення щодо захисту від зовнішніх впливів.

Дерев'яні та металеві елементи конструкцій покриваються масляними фарбами у два шари, згідно з вимогами до довговічності та зносостійкості.

Внутрішні стіни та перегородки (за винятком приміщень санітарно-гігієнічного призначення) оздоблюються сухою штукатуркою, після чого обклеюються шпалерами.

У кухнях ділянка стіни між підлоговими та навісними шафами облицьовується керамічною плиткою на висоту 0,6 м по всій довжині кухонного фронту. Інші стіни фарбуються акрил-стирольними фарбами.

У санвузлах стіни повністю облицьовуються керамічною плиткою на повну висоту приміщення, що відповідає санітарно-гігієнічним нормам.

Вздовж сходових маршів і сходових майданчиків передбачено оздоблення нижньої частини стін масляним фризом висотою 30 см, а вище – фарбування акрил-стирольними фарбами.

У коморах та гардеробних приміщеннях виконується фарбування поверхонь акрил-стирольними складами, що забезпечує легкість догляду та експлуатаційну довговічність.

1.5 Енергоефективність

1.5.1 Заходи щодо підвищення енергоефективності

1.5.2. Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій

Відповідно до ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель», для зовнішніх огорожуючих конструкцій будинку, який опалюється, обов'язковими до перевірки на виконання є умови:

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

$$\Delta\theta_{int-si} \leq \Delta\theta_{int-si,max} \quad (1.2)$$

де $R_{\Sigma np}$ – це, відповідний, приведений опір теплопередачі огорожуючої конструкції, $m^2 \cdot K/Вт$;

$R_{q \min}$ – відповідне, мінімальне допустиме значення опору теплопередачі непрозорі огорожуючої конструкції, $m^2 \cdot K/Вт$;

$\Delta\theta_{int-si}$ – розрахункова різниця температур між температурою внутрішнього повітря приміщення та приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, $^{\circ}C$;

$\Delta\theta_{int-si,max}$ – гранично допустиме значення температурної різниці відповідно до санітарно-гігієнічних норм, що визначає максимально допустиму різницю температур між повітрям у приміщенні та приведеною температурою заданої внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, $^{\circ}C$;

Мінімально допустиме значення, R_{qmin} , обираємо за таблицею 1 ДБН В.2.2-15:2019. Житлові будинки. Основні положення, в залежності від обраної температурної зони експлуатації будинку, яку приймаємо згідно з додатком В ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель».

Місто Київ розташовано у І-й температурній зоні, тому для зовнішніх стін:

$$R_{q \min (CT)} = 4,0 \frac{m^2 \cdot K}{Вт};$$

Для покриття:

$$R_{q \min (\text{пк})} = 7,0 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}};$$

Опір теплопередачі обраної термічно однорідної, непрозорої, огороджуючої конструкції розраховуємо за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_3};$$

Визначимо товщину утеплювача для зовнішньої стіни.

Шари, що входять у розрахунок:

- 1) шар декоративної штукатурки

$$\delta_1 = 0,03 \text{ м} ; \lambda_1 = 0,074 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}};$$

- 2) мурування з газоблоку

$$\delta_2 = 0,4 \text{ м}; \lambda_2 = 0,41 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}};$$

- 3) Клей для утеплювача (мінеральна вата)

$$\delta_3 = 0,003 \text{ м}; \lambda_3 = 0,65 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}};$$

- 4) теплоізоляція базальтові плити SWEETONDALE

$$\lambda_4 = 0,05 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}};$$

- 5) Клей для утеплювача (мінеральна вата)

$$\delta_5 = 0,003 \text{ м}; \lambda_5 = 0,65 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}};$$

- 6) Декоративний тиньк RESIMARM 534 мозаїчна

$$\delta_6 = 0,0012 \text{ м}; \lambda_6 = 0,6 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}};$$

Згідно з таблицею Г.1 ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель», приймаємо відповідний вологісний режим у приміщеннях як нормальний, а розрахункову температуру внутрішнього повітря для квартир в будинку визначаємо як $t_{\text{в}} = 20^{\circ}\text{C}$.

Розрахункові значення коефіцієнтів, що характеризують тепловіддачу внутрішньої та зовнішньої поверхонь огороджувальних конструкцій, визначаємо за

відповідним додатком Е ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель»: $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}; \alpha_{\text{з}} = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}};$

Далі розраховуємо необхідний опір теплопередачі обраної зовнішньої стіни:

$$R_{\Sigma(\text{без ут.})} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,03}{0,074} + \frac{0,38}{0,81} + \frac{0,003}{0,65} + \frac{0,003}{0,65} + \frac{0,0012}{0,6} + \frac{1}{23} =$$

$$= 0,909 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}};$$

Знайдемо потрібну товщину шару утеплювача для обраної зовнішньої стіни:

$$\delta_4 = (R_{q \min(\text{ст})} - R_{\Sigma(\text{без ут.})}) \cdot \lambda_4 = (4,0 - 0,909) \cdot 0,05 = 0,12955;$$

Приймаємо знайдену товщину, обраного утеплювача SWEETONDALE як два шари по 100 та 50мм та додаємо один шар клеючої суміші CERESIT СТ 190.

Далі перевіримо чи виконується умова, відповідно:

$$R_{\Sigma \text{ст}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,03}{0,074} + \frac{0,40}{0,41} + \frac{0,003}{0,65} + \frac{0,1}{0,05} + \frac{0,003}{0,65} + \frac{0,05}{0,05} +$$

$$+ \frac{0,003}{0,65} + \frac{0,0012}{0,6} + \frac{1}{23} = 4,54 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}} > 4,0 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}};$$

Умова виконана.

Далі перевіримо дотримання умови комфортності – де температурний перепад між температурою внутрішнього повітря та температурою внутрішньої поверхні захисної конструкції, повинен задовольняти відповідну умову:

$$\Delta\theta_{\text{int-si}} \leq \Delta\theta_{\text{int-si,max}};$$

Тож, розраховуємо температурний перепад між визначеними температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, за відповідною формулою:

$$\Delta\theta_{\text{int-si}} = t_{\text{вн}} - t_{\text{в пр.нп}};$$

де $t_{\text{в пр.нп}}$ – це приведена температура внутрішньої поверхні непрозорої частини обраної огорожувальної конструкції:

$$t_{\text{в пр.нп}} = \frac{t_{\text{в}} - t_{\text{з}}}{R_{\Sigma \text{пр}} \cdot \alpha_{\text{в}}} = 20 - \frac{20 + 18}{4,04 \cdot 8,7} = 18,91 \text{ } ^\circ\text{C};$$

Відповідно:

$$\Delta\theta_{\text{int-si}} = 20 - 18,88 = 1,12^{\circ}\text{C};$$

Згідно з таблицею 3 26. ДБН В.2.2-15:2019. Житлові будинки. Основні положення, відповідна допустима за санітарно-гігієнічними вимогами різниця між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні обраних огорожуючих конструкцій $\Delta\theta_{\text{int-si,max}} = 4^{\circ}\text{C}$.

$$\Delta\theta_{\text{int-si}} = 1,12 \leq \Delta\theta_{\text{int-si,max}} = 4;$$

Умова виконується.

Далі визначимо товщину утеплювача для покриття.

Шари, що входять у розрахунок:

шар тинька Bauwer LIME - $\delta_1 = 0,02 \text{ м}$; $\lambda_1 = 0,074 \frac{\text{Вт}}{\text{м}\cdot\text{К}}$;

1) сталобетонне перекриття - $\delta_2 = 0,15 \text{ м}$; $\lambda_2 = 2,04 \frac{\text{Вт}}{\text{м}\cdot\text{К}}$;

2) гідроізоляційна мембрана Logicbase V-SL - $\delta_3 = 0,0015 \text{ м}$; $\lambda_3 = 0,4 \frac{\text{Вт}}{\text{м}\cdot\text{К}}$;

3) гідроізоляційна мембрана Logicbase V-SL - $\delta_4 = 0,002 \text{ м}$; $\lambda_4 = 0,4 \frac{\text{Вт}}{\text{м}\cdot\text{К}}$;

4) теплоізоляція плит екструдованого пінополістиролу Ecoboard - $\lambda_4 = 0,037 \frac{\text{Вт}}{\text{м}\cdot\text{К}}$;

Відповідно, знаходимо необхідну мінімальну товщину утеплювача, враховуючи, що для обраної конструкції покриття:

$$R_{q \text{ min (пк)}} = 6,0 \frac{\text{м}^2\cdot\text{К}}{\text{Вт}};$$

$$R_{\Sigma(\text{пк. без ут.})} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,074} + \frac{0,15}{2,04} + \frac{0,0015}{0,4} + \frac{0,002}{0,4} + \frac{1}{23} =$$

$$= 0,51 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}};$$

$$\delta_4 = (6 - 0,517) \cdot 0,037 = 0,21 \text{ м};$$

Відповідно, приймаємо необхідну товщину утеплювача з плит екструдованого пінополістиролу Ecoboard, у 4 шари плит по 50 мм та 1 шар плит 20 мм , що в загальному підсумку формує розрахункову товщину утеплювача у 0,22 м.

$$R_{\Sigma \text{пк}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,074} + \frac{0,15}{2,04} + \frac{0,0015}{0,4} + \frac{0,002}{0,4} + \frac{0,22}{0,037} + \frac{1}{23} = 6,46 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}} > 6 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}};$$

1.6 Конструктивні рішення

Згідно з технічними умовами щодо використання конструкцій, виробів і матеріалів, у проекті передбачено наступні конструктивні рішення:

Фундаменти запроектовано стрічкового типу, збірні, що складаються із залізобетонних подушок відповідно до серії 1.112-5 (ДСТУ Б В.2.6-109:2010) та бетонних блоків згідно з ДСТУ Б В.2.6-108:2010. Також передбачено монолітні фундаменти стаканного типу. Усі фундаменти встановлюються на бетонну підготовку завтовшки 100 мм.

Для облаштування підземного гаража використано монолітні залізобетонні колони типу К1 та ригелі перерізом 60×60 см, виконані з важкого бетону класу В35.

Для спорудження купольного перекриття на даху передбачено застосування колон з трубобетону діаметром Ø530 типу К2.

Таблиця 1.2 – Специфікація колон та балок

Поз.	Найменування	Кількість	На одиницю	На всю кількість
			Бетон, м³	Бетон, м³
К1	Колона 0,6×0,6×5,2	6	1,87	11,22
К2	Колона Ø0,53×4,1	10	0,9	9
Р1	Ригель 0,6×0,6×7,6	6	2,74	16,44
Р2	Ригель 0,6×0,6×6,1	1	2,2	2,2
Р3	Ригель 0,6×0,6×5,7	3	2,05	6,15
Р4	Ригель 0,6×0,6×4,4	2	1,6	3,2

Стіни будівлі запроектовані із силікатної цегли. На поверхах з 1 по 5 використовується цегла марки М200, покладена на цементному розчині марки М150. Для поверхів з 6 по 10 застосовано силікатну цеглу марки М150, з використанням розчину марки М100.

Товщина зовнішніх стін становить 640 мм, а внутрішніх несучих конструкцій — 380 мм.

Для підвищення тріщиностійкості та просторової жорсткості армування стін виконано зварною сіткою з осередком 50×50 мм, виготовленою з дроту Ø4 мм типу ВР-1.

Перекрыття та покриття будівлі виконуються із типових збірних залізобетонних плит, виготовлених із застосуванням попередньо напруженої арматури відповідно до серії 1.141-1.

Таблиця 1.3 – Специфікація плит перекрыття і покриття

Поз.	Найменування	Кільк.	Бетон, м³	Вага, кг	Бетон, м³ (всього)	Вага, т (всього)
П-1	ПК 42.12-8АтVт	548	0,6	1440	328,8	789,12
П-2	ПК 42.10-4т	70	0,49	1230	34,3	86,1
П-3	ПК 42.15-4т	48	0,79	1970	37,92	94,56
П-4	ПК 42.18-3т	33	0,89	2240	29,37	73,92
П-5	ПК 54.10-8АтVт	245	0,63	1575	154,35	385,875
П-6	ПК 54.12-4АтVт	72	0,76	1900	54,72	136,8
П-7	ПК 54.15-8АтVт	36	1,01	2525	36,36	90,9
П-8	ПК 54.18-8АтVт	17	1,15	2875	19,55	48,875
П-9	ПК 42.15-4т	17	0,79	1970	13,43	33,49
П-10	ПК 24.10-6т	4	0,29	2840	1,16	

Використання збірних плит перекрыття та покриття суттєво прискорює темпи будівельно-монтажних робіт, забезпечуючи високу індустріальність процесу зведення.

Номенклатура та характеристики плит перекрыття подані в таблиці 1.3. Монтажні шви між плитами заповнюються бетонною сумішшю класу не нижче В20

Після монтажу виконується анкетування плит.

Перегородки в будівлі запроєктовані з глиняної пустотілої цегли пластичного формування марки М75, викладеної на цементному розчині марки М50. Товщина перегородок становить 120 мм.

Сходові конструкції запроєктовано у вигляді збірних залізобетонних маршів згідно з серією 1.251-4-6 та збірних залізобетонних площадок відповідно до серії 1.252-41. Сходові марші спираються на консольні полки площадок, тоді як самі площадки передають навантаження безпосередньо на стіни. Також передбачені евакуаційні сходи та сходові конструкції на покрівлі будівлі.

Таблиця 1.4 – Специфікація сходових майданчиків, маршів та огорожі

Поз.	Найменування	Кількість	На одиницю Бетон, м³	На одиницю Вага, кг	На всю кількість Бетон, м³	На всю кількість Вага, т
СМ-1	ЛМ 33.12.12-4	35	0,68	1700	23,8	59,5
СП-1	2ЛП25.12	33	0,464	1160	15,31	38,28
СП-2	2ЛП25.12В	2	0,474	1185	0,948	2,37
Поз.	Найменування	Кількість		Вага, кг		Вага, т
ОГ-1	ОЛ-33-1	33		39,46		1,302
ОГ-2	ПВ12.9Р-11	2		31,82		0,06
Разом (вага з/б виробів)				40,058		100,15

Покрівлю запроєктовано рулонного типу, виконану з чотирьох шарів лінкрому, який наклеюється за допомогою бітумної мастики. Як захисне покриття використовується шар гравію. У місцях примикання покрівельного покриття до парпетів додатково влаштовуються два допоміжні шари лінкрому. У зонах зіткнення з виступаючими елементами конструкції покрівельний килим фіксується цвяхами, а стики герметизуються шляхом промащування і оббивання оцинкованою покрівельною сталлю. Захисний шар складається з гравію світлих відтінків фракцією 5–10 мм, товщиною 15 мм.

Відведення атмосферних опадів з покрівлі будівлі організовано за допомогою внутрішньої системи водостоку, яка підключена до зовнішньої мережі

дощової каналізації. Внутрішні водостічні стояки виконано з металопластикових труб діаметром 100 мм згідно з вимогами ДСТУ 8943

Конструкція підлог у приміщеннях має відповідати вимогам щодо міцності, зносостійкості, пружності, шумоізоляції та зручності в догляді. При цьому підлога розглядається як сукупність звукоізоляційних характеристик міжповерхового перекриття та власної конструкції покриття підлоги.

Таблиця 1.5 - Експлікація підлог

Найменування приміщення	Тип підлоги	Дані елементів підлоги (Назва, товщина, основа), мм	Площа, м ²
Житлові кімнати, коридори	Ламінат	Ламінат Шумопоглинаючий шар – 5 Цементна стяжка – 40 Утеплювач – 40 Основа – плита – 220	6914,64
Кухні	Лінолеум	Покриття – лінолеум – 13 Проміжний шар – мастика – 1 ДСП – 40 Утеплювач – 40 Основа – плита – 220	1256,65
Сан. вузли	Керамічна плитка	Покриття – керамічна плитка на сухій будівельній суміші – 15 Гідроізоляція – два шари – 5 мм Стяжка – цементна – 40 Утеплювач – 40 Основа – плита – 220	790,57
Сходові клітини	Мозаїчні	Покриття – мозаїчний шар – 30	1046,96
Житлові кімнати, коридори	Ламінат	Ламінат – 5 Шумопоглинаючий шар – 5 Цементна стяжка – 40	146,96
Кухні	Лінолеум	Покриття – лінолеум – 13 Проміжний шар – мастика – 1 ДСП – 40 Утеплювач – 50 Бетонна підготовка – 50 Ущільнений ґрунт	32,15
Сан. вузли	Керамічна плитка	Покриття – керамічна плитка на сухій будівельній суміші – 15 Стяжка – 40 Утеплювач – 50 Гідроізоляція – два шари – 5 мм Бетонна підготовка – 50 Ущільнений ґрунт	18,07
Гараж	Асфальтобетонна	Покриття – асфальтобетон – 25 Щебенева підготовка – 50 Ущільнений ґрунт	381,2

Віконні прорізи були заповнені дерев'яними віконними блоками з потрійним склінням. Скло, яке застосоване в конструкціях, є енергозберігаючим склом типу Low-E. Вікна обиралися відповідно до вимог ДБН України за площами приміщень, які вони освітлюють. Верхні межі вікон розташовані якомога ближче до рівня стелі, що підвищує природне освітлення в глибоких зонах кімнат.

Таблиця 1.6 – Специфікація віконних прорізів

Поз.	Марка	Кількість	Площа скління, м²	Об'єм деревини, м³	Площа скління, м²	Об'єм деревини, м³
ВК1	ОС18-18	96	3,1	0,29	297,6	27,84
ВК2	ОР18-9	80	1,26	0,19	100,8	15,2
ВК3	ОС18-24	32	4,15	0,64	132,8	20,48
ВК4	ОС18-15	48	2,58	0,22	123,84	10,56
ВК5	ОС18-18	32	2,98	0,4	95,36	12,8
ВК6	ОС18-27	16	4,68	0,72	74,88	11,52
ВК7	ОС6-21	15	1,39	0,22	20,85	3,3
					Разом	846,13 / 101,7

Дверні блоки виконані з деревини відповідно до вимог та стандартів. Ворота запроєктовано металеві згідно з типовими рішеннями серії.

З метою забезпечення оперативної евакуації у разі пожежі, усі двері проєктовано з відкриванням у напрямку виходу з будівлі, тобто назовні. Монтаж дверних коробок здійснюється у прорізах за допомогою антисептованих дерев'яних закладних елементів, які влаштовуються в кладці під час зведення стін. У зовнішніх дерев'яних дверях, а також у дверях на маршових майданчиках і в тамбурах передбачено наявність порогів у конструкції коробок. Для внутрішніх дверей коробки встановлюються без порогів. Дверні полотна кріпляться на навісах (петлях), які дозволяють легко знімати повністю відчинені полотна для проведення ремонтних робіт або заміни.

Таблиця 1.7 – Специфікація дверних прорізів

Поз.	Марка	Кільк	Площа, м²	Об'єм деревини, м³	Площа, м²	Об'єм деревини, м³
Д1	ДГ 21-10	96	1,95	0,142	187,2	13,63
Д2	ДО 21-9	80	1,802	0,109	144,16	8,72
Д3	ДГ 21-9	32	1,802	0,132	57,66	4,22
Д4	ДО 21-14	64	2,82	0,169	180,48	10,82
Д5	ДБ 21-9	112	1,802	0,109	201,82	12,21
Д6	ДГ 21-7	160	1,338	0,111	214,08	17,76
Д7	ДС20-9	144	2,059	0,152	296,5	21,89
Д8	ДН-20-4,8- 5	1	2,664	0,19	2,66	0,19
Д9	ДГ15-9	2	1,287	0,094	2,57	0,19
ВМ1	ВР-1	1	12,96	-	12,96	0
					Разом	1300,09 / 89,63

Перемички

Перемички прийняті збірні залізобетонні по серії Серія 1.038.1-1.

Таблиця 1.8 – Специфікація перемичок

Поз.	Найменування	Кількість	На одиницю бетон, м³	На одиницю вага, т	На всю кількість бетон, м³	На всю кількість вага, т
	2ПБ-22-3	880	0,037	0,092	32,56	80,96
	3ПБ-33-3	240	0,088	0,220	21,12	52,80
	3ПБ-27-8	240	0,072	0,180	17,28	43,20
	3ПБ-18-8	480	0,017	0,119	8,16	57,12
	1ПБ-16-1	5	0,013	0,030	0,065	0,15
	1ПБ-13-1	470	0,010	0,025	4,70	11,75
	Разом				83,885	245,98

Ліфти

У запроектованій будівлі передбачено встановлення двох ліфтів: вантажного загальною площею 4,5 м² та пасажирського площею 2,5 м². Ліфти обрані відповідно

до вимог стандарту ДСТУ Б В.2.6-111:2010. Конструкція шахт ліфтів виконана з силікатної цегли марки М200, укладеної на цементний розчин марки М150.

1.7 Інженерні мережі і обладнання

У житловому будинку передбачаються наступні інженерні мережі для забезпечення його функціонування:

- Електрична мережа 220 В призначення для робочого та побутового використання (роботи приладів, освітлення, обладнання, що розміщене у службовій зоні). Орієнтовна максимальна потужність для роботи центру становить 40 кВт-год. Об'єкт забезпечується генератором для безперебійної подачі електроенергії.

- Холодне водопостачання. В умовах сільської місцевості подача води можлива зі свердловини. Водою забезпечуються усі кабінети лікарів та оглядова для можливості помити та продезінфікувати руки, а також, санвузли та побутові приміщення.

- Каналізація. Присутня у двох діаметрах – 50 та 110. Каналізація 50 мм призначена для відведення води з рукомийників, 110 мм – з туалетів. На території знаходиться септик, куди надходять вода та відходи через мережу каналізації.

- Гаряче водопостачання забезпечується бойлером, що розміщується у технічному приміщенні.

- Опалення будівлі – газове, у технічному приміщенні розміщується котел, що забезпечуватиме тепловою енергією весь об'єм будівлі.

- Системи слабкого струму. Сюди можна віднести інтернет, камери спостереження, пожежну та охоронну сигналізацію.

- Вентиляція. Для утримання якісного балансу показників повітря, у приміщеннях необхідно встановити рекуператори.

Для усіх інженерних мереж проводяться окремі розрахунки при розробці робочого проекту будівлі.

1.8. Доступність для маломобільних груп населення (МГН)

Рішення для маломобільних груп населення (МГН) у житловому будинку — це архітектурні, технічні й організаційні заходи, що забезпечують безперешкодний доступ, безпеку, комфорт і самостійність людей з інвалідністю, літніх осіб, вагітних жінок, батьків з дитячими візками та інших осіб з обмеженою мобільністю.

Основні рішення для житлового будинку, пристосованого для МГН:

1. Вхідна група

- Пандус із поручнями (нахил не більше 8%, ширина $\geq 1,2$ м);
- Платформа для підйому (ліфт або гідравлічний підйомник, якщо неможливо зробити пандус);

- Контрастна розмітка сходиців і країв платформ;
- Безпороговий вхід (пороги не більше 2 см);
- Автоматичні або легкі двері (ширина не менше 90 см).

2. Загальні приміщення (під'їзди, холи, коридори)

- Прохідна ширина — не менше 1,5 м;
- Антиковзке покриття підлоги;
- Поручні по обидва боки сходів і пандусів;
- Дзеркала, домофони, кнопки ліфта — на висоті 85–110 см;
- Інформаційні таблички зі шрифтом Брайля або рельєфними символами.

3. Ліфт

- Кабіна розміром не менше $1,1 \times 1,4$ м (для інвалідного візка);
- Наявність поручнів і дзеркал;
- Кнопки з шрифтом Брайля, озвучування поверхів;
- Плавний і точний підйом/спуск без ривків.

4. Квартири для МГН

- Збільшені дверні прорізи (мін. 90 см);
- Планування без перепадів висоти (без порогів);
- Просторий санвузол (можливість розвороту візка, поручні біля унітазу, душ з сидінням);

- Розетки, вимикачі на висоті 0,9–1,1 м.

5. Територія навколо будинку

- Асфальтовані пішохідні зони без бордюрів;
- Тактильна плитка на маршрутах руху;
- Паркувальні місця для осіб з інвалідністю (не менше 10% від загальної кількості);
- Доступ до дитячих та відпочинкових майданчиків.

Основні документи, що регламентують заходи для маломобільних груп населення:

- ДБН В.2.2-40:2018 — «Інклюзивність будівель і споруд»;
- ДБН В.2.2-15:2019 — «Житлові будинки. Основні положення»;
- Закон України "Про основи соціальної захищеності осіб з інвалідністю";
- Конвенція ООН про права осіб з інвалідністю (ратифікована Україною).

1.9 Висновки за розділом 1

В процесі розробки архітектурно-будівельного розділу було виконано наступне:

- Розроблено рішення генерального плану;
- Розроблено об'ємно-просторові рішення будівлі;
- Розроблено конструктивні рішення;
- Розроблено рішення з опорядження будівлі;
- Дано опис інженерних мереж та заходів для маломобільних груп населення.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Залізобетонні та кам'яні конструкції

Збір навантажень

Розрахунок площі впливу (розподілу) навантаження на основу:

$$A = b \cdot l, \text{ м}^2$$

де A - площа розрахункової ділянки, м^2 ;

b - ширина ділянки, м;

l - довжина ділянки, м.

$$A = 6,35 \cdot 7,6 = 48,26 \text{ м}^2$$

Визначаємо навантаження

1. Навантаження від багатопустотних плит, кН

$$Q = A_{n-n} \cdot g_n,$$

де A_{n-n} - площа ділянки відповідного перерізу, м^2 ,

g_n – власна вага покриття (багатопустотних плит), кН/м^2 ,

$$Q = 48,26 \cdot (18 \cdot 3) = 2600 \text{ кН}$$

2. Навантаження від балок, кН.

$$Q = L_{n-n} \cdot g_n,$$

$$Q = (5,75 + 7) \cdot (0,6 \cdot 0,6 \cdot 2500) = 115 \text{ кН}$$

де L_{n-n} - довжина балки у відповідному перерізі, м,

3. Навантаження від внутрішніх стінових огорожень, кН

$$Q = g_{n.v.o.} \cdot \alpha_2,$$

де α_2 - коефіцієнт прорізності стін (для перерізу II-II приймається 0,76, враховуючи 24% прорізності)

$$\alpha = (100 - 24)/100 = 0,76$$

$$Q = 16 \cdot 26 \cdot 0,6 = 250 \text{ kH}$$

3. Снігове навантаження

Нормативне снігове навантаження:

$$S_n = \mu \cdot S_0$$

де S_0 -нормативна вага снігового покриву (за 2, табл. 4)]; $S_0=0,5 \text{ кН/м}^2$;

μ - коефіцієнт переходу (згідно з [2, дод. 3]);

$$S_n = 1 \cdot 0,5 = 0,5 \text{ кН/м}$$

$$S_p = S_n \cdot \gamma_f$$

де γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням;

S_p - розрахункове значення снігового навантаження, що використовується при проектуванні конструкцій з урахуванням нормативних коефіцієнтів безпеки.

$$S_p = 0,5 \cdot 1,6 = 0,8 \text{ кН},$$

$$Q = S_p \cdot A_{n-n},$$

$$Q = 0,8 \cdot 48,26 = 39 \text{ кН}$$

4. Тимчасове навантаження на міжповерхове перекриття

Тимчасове навантаження на міжповерхове перекриття розраховується за формулою:

$$Q = g_n \cdot n_n \cdot A_{n-n},$$

$$Q = 1,5 \cdot 16 \cdot 48,26 = 1158 \text{ кН}$$

де n_n - кількість поверхів.

Усі зібрані навантаження узагальнюються та систематизуються в таблиці для подальшого використання у розрахунках.

Таблиця 2.4 - Збір навантажень переріз 2-2

Вид навантаження	Нормативне, кН	Розрахункове, кН
Постійні навантаження		
Вага багатопустотних плит	2600	2860
Вага балок	115	126
Внутрішнє стінове огороження	250	275
Всього	2965	3261
Тимчасові навантаження		
Снігове навантаження	39	42
На міжповерхове перекриття	1158	1274
Всього	1197	1316
Разом	4162	4577

Визначення згинальних моментів колони

Максимальні згинальні моменти в колоні визначаються при умові завантаження без урахування перерозподілу моментів, що дозволяє одержати консервативні значення для подальшого проєктування конструкції.

При дії тривалих навантажень

$$M_{21} = (\alpha q + \beta v) = -(0,10 \cdot 3256 + 0,062 \cdot 47,52) \cdot 7,6^2 = -19291 \text{ кНм}$$

$$M_{23} = -(0,091 \cdot 3256 + 0,030 \cdot 47,52) \cdot 7,6^2 = -17501 \text{ кНм}$$

При дії повного навантаження

$$M_{21} = -19291 - 0,062 \cdot 1316 \cdot 7,6^2 = -24004 \text{ кНм}$$

$$M_{23} = -17501 - 0,030 \cdot 1316 \cdot 7,6^2 = -19781 \text{ кНм}$$

Різниця абсолютних значень опорних моментів:

При дії тривалих навантажень: $\Delta M = 19781 - 17501 = 2280 \text{ кНм}$

Розраховано різницю абсолютних значень опорних моментів у вузлі рами, що виникають під дією тривалого навантаження. Отримане значення використовується для оцінки напружено-деформованого стану конструкції в умовах сталого експлуатаційного режиму.

При дії повного навантаження: $\Delta M = 24004 - 19291 = 4713 \text{ кНм}$

Визначено різницю абсолютних значень опорних моментів у тому ж вузлі за умов повного розрахункового навантаження, включаючи короточасні складові (наприклад, сніг, вітер, тимчасові технологічні впливи). Цей показник враховується при перевірці міцності елементів у найбільш навантаженому стані.

Згинальний момент колони

Від дії тривалих навантажень: $M = 0,4 \cdot \Delta M = 0,4 \cdot 2280 = 912 \text{ кНм}$

Обчислений згинальний момент у колоні, що виникає під дією постійних та довготривалих навантажень. Цей момент є визначальним для перевірки деформаційних характеристик та жорсткості елементів у процесі експлуатації.

Від повного навантаження: $M = 0,4 \cdot \Delta M = 0,4 \cdot 4713 = 1885 \text{ кНм}$

Розраховано максимальний згинальний момент у колоні при повному навантаженні, що включає як постійні, так і тимчасові впливи. Це значення використовується для перевірки міцності перерізу та підбору необхідного армування.

Характеристика міцності бетону та арматурної сталі

Для армування залізобетонної колони використовується арматура класу А-400С, яка характеризується високою міцністю та пластичністю, що відповідає вимогам до несучих елементів каркасних споруд.

У конструкції застосовується важкий бетон класу В35, що узгоджується з використанням арматури класу А-400С. Основні характеристики бетону наступні:

- Нормативне значення міцності на стиск: $R_{bn}=27 \text{ МПа}$,
- Розрахунковий опір стиску: $R_{bn}=19,5 \text{ МПа}$,
- Коефіцієнт умов роботи бетону: $\gamma_{b2}=1$,
- Нормативне значення міцності на розтяг: $R_{bth}=R_{bt,ser}=1,6 \text{ МПа}$,
- Розрахунковий опір при розтягу: $R_{bt}=1,3 \text{ МПа}$,
- Початковий модуль пружності бетону: $E_b=34500 \text{ МПа}$.

Зазначені характеристики використовуються в подальших розрахунках несучої здатності елементів та визначенні напружено-деформованого стану залізобетонної колони.

Підбір перерізу симетричної арматури.

Для залізобетонної колони з симетричним армуванням виконується розрахунок геометричних параметрів і визначення необхідного армування.

Робоча висота перерізу визначається як: $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ см}$,
ширина $b=60 \text{ см}$.

Ексцентриситет визначається за формулою: $e_0 = \frac{M}{N}$

де M – згинальний момент, $\text{кН} \cdot \text{м}$;

N – поздовжня стискаюча сила, кН .

$$e_0 = \frac{24004}{4577} = 5,2 \text{ мм}$$

Випадковий ексцентриситет обчислюється як: $e_0 = \frac{h}{30}$

де h - висота перерізу колони; $h=60 \text{ см}$.

$$e_0 = \frac{60}{30} = 2 \text{ см}$$

або

$$e_0 = \frac{l_{col}}{600}$$

де l_{col} - довжина колони; $l_{col}=520 \text{ см}$.

$$e_0 = \frac{l_{col}}{600} = \frac{520}{600} = 0,867 \text{ см}$$

але не менше 1 см .

Оскільки визначений ексцентриситет поздовжньої сили становить $e_0=0,867 \text{ см}$, що менше від величини випадкового ексцентриситету $e_0=2 \text{ см}$, для розрахунку статично невизначеної системи приймається саме випадковий момент, зумовлений цим ексцентриситетом.

Визначаємо згинальний момент у перерізі колони відносно осі, що проходить через центр ваги найменш навантаженої арматурної групи (найменше стиснутої або розтягнутої арматури), при дії тривалого навантаження:

$$M_{1l} = M + N \left(\frac{h}{2} - a \right)$$

де M – згинальний момент, $\text{кН} \cdot \text{м}$;

N – поздовжня стискаюча сила, кН ;

h - висота поперечного перерізу колони, приймається; $h=60 \text{ см}$;

a - товщина захисного шару бетону до арматури, см.

$$M_{1l} = 19291 + 3261 \cdot \left(\frac{60}{2} - 4 \right) \cdot \frac{1}{100} = 18430 \text{кНм}$$

Відношення

$$\frac{l_0}{r} = \frac{520}{17,34} = 30 \geq 14$$

де $r = 0,289h = 0,289 \cdot 60 = 17,34$ см- радіус ядра перерізу;

l_0 - довжина колонни; $l_0=520$ см.

Для важкого бетону

$$\phi_l = 1 + \frac{M_1}{M}$$

де M – згинальний момент, який діє на колону, кН·м;

N – поздовжня стискаюча сила;

$$\phi_l = 1 + \frac{18430}{19291} = 1,96$$

$$\delta = \frac{e_0}{h} = \frac{5,2}{60} = 0,087 \leq \delta \frac{l_0}{h b_{min}}$$

де R_b -міцність бетону на стиск;

e_0 - ексцентриситет перерізу колонни;

h - висота поперечного перерізу колонни, приймається; $h=60$ см;

l_0 - довжина колонни; $l_0=520$ см.

$$\delta = \frac{5,2}{60} = 0,087 \leq \delta \frac{520}{60 \min}$$

приймаємо $\delta=0,218$

Відношення модулів пружності

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$$

де E_s – модуль пружності арматури при стиску та розтягу;

E_b – модуль пружності бетону при стиску та розтягу.

$$\alpha = \frac{200000}{34500} = 5,8$$

Задаються коефіцієнтом армування

$$\mu = \frac{2A_s}{A} = 0,025$$

і вираховують критичну силу по формулі:

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 34500}{520^2} \cdot \left[\frac{5400^2}{1,96} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1+0,218} + 0,1 \right) + 5,8 \cdot 56^2 \right] = 10632 \text{ кН}$$

Рахуємо коефіцієнт η . $\eta = \frac{1}{\left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right)}$

де N - поздовжня стискаюча сила, кН

N_{cr} – критична стискаюча сила.

$$\eta = \frac{1}{\left(1 - \frac{3311}{10632}\right)} = 1,45$$

Визначаємо ексцентриситет

$$e = e_0 \cdot \eta + 0,5(h - a)$$

де h - висота поперечного перерізу колони, приймається; $h=60\text{см}$;

a - товщина захисного шару бетону;

e_0 - ексцентриситет перерізу колони.

$$e = 52 \cdot 1,45 + 0,5(60 - 4) = 103,4 \text{ см}$$

Визначаємо площу арматури

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - 0,4 R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a)}$$

де h_0 - висота поперечного перерізу колони;

e - ексцентриситет перерізу колони;

N - поздовжня стискаюча сила, кН

R_b - міцність бетону на стиск;

R_{sc} - міцність арматури на стиск.

$$A_s = A'_s = \frac{4627000 \cdot 103,4 - 0,4 \cdot 19,5 \cdot 60 \cdot 100 \cdot 56^2}{365(60 - 8) \cdot 100} = 174,74 \text{ см}^2$$

Для армування колони прийнято 16 стержнів арматури діаметром 40 мм класу А400С, загальною площею поперечного перерізу: $A_s = 200,96 \text{ см}^2$.

Таблиця 2.5 –Відомість витрат сталі на колону К1

Марка елементу	Вироби арматурні				Вироби закладні					
	Арматура класу			Всього	Арматура класу		Прокат арматури			Всього
	А-400С				А-400С		ВСт3кп2			
	ДСТУ 3760-98				ДСТУ 3760-98		ДСТУ 2651-94			
	ø40	14	Всього		ø16	Всього	-12	-8	Всього	
К-1	203,72	22,4	226,12	226,12	1,52	1,52	29,54	0,57	30,11	30,11

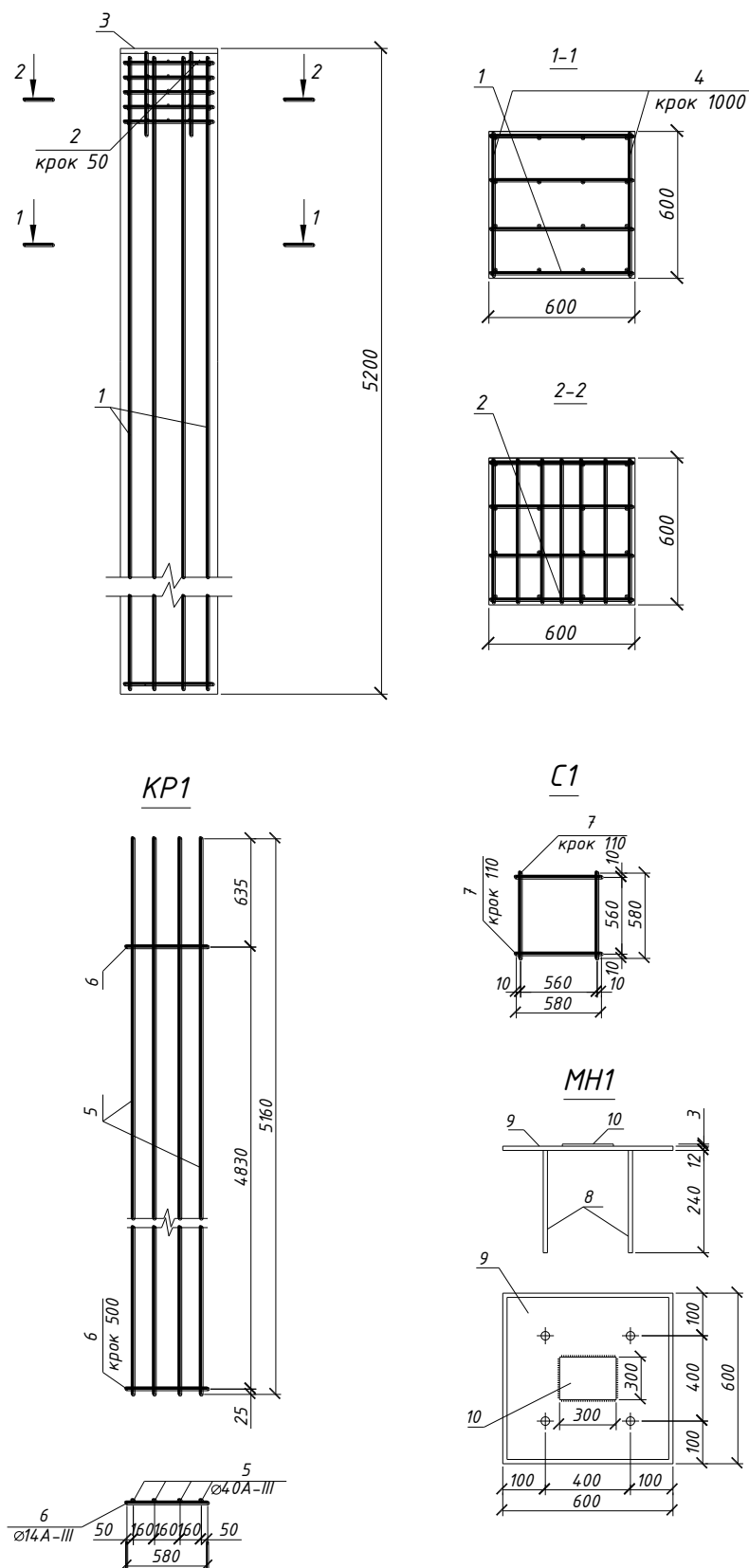


Рисунок 2.2 – Схема армування колони К1

2.2 Основи та фундаменти

Оцінка інженерно-геологічних умов ділянки

Шар №1-Грунт рослинного шару.

Перший шар представлений ґрунтом рослинного шару. Через значну неоднорідність фізико-механічних властивостей, цей тип ґрунту не рекомендується використовувати як природну основу для влаштування фундаментів. Передбачене його повне видалення в межах проєктної глибини.

Шар №2-Пісок пилюватий.

Наступний шар складений пилюватим піском, який характеризується порівняно низькою щільністю та схильністю до нерівномірного ущільнення.

Для подальшого аналізу визначається коефіцієнт пористості піску за формулою: $e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1$,

де e - коефіцієнт пористості;

ρ_s - густина твердих частинок ґрунту , т/м³;

ρ - об'ємна густина ґрунту в природному стані, т/м³;

W - природна вологість ґрунту, %.

$$e = \frac{2,65}{1,70} \cdot (1 + 0,12) - 1 = 0,75$$

Виходячи з визначеного коефіцієнта пористості, пісок класифікується як пилюватий пісок середньої щільності (згідно з [6, табл. Б18]).

Густина ґрунту в сухому стані ρ_d визначається за формулою:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W}, \text{ т/м}^3$$

де ρ_d - густину ґрунту в сухому стані, т/м³;

ρ - об'ємна густина ґрунту в природному стані, т/м³;

W - природна вологість ґрунту, %.

$$\rho_d = \frac{1,70}{1+0,12} = 1,52 \text{ т/м}^3$$

Розраховуємо ступінь вологості ґрунту за формулою:

$$S_R = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot e},$$

де S_R - ступінь вологості;

ρ_s - густина твердих частинок ґрунту , т/м³;

ρ - об'ємна густина ґрунту в природному стані, т/м³;

W - природна вологість ґрунту, %.

e - коефіцієнт пористості.

$$S_R = \frac{2,65 \cdot 0,12}{1 \cdot 0,75} = 0,424$$

За коефіцієнтом ступеня вологості ґрунту встановлено, що пісок належить до категорії пилюватого піску малого ступеня водонасичення (згідно з [6, табл. Б17]).

Визначаємо розрахунковий опір фундаментів

Розрахунковий опір основи приймається рівним $R_0=250$ кПа, відповідно до даних [6, додаток 3 табл.2]

Оцінка засолювання ґрунтів

Інформації про засоленість ґрунтів легкорозчинними та середньорозчинними солями відсутні. На основі проведених досліджень і розрахунків встановлено, що ґрунт на ділянці є пилюватим піском середньої щільності з малим ступенем водонасичення ([6, табл. Б17, Б18]).

Шар №3

Під час проведення технічних виробок ґрунт третього шару не був однозначно класифікований. Відомі лише його фізико-механічні характеристики без уточнення типу ґрунту.

Число пластичності J_p обчислюється за формулою:

$$J_p = W_l - W_p,$$

де J_p - число пластичності ґрунту, %;

W_l - вологість на межі текучості;

W_p - вологість на межі пластичності;

$$J_p = 0,44 - 0,22 = 0,22$$

За значенням числа пластичності визначається вид ґрунту. У даному випадку ґрунт класифікується як глинистий (відповідно до [6, табл. Б11]).

Коефіцієнт пористості e визначається за формулою:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1,$$

де e - коефіцієнт пористості;

ρ_s - густина твердих частинок ґрунту , т/м³;

ρ - об'ємна густина ґрунту в природному стані, т/м³;

W - природна вологість ґрунту, %.

$$e = \frac{2,72}{1,87} (1 + 0,22) - 1 = 0,77$$

За значенням коефіцієнта пористості ґрунт класифікується як глинистий (за даними [6, табл. Б11]).

Густина ґрунту в сухому стані ρ_d обчислюється за формулою:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W}, \text{т/м}^3$$

де ρ_d - густину ґрунту в сухому стані, т/м³;

ρ - об'ємна густина ґрунту в природному стані, т/м³;

W - природна вологість ґрунту, %.

$$\rho_d = \frac{1,87}{1+0,22} = 1,53 \text{ (т/м}^3\text{)}$$

Розраховуємо ступінь вологості ґрунту за формулою:

$$S_R = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot e},$$

де S_R - ступінь вологості;

ρ_s - густина твердих частинок ґрунту , т/м³;

ρ_w - густина води, приймається рівною 1,0 т/м³ (за стандартних умов);

W - природна вологість ґрунту, %.

e - коефіцієнт пористості.

$$S_R = \frac{2,72 \cdot 0,22}{1 \cdot 0,77} = 0,78$$

На основі коефіцієнта ступеня вологості встановлено, що ґрунт за своїми властивостями класифікується як глина середнього ступеня водонасичення (відповідно до [6, табл. Б17]).

Вологість повністю насиченого (замоченого) ґрунту визначається за формулою:

$$W_K = \frac{S_R \cdot \rho_W \cdot e}{\rho_S},$$

де W_K - вологість замоченого ґрунту;

S_R - ступінь вологості;

ρ_S - густина твердих частинок ґрунту , т/м³;

ρ_W - густина води, приймається рівною 1,0 т/м³ (за стандартних умов);

e - коефіцієнт пористості.

$$W_K = \frac{0,78 \cdot 1 \cdot 0,77}{2,72} = 0,22$$

Показник текучості I_L пілуватого-глиняного ґрунту визначається за формулою:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W + W_P},$$

де I_L - показник текучості (безрозмірна величина);

W - природна вологість ґрунту, %;

W_P - вологість на межі розкочування, %;

$$I_L = \frac{0,22 - 0,22}{0,22 + 0,22} = 0$$

За значенням показника текучості ґрунт класифікується як твердий (згідно з [6, табл. Б14]).

Коефіцієнт просадковості I_{SS} визначається за формулою:

$$I_{SS} = \frac{e_L - e}{1 + e},$$

де I_{SS} - коефіцієнт просадковості;

e - коефіцієнт пористості;

e_L - коефіцієнт пористості на межі текучості.

$$I_{SS} = \frac{0,64 - 0,77}{1 + 0,77} = 0,1$$

Згідно з проведеними дослідженнями та розрахунками, встановлено, що ґрунт є глинистим, твердим та не просадковим ([6, табл. Б11, Б17, Б18]). Такий ґрунт може бути використаний як надійна природна основа для будівництва.

Шар №4- Дрібний пісок.

Для шару дрібного піску визначаємо коефіцієнт пористості e за формулою:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1,$$

де e - коефіцієнт пористості;

ρ_s - густина твердих частинок ґрунту , т/м³;

ρ - об'ємна густина ґрунту в природному стані, т/м³;

W - природна вологість ґрунту, %.

$$e = \frac{2,64}{1,85} \cdot (1 + 0,19) - 1 = 0,70$$

За значенням коефіцієнта пористості пісок класифікується як дрібний пісок середньої щільності (згідно з [6, табл. Б18]).

Густина ґрунту в сухому стані ρ_d обчислюється за формулою:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W}, \text{ т/м}^3$$

де ρ_d - густину ґрунту в сухому стані, т/м³;

ρ - об'ємна густина ґрунту в природному стані, т/м³;

W - природна вологість ґрунту, %.

$$\rho_d = \frac{1,85}{1+0,19} = 1,55 \text{ т/м}^3$$

Розраховуємо ступінь вологості ґрунту за формулою:

$$S_R = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot e},$$

де S_R - ступінь вологості;

ρ_s - густина твердих частинок ґрунту , т/м³;

ρ_w - густина води, приймається рівною 1,0 т/м³ (за стандартних умов);

W - природна вологість ґрунту, %;

e - коефіцієнт пористості.

$$S_R = \frac{2,64 \cdot 0,19}{1 \cdot 0,70} = 0,72$$

На основі коефіцієнта ступеня вологості встановлено, що пісок класифікується як дрібний пісок середньої щільності із середнім ступенем водонасичення ([6, табл. Б17, Б18]).

Розрахунковий опір основи фундаментів

Відповідно до нормативних даних ([6, додаток 3, табл. 2]), розрахунковий опір основи приймається: $R_0=200$ кПа

Оцінка засолювання ґрунтів залежно від вмісту розчинних солей

Інформація щодо засолення ґрунтів легкорозчинними та середньорозчинними солями відсутня. У зв'язку з цим засолювання не враховується при інженерно-геологічній оцінці ділянки.

Визначення навантажень на рівні підшви фундаментів

Для визначення навантажень, що передаються на основу, обчислюється площа розподілу навантажень у характерних перерізах фундаменту за формулою:

$$A = b \cdot l, \text{ м}^2$$

де A - площа перерізу підшви фундаменту, м^2 ; b - ширина фундаменту, м
 l - довжина фундаменту, м

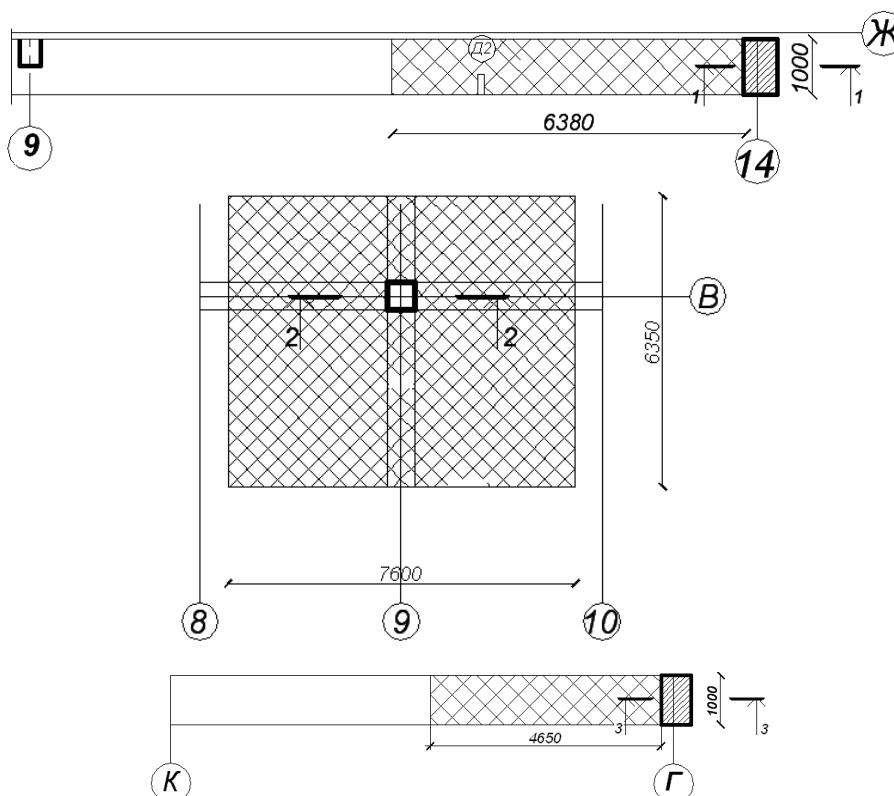


Рисунок 2.1 – Площа розподілу навантажень на фундамент

$$A_{1-1} = 1 \cdot 6,38 = 6,38 \text{ м}^2$$

$$A_{2-2} = 6,35 \cdot 7,6 = 48,26 \text{ м}^2$$

$$A_{3-3} = 1 \cdot 4,65 = 4,65 \text{ м}^2$$

Визначаємо навантаження

Для подальших розрахунків несучої здатності основи визначаються основні вертикальні навантаження від конструкцій будівлі:

1. Навантаження від багатопустотних плит перекриття, кН:

$$Q = A_{n-n} \cdot g_n,$$

де A_{n-n} - площа ділянки відповідного перерізу, м^2 ,

g_n - власна вага плит перекриття, кН/м^2 ,

$$Q_1 = 6,38 \cdot (18 \cdot 3) = 345 \text{ кН}$$

$$Q_2 = 48,26 \cdot (18 \cdot 3) = 2600 \text{ кН}$$

$$Q_3 = 4,65 \cdot (18 \cdot 3) = 251 \text{ кН}$$

2. Навантаження від балок перекриття, кН:

$$Q = L_{n-n} \cdot g_n,$$

$$Q_2 = (5,75 + 7) \cdot (0,6 \cdot 0,6 \cdot 2500) = 115 \text{ кН}$$

де L_{n-n} - довжина балки в межах перерізу, м^2 .

3. Навантаження від зовнішнього стінового огородження, кН:

$$Q = g_{n.z.o.} \cdot \alpha_1,$$

де $g_{n.z.o.}$ - питоме навантаження (власна вага) зовнішньої стіни завтовшки 640 мм.

α_1 - коефіцієнт прорізності зовнішніх стін (враховує віконні та дверні прорізи);

$$Q_1 = 473 \cdot 1 = 473 \text{ кН}$$

$$Q_3 = 473 \cdot 1 = 473 \text{ кН}$$

4. Навантаження від внутрішнього стінового огородження, кН:

$$Q = g_{n.v.o.} \cdot \alpha_2,$$

де α_2 - коефіцієнт прорізності зовнішніх стін (враховує віконні та дверні прорізи);

$$\alpha_1 = (100 - 40)/100 = 0,6$$

$$\alpha_2 = (100 - 24)/100 = 0,76$$

$$\alpha_3 = (100 - 0)/100 = 1,00$$

Для врахування зменшеного навантаження через прорізи (двері, проходи тощо), вводяться коефіцієнти прорізності внутрішніх стін відповідно до розрізів:

- для перерізу I–I: прорізність становить 40%;
- для перерізу II–II: прорізність становить 24%;
- для перерізу III–III: прорізність відсутня (0%).

З урахуванням цих коефіцієнтів у розрахунках маси внутрішніх стін враховується лише фактично збережена частина огорожуючих конструкцій.

$$Q_2 = 16 \cdot 26 \cdot 0,6 = 250kH$$

$$Q_1 = 16 \cdot 5,1 \cdot 0,76 = 62kH$$

$$Q_3 = 0kH$$

5. Навантаження від колон, кН:

$$Q = A_{n-n} \cdot g_n,$$

$$Q_2 = 5,1 \cdot (0,6 \cdot 0,6 \cdot 2500) = 45kH$$

6. Навантаження від фундаментних блоків, кН:

$$Q = L_{n-n} \cdot g_n,$$

$$Q_1 = 1 \cdot (0,6 \cdot 2500 \cdot 4,8) = 72kH$$

$$Q_3 = 1 \cdot (0,6 \cdot 2500 \cdot 1,27) = 19kH$$

7. Снігове навантаження

Нормативне значення снігового навантаження:

$$S_n = \mu \cdot S_0$$

де S_0 -нормативні значення ваги снігового покриття; $S_0=0,5$ кН/м²[2,табл.4];

μ - коефіцієнт переходу до розрахункового навантаження, який залежить від ухилу покрівлі, типу будівлі тощо [2, дод. 3];

$$S_n = 1 \cdot 0,5 = 0,5kH/м$$

$$S_p = S_n \cdot \gamma_f$$

де γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням (згідно з ДБН);

S_p - розрахункове снігове навантаження

$$S_p = 0,5 \cdot 1,6 = 0,8 \text{ кН},$$

$$Q = S_p \cdot A_{n-n},$$

$$Q_1 = 0,8 \cdot 6,38 = 5 \text{ кН}$$

$$Q_2 = 0,8 \cdot 48,26 = 39 \text{ кН}$$

$$Q_3 = 0,8 \cdot 4,65 = 4 \text{ кН}$$

8. Тимчасове (експлуатаційне) навантаження на міжповерхове перекриття, кН:

Тимчасове навантаження враховується відповідно до призначення приміщення (житлове, громадське, технічне тощо) згідно з чинними нормами.

$$Q = g_n \cdot n_n \cdot A_{n-n},$$

$$Q_1 = 1,5 \cdot 9 \cdot 6,38 = 153 \text{ кН}$$

$$Q_2 = 1,5 \cdot 9 \cdot 48,26 = 1158 \text{ кН}$$

$$Q_3 = 1,5 \cdot 9 \cdot 4,65 = 112 \text{ кН}$$

де n_n - кількість поверхів.

Збір навантажень зводимо в таблицю.

Таблиця 2.1- Збір навантажень

Вид навантаження	Переріз 1-1 Норм, кН	Переріз 1-1 Розр, кН	Переріз 2-2 Норм, кН	Переріз 2-2 Розр, кН	Переріз 3-3 Норм, кН	Переріз 3-3 Розр, кН
Постійні навантаження						
Вага багатопустотних плит	345	380	2600	2860	251	276
Вага балок	-	-	115	126	-	-
Зовнішнє стінове огородження	473	520	-	-	473	520
Вага фундаментних блоків	72	79	-	-	19	21
Вага колони	-	-	45	50	-	-
Внутрішнє стінове огородження	62	68	250	275	0	0
Всього	952	1047	3010	3311	743	817
Тимчасові навантаження						

Продовження таблиці 2.1

Вид навантаження	Переріз 1-1 Норм, кН	Переріз 1-1 Розр, кН	Переріз 2-2 Норм, кН	Переріз 2-2 Розр, кН	Переріз 3-3 Норм, кН	Переріз 3-3 Розр, кН
Снігове навантаження	5	6	39	42	4	5
На міжповерхове перекриття	153	168	1158	1274	112	123
Всього тимчасове	158	174	1197	1316	116	128
Разом	1110	1221	4207	4627	859	945

Вибір глибини закладання фундаментів

Визначення глибини закладення фундаменту з урахуванням промерзання ґрунтів

З урахуванням рельєфу місцевості глибину закладення фундаменту приймаємо за свердловиною з найвищою відміткою, оскільки саме в цій точці спостерігатиметься найменше захищене заглиблення фундаменту. Відповідно до схеми розміщення технічних виробок та інженерно-геологічного розрізу обрано свердловину №2.

Визначення нормативної глибини промерзання

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

де d_{fn} - нормативна глибина промерзання, м; [2, стор. 5]

$d_0=0,28$ — коефіцієнт, який залежить від типу ґрунту (для суглинків і глин);

M_t - сума середньомісячних від'ємних температур повітря за зимовий період у даному регіоні, °С·міс. (береться за кліматичними даними) [1].

$$d_{fn} = 0,28 \cdot \sqrt{15,1} = 1,1 \text{ м}$$

Визначення розрахункової глибини промерзання

З урахуванням впливу теплового режиму будівлі, розрахункова глибина промерзання обчислюється як:

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

де d_f - розрахункова глибина промерзання ґрунту, м;

d_{fn} - нормативна глибина промерзання, м;

κ_h - 0,7 — коефіцієнт теплового режиму будівлі (для опалюваних житлових будівель) [2, табл. 1].

$$d_f = 1,1 \cdot 0,7 = 0,77$$

Отже, глибину закладення фундаменту слід приймати не менше значення d_f , яке враховує і кліматичні умови, і тепловий вплив від будівлі.

Визначення попередньої глибини закладення фундаменту за конструктивними умовами

$$d_k = h_f + 0,5,$$

де d_k - конструктивна глибина закладення фундаменту, м;

d_f - нормативна глибина промерзання, м;

$$d_k = 0,77 + 0,5 = 1,27\text{ м}$$

Визначаємо попередню глибину закладання фундаменту з геологічних умов

$$d_{геол} = h_{н.в.гр} + 0,3, \text{ м}$$

де $d_{геол}$ - глибина закладання фундаменту з геологічних умов, м

$h_{н.в.гр}$ - глибина залягання не будівельного шару ґрунту, м

$$d_{геол} = 0,7 + 0,3 = 1,0\text{ м}$$

Глибину закладення фундаменту за розрахунком приймаємо -5,5; -6,75 та -1,9 м.

Проектування фундаментів

Проектування стрічкового фундаменту в перерізі 1-1

Визначаємо попередній розрахунковий опір ґрунту

$$R_{ноп.} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} (M_g \cdot d_k \cdot \gamma_{II}^I + M_c \cdot C_{II}), \text{ кН}$$

де M_g , M_c - коефіцієнти які залежать від кута тертя ϕ_H ; [6, табл.4]

C_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає під подошвою фундаменту;

γ_{c1}, γ_{c2} - коефіцієнти, які враховують умови експлуатації фундаменту; [6, табл.3];

d_k - глибина закладання фундаменту;

$$R_{ноп.} = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (4,37 \cdot 5,1 \cdot 17,06 + 6,9 \cdot 0,2) = 478\text{ кН}$$

Визначаємо усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище підшви фундаменту.

$$\gamma_{II} = \frac{h_1 \cdot \gamma_{II} + h_2 \cdot \gamma_{II}^2}{h_1 + h_2}, \text{ кН/м}^3$$

де h_1, h_2 - товщина шару ґрунту;

$\gamma_{II}, \gamma_{II}^2$ - вага одиниці об'єму ґрунту.

$$\gamma_{II} = \frac{0,55 \cdot 17,6 + 5,1 \cdot 17}{0,55 + 5,1} = 17,06 \text{ кН/м}^3$$

Розраховуємо попередні розміри фундаменту в плані

$$b_{non} = \frac{F_v}{R_{non} - \gamma \cdot d_\phi}, \text{ м}$$

де b_{non} - ширина підшви стрічкового фундаменту, м;

R_{non} - попередній розрахунковий опір ґрунту, кН.;

F_v - розрахункове допустиме навантаження, кН;

d_ϕ - висота фундаменту, м;

γ - питома вага конструктивних та ґрунтових матеріалів на уступах фундаменту, кН/м³

$$b_{non} = \frac{1221}{478 - 20 \cdot 5,1} = 3,25 \text{ м}$$

Визначаємо уточнений розрахунковий опір ґрунту основи

$$R_{ym} = R_{non} + \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{\kappa} \cdot M_g \cdot k_z \cdot b_{non} \cdot \gamma_{II}, \text{ кН}$$

де A_{non} - попередня площа підшви окремо стоячого фундаменту м²;

γ_{c1}, γ_{c2} - коефіцієнти, які враховують умови експлуатації фундаменту;

k_z - коефіцієнт, що залежить від ширини фундаменту;

γ_{II} - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які розташовані безпосередньо під підшвою, кН/м³;

$$R_{ym} = 478 + \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot 4,37 \cdot 1 \cdot 3,25 \cdot 17,88 = 795 \text{ кН}$$

Визначаємо усереднене значення розрахункової питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче підшви фундаменту

$$\gamma_{II} = \frac{h_1^2 \cdot \gamma_{II}^2 + h_3 \cdot \gamma_{II}^3 + h_4 \cdot \gamma_{II}^4}{h_1 + h_2 + h_4}, \text{ кН/м}^3$$

де h_1, h_2, h_3, h_4 - товщина шару ґрунту;

$\gamma_{II}, \gamma_{II}^2, \gamma_{II}^3, \gamma_{II}^4$ - вага одиниці об'єму ґрунту.

$$\gamma_{II} = \frac{5,1 \cdot 1,7 + 0,3 \cdot 18,7 + 6,8 \cdot 18,5}{5,1 + 0,3 + 6,8} = 17,88 \text{ кН/м}^3$$

Встановимо уточнений розмір фундаментів в плані

$$1,0 \cdot b_{ym} = \frac{F_v}{R_{ym} - (\gamma \cdot d_\phi)}, \text{ м}$$

де b_{ym} - уточнена ширина підошви фундаменту, м

F_v - розрахункове допустиме навантаження, кН;

d_ϕ - висота фундаменту, м;

γ - питома вага конструктивних та ґрунтових матеріалів на уступах фундаменту, кН/м³

$$1,0 \cdot b_{ym} = \frac{1221}{795 - (20 \cdot 5,1)} = 1,76 \text{ м}$$

Приймаємо ширину стрічкового фундаменту 2,2 м.

Визначаємо вагу стрічкового фундаменту:

$$G = b \cdot d_\phi \cdot \gamma \cdot l, \text{ кН}$$

де G - сумарне навантаження від фундаменту, кН

b - параметр, що характеризує ширину фундаментної підошви, м;

γ - питома вага конструктивних та ґрунтових матеріалів на уступах фундаменту, кН/м³

$$G = 2,2 \cdot 5,1 \cdot 20 \cdot 1 = 224 \text{ кН}$$

Обчислюємо розрахунковий опір ґрунту основи з врахуванням призначеної ширини підошви фундаменту:

$$R_{ym} = R_{non} + \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot \mu_j \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_2, \text{ кН}$$

де b - параметр, що характеризує ширину фундаментної підошви, м;

γ_{c1}, γ_{c2} - коефіцієнти, які враховують умови експлуатації фундаменту;

k_z - коефіцієнт, що залежить від ширини фундаменту;

γ_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які розташовані безпосередньо під подошвою, кН/м³;

M_g - коефіцієнти, що визначаються залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту (деталі наведені у таблиці 4 джерела [6]).

$$R_{ym} = 478 + \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot 4,37 \cdot 1 \cdot 2,2 \cdot 17,88 = 693 \text{ кН}$$

Розраховуємо середній тиск під подошвою фундаменту

$$P = \frac{F_v \cdot G}{b \cdot 1,0}, \text{кН}$$

де F_v – нормативне навантаження, кН

G – сумарне навантаження від фундаменту, кН

b – параметр, що характеризує ширину фундаментної подошви, м;

$$P = \frac{1221 + 224}{2,2 \cdot 1,0} = 657 \text{ кН}$$

$P=657 < R_{yt}=693$ кН - умова виконується

Проектування окремого фундаменту неглибокого закладання на природній основі у перерізі 2-2

Визначаємо попередній розрахунковий опір ґрунту

$$R_{non.} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} (M_g \cdot d_K \cdot \gamma_{II}^I + M_c \cdot C_{II}), \text{кН}$$

де M_g , M_c - коефіцієнти які залежать від кута тертя ϕ_H ; [6, табл.4]

C_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає під подошвою фундаменту;

γ_{c1} , γ_{c2} - коефіцієнти, які враховують умови експлуатації фундаменту; [6, табл.3];

d_K - глибина закладання фундаменту;

$$R_{non.} = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (4,37 \cdot 1,5 \cdot 17,06 + 6,9 \cdot 0,2) = 142 \text{ кН}$$

Визначаємо усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище подошви фундаменту.

$$\gamma'_{II} = \frac{h_1 \cdot \gamma'_{II} + h_2 \cdot \gamma_{II}^2}{h_1 + h_2}, \text{кН/м}^3$$

де h_1, h_2 - товщина шару ґрунту;

$\gamma_{II}, \gamma_{II}^2$ - вага одиниці об'єму ґрунту.

$$\gamma_{II} = \frac{0,55 \cdot 17,6 + 5,1 \cdot 17}{0,55 + 5,1} = 17,06 \text{ кН/м}^3$$

Розраховуємо попередні розміри фундаменту в плані

$$A_{non} = \frac{F_v}{R_{non} - \gamma \cdot d_{\phi}}, \text{ м}^2$$

де A_{non} – попередня площа підшви окремого фундаменту, м²;

F_v - розрахункове допустиме навантаження, кН;

d_{ϕ} - висота фундаменту, м;

γ - питома вага конструктивних та ґрунтових матеріалів на уступах

фундаменту, кН/м³ [1, табл.3]

$$A_{non} = \frac{4627}{142 - 20 \cdot 1,5} = 41,3 \text{ м}^2$$

Визначаємо уточнений розрахунковий опір ґрунту основи

$$R_{ym} = R_{non} + \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{\kappa} \cdot M_g \cdot k_Z \cdot \sqrt{A_{non}} \cdot \gamma_{II}, \text{ кН}$$

де A_{non} – попередня площа підшви окремо стоячого фундаменту м²;

γ_{c1}, γ_{c2} - коефіцієнти, які враховують умови експлуатації фундаменту;

k_Z – коефіцієнт, що залежить від ширини фундаменту;

γ_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які розташовані безпосередньо під підшвою, кН/м³;

Приймаємо розміри фундаменту $a = b = \sqrt{A_{non}} = 6,4 \text{ м}$

$$R_{ym} = 142 + \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot 4,37 \cdot 1 \cdot 6,4 \cdot 17,88 = 767 \text{ кН}$$

Визначаємо усереднене значення розрахункової питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче підшви фундаменту

$$\gamma_{II} = \frac{h_1^1 \cdot \gamma_{II}^2 + h_3 \cdot \gamma_{II}^3 + h_4 \cdot \gamma_{II}^4}{h_1 + h_2 + h_4}, \text{ кН/м}^3$$

де h_1, h_2, h_3, h_4 - товщина шару ґрунту;

$\gamma_{II}, \gamma_{II}^2, \gamma_{II}^3, \gamma_{II}^4$ - вага одиниці об'єму ґрунту.

$$\gamma_{II} = \frac{5,1 \cdot 1,7 + 0,3 \cdot 18,7 + 6,8 \cdot 18,5}{5,1 + 0,3 + 6,8} = 17,88 \text{ кН/м}^3$$

Встановлюємо уточнені розміри фундаменту в плані

$$A_{ym} = \frac{F_v}{R_{ym} - \gamma \cdot d}, \text{ м}^2$$

де A_{ym} – уточнена площа підшви окрема стоячого фундаменту;

F_v - розрахункове допустиме навантаження, кН;

d_ϕ - висота фундаменту, м;

γ - питома вага конструктивних та ґрунтових матеріалів на уступах фундаменту, кН/м³ [6, табл.3];

R_{ym} - розрахунковий опір ґрунту основи.

$$A_{ym} = \frac{4627}{767 - 1,5 \cdot 20} = 6,3 \text{ м}^2$$

Згідно укрупнених модулів ширини підшви фундаменти та конструктивних умов будівництва приймаємо $b \cdot l = 2,8 \cdot 2,8$, площу підшви фундаменту $A = 7,84 \text{ м}^2$.

Визначаємо вагу окремо стоячого фундаменту

$$G = A \cdot d_\phi \cdot \gamma, \text{ кН}$$

де A – площа підшви окремо стоячого фундаменту м²

$$G = 7,84 \cdot 1,5 \cdot 20 = 235 \text{ кН}$$

Обчислюємо розрахунковий опір ґрунту основи з урахуванням призначеної площі підшви фундаменту

$$R_{ym}^n = R_{non} + \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{\kappa} \cdot M_g \cdot k_z \cdot A \cdot \gamma_{II}, \text{ кН}$$

де A – площа окремо стоячого фундаменту м²;

γ_{c1}, γ_{c2} - коефіцієнти, які враховують умови експлуатації фундаменту;

k_z – коефіцієнт, що залежить від ширини фундаменту;

γ_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які розташовані безпосередньо під підшвою, кН/м³;

M_g - коефіцієнти, що визначаються залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту (деталі наведені у таблиці 4 джерела [6]).

$$R_{ym}^n = 142 + \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot 4,37 \cdot 1 \cdot 7,84 \cdot 17,88 = 908 \text{ кН}$$

Розраховуємо середній тиск під підшвою фундаменту

$$P = \frac{F_v + G}{A}, \text{кН}$$

де A – площа підшви окремо стоячого фундаменту м^2 ;

F_v – нормативне навантаження, кН;

G - навантаження від окремо стоячого фундаменту.

$$P = \frac{4627 + 235}{7,84} = 620 \text{ кН},$$

$$P (\text{кН}) \leq R_{\text{ут}} (\text{кН})$$

$$P = 620 \text{кН} \leq R_{\text{ут}} = 908 \text{ кН} - \text{умова виконується}$$

Проектування стрічкового фундаменту в перерізі 3-3

Визначаємо попередній розрахунковий опір ґрунту

$$R_{\text{non.}} = \frac{\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}}{K} (M_g \cdot d_K \cdot \gamma_{II}^I + M_c \cdot C_{II}), \text{кН}$$

де M_g, M_c - коефіцієнти які залежать від кута тертя ϕ_H ; [6, табл.4]

C_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає під підшвою фундаменту;

γ_{C1}, γ_{C2} - коефіцієнти, які враховують умови експлуатації фундаменту [6, табл.3];

d_K - глибина закладання фундаменту;

$$R_{\text{non.}} = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (4,37 \cdot 1,5 \cdot 17,06 + 6,9 \cdot 0,2) = 360 \text{кН}$$

Визначаємо усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище підшви фундаменту.

$$\gamma_{II}^I = \frac{h_1 \cdot \gamma_{II}^I + h_2 \cdot \gamma_{II}^2}{h_1 + h_2}, \text{кН/м}^3$$

де h_1, h_2 - товщина шару ґрунту;

$\gamma_{II}^I, \gamma_{II}^2$ - вага одиниці об'єму ґрунту.

$$\gamma_{II}^I = \frac{0,55 \cdot 17,6 + 5,1 \cdot 17}{0,55 + 5,1} = 17,06 \text{ кН/м}^3$$

Розраховуємо попередні розміри фундаменту в плані

$$b_{\text{non}} = \frac{F_v}{R_{\text{non}} - \gamma \cdot d_{\phi}}, \text{м}$$

де b_{non} - ширина підшви стрічкового фундаменту, м;

F_v - нормативне навантаження, кН.;

R_{non} - попередній розрахунковий опір ґрунту, кН.;

d_{ϕ} - висота фундаменту, м;

γ - питома вага конструктивних та ґрунтових матеріалів на уступах фундаменту, кН/м³

$$b_{non} = \frac{945}{360 - 20 \cdot 1,5} = 2,9 \text{ м}$$

Визначаємо уточнений розрахунковий опір ґрунту основи

$$R_{ym} = R_{non} + \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{\kappa} \cdot M_g \cdot k_z \cdot b_{non} \cdot \gamma_{II}, \text{ кН}$$

де A_{non} – попередня площа підшви окремо стоячого фундаменту м²;

γ_{c1}, γ_{c2} - коефіцієнти, які враховують умови експлуатації фундаменту;

k_z – коефіцієнт, що залежить від ширини фундаменту;

γ_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які розташовані безпосередньо під підшвою, кН/м³;

$$R_{ym} = 360 + \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot 4,37 \cdot 1 \cdot 2,9 \cdot 17,88 = 643 \text{ кН}$$

Визначаємо усереднене значення розрахункової питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче підшви фундаменту

$$\gamma_{II} = \frac{h_1^2 \cdot \gamma_{II}^2 + h_3 \cdot \gamma_{II}^3 + h_4 \cdot \gamma_{II}^4}{h_1 + h_2 + h_4}, \text{ кН/м}^3$$

де h_1, h_2, h_3, h_4 - товщина шару ґрунту;

$\gamma_{II}, \gamma_{II}^2, \gamma_{II}^3, \gamma_{II}^4$ - вага одиниці об'єму ґрунту.

$$\gamma_{II} = \frac{5,1 \cdot 1,7 + 0,3 \cdot 18,7 + 6,8 \cdot 18,5}{5,1 + 0,3 + 6,8} = 17,88 \text{ кН/м}^3$$

Встановимо уточнений розмір фундаментів в плані

$$1,0 \cdot b_{ym} = \frac{F_v}{R_{ym} - (\gamma \cdot d_{\phi})}, \text{ м}$$

де b_{ym} - уточнена ширина підшви фундаменту, м

F_v - розрахункове допустиме навантаження, кН;

d_{ϕ} - висота фундаменту, м;

γ - питома вага конструктивних та ґрунтових матеріалів на уступах фундаменту, кН/м³

$$1,0 \cdot b_{ym} = \frac{945}{643 - (20 \cdot 1,5)} = 1,55 \text{ м}$$

Приймаємо ширину стрічкового фундаменту 1,8 м.

Визначаємо вагу стрічкового фундаменту

$$G = b \cdot d_{\phi} \cdot \gamma \cdot l, kH$$

де G – сумарне навантаження від фундаменту, кН

b - параметр, що характеризує ширину фундаментної підшви, м;

γ - питома вага конструктивних та ґрунтових матеріалів на уступах фундаменту, кН/м³

$$G = 1,5 \cdot 1,8 \cdot 20 \cdot 1 = 68 kH$$

Обчислюємо розрахунковий опір ґрунту основи з врахуванням призначеної ширини підшви фундаменту

$$R_{ym} = R_{non} + \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot \mu_j \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_2, kH$$

де b - параметр, що характеризує ширину фундаментної підшви, м;

γ_{c1}, γ_{c2} - коефіцієнти, які враховують умови експлуатації фундаменту;

k_z – коефіцієнт, що залежить від ширини фундаменту;

γ_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які розташовані безпосередньо під підшвою, кН/м³;

M_g - коефіцієнти, що визначаються залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту (деталі наведені у таблиці 4 джерела [6]).

$$R_{ym} = 360 + \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot 4,37 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 17,88 = 554 \text{ кН}$$

Розраховуємо середній тиск під підшвою фундаменту

$$P = \frac{F_v \cdot G}{b \cdot 1,0} + g, kH$$

де F_v – нормативне навантаження, кН

G – сумарне навантаження від фундаменту, кН

b – параметр, що характеризує ширину фундаментної підшви, м;

$$P = \frac{945 + 68}{1,8 \cdot 1,0} = 506 kH$$

$P=506 < R_{yt}=554$ кН - умова виконується

Розрахунок осідань фундаментів

Розрахунок осідань фундаментів здійснюється за методом пошарового підсумовування. Спершу визначаємо вертикальне напруження, спричинене власною вагою ґрунту:

$$\sigma_{zq} = \gamma_{II} d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \text{ кН/м}^2$$

де γ_{II} – питома вага ґрунту розташованого вище підшви фундаменту;

d_n – товщина ґрунтового шару над підшвою фундаменту, м;

γ_i – питома вага i -го шару ґрунту;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, м;

$$\sigma_{zq}^1 = 0,55 \cdot 17,6 = 9,68 ;$$

$$\sigma_{zq}^2 = 9,68 \cdot 5,1 \cdot 17 = 96,38 ;$$

$$\sigma_{zq}^3 = 96,38 \cdot 0,3 \cdot 18,7 = 101,99 ;$$

$$\sigma_{zq}^4 = 101,99 \cdot 6,8 \cdot 18,5 = 227,79$$

Визначаємо вертикальне напруження від ваги ґрунту безпосередньо на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zq^0} = \gamma_{II} \cdot d_n, \text{ кН/м}^3$$

$$\sigma_{zq^0} = 17,06 \cdot 1,5 = 26 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_{II} = \frac{h_1^1 \cdot \gamma_{II}^1 + h_3 \cdot \gamma_{II}^2}{h_1 + h_2} ;$$

$$\gamma_{II} = \frac{0,55 \cdot 17,6 + 5,1 \cdot 17,0 + 18,7 \cdot 0,3}{0,55 + 5,1 + 0,3} = 17,06 \text{ кН/м}^3$$

Визначаємо додатковий вертикальний тиск на основу фундаменту за формулою:

$$P_0 = P - G_{zq^0}, \text{ кН/м}^2$$

де P_0 – додатковий тиск, кН/м²

P – середній тиск під підшвою фундаменту, кН/м²;

G_{zq^0} – вертикальне напруження від ваги ґрунту на підшві фундаменту, кН/м².

$$P_0 = 620 - 26 = 594 \text{ кН/м}^2$$

На глибині Z від підшви визначаємо величину додаткового вертикального напруження:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0, \text{ кН/м}^2$$

де α - коефіцієнт, що залежить від форми підошви фундаменту та співвідношення сторін прямокутного перерізу, а також від відносної глибини $\xi=2z/b$ [6, дод. 2 табл. 1]

Для розрахунку осідання основи застосовуємо формулу:

$$S_i = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \text{ м}$$

де β - безрозмірний коефіцієнт, який приймається рівним 0,8 [6, стор 28];

σ_{zpi} - середнє додаткове вертикальне напруження в i -му ґрунтовому шарі, кН/м²;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, м;

E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту, кН/м².

Всі розрахунки зводяться в таблицю 2.2

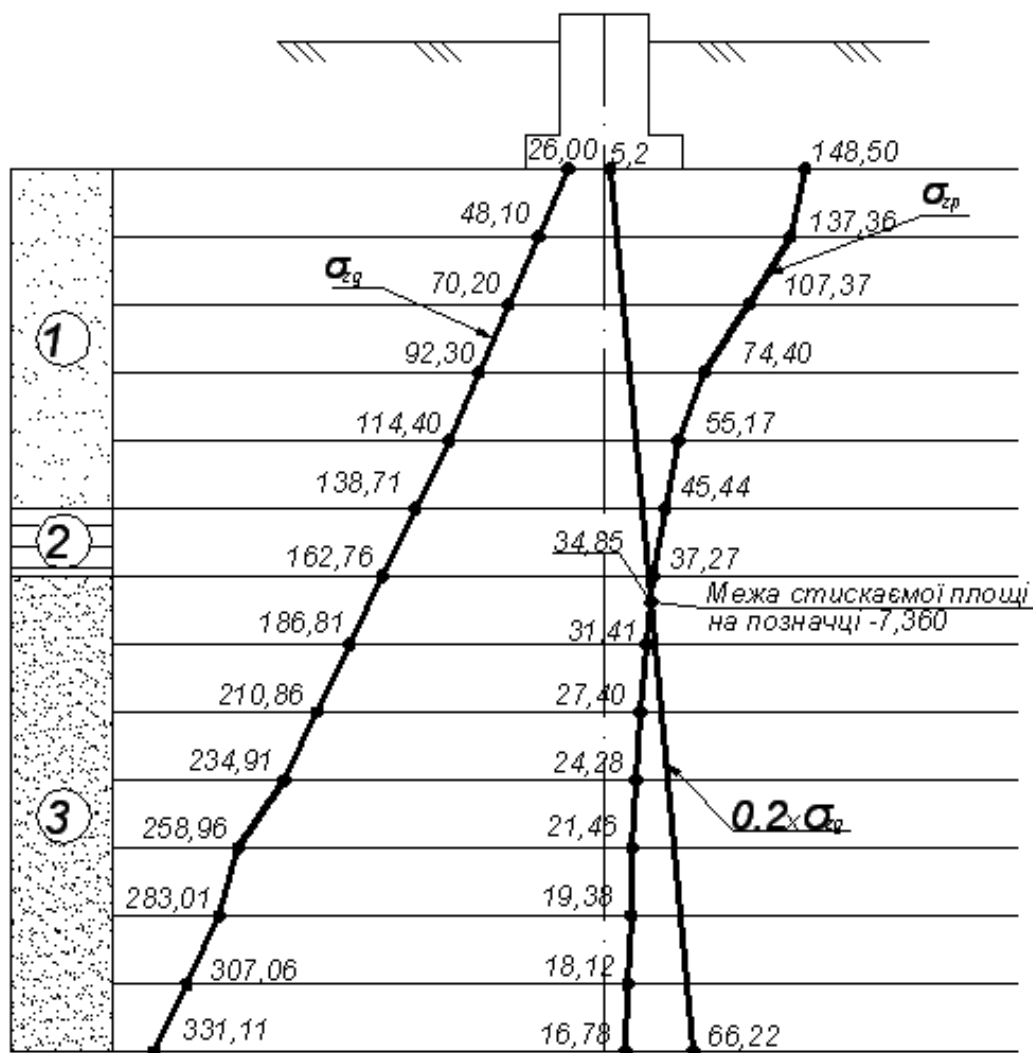
Таблиця 2.2 – Дані для розрахунку осідання

Д-на від підошви, Zм	$\xi=2z/b$	α	σ_{zg}	σ_{zp}	$\sigma_{zp}^{\text{серед}}$	E_i	S_i
0	0,0	1,000	26,00	148,50	148,50	11,00	1,40
1	0,9	0,850	48,10	126,23	137,36	11,00	1,30
2	1,8	0,596	70,20	88,51	107,37	11,00	1,02
3	2,7	0,406	92,30	60,29	74,40	11,00	0,70
4	3,6	0,337	114,40	50,04	55,17	11,00	0,52
5	4,5	0,275	138,71	40,84	45,44	18,00	0,26
6	5,5	0,227	162,76	33,71	37,27	23,00	0,17
7	6,4	0,196	186,81	29,11	31,41	23,00	0,14
8	7,3	0,173	210,86	25,69	27,40	23,00	0,12
9	8,2	0,154	234,91	22,87	24,28	23,00	0,11
10	9,1	0,135	258,96	20,05	21,46	23,00	0,10
11	10,0	0,126	283,01	18,71	19,38	23,00	0,09
12	10,9	0,118	307,06	17,52	18,12	23,00	0,08
13	11,8	0,108	331,11	16,04	16,78	23,00	0,07

$\sum S_i < [S_i] = 10 \text{ см}$ – для промислових будівель [6, додаток 4]

$\sum S_i = 6,09 \text{ см} < 10 \text{ см}$ – умова виконується.

Рисунок 2.1 – Схема розподілу вертикальних напружень



2.1.6 Опис прийнятих конструктивних рішень

У проєкті передбачено застосування фундаментів двох типів: збірних стрічкових - відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6-109:2010 та ДСТУ Б.В.2.6-108:2010, а також монолітних фундаментів стаканного типу, що забезпечують надійну передачу навантажень від колон на основу.

Таблиця 2.3 – Специфікація елементів

Поз.	Найменування	Кільк.	Бетон, м ³ (на од.)	Вага, кг	Бетон, м ³ (всього)	Вага, т
Ф1	ФЛ22-12-4	72	1,057	2640	76,1	190,08
Ф2	ФЛ18-12-4	84	0,878	2190	73,75	183,96
ФБ1	ФБ 9.6.6-Т	56	0,455	1,08	25,48	60,48
ФБ2	ФБ 12.6.6-Т	122	0,398	0,96	48,556	117,12
ФБ3	ФБ 18.6.6-Т	112	0,607	1,45	67,984	162,4
ФБ4	ФБ 24.6.6-Т	209	0,815	1,96	170,335	409,64
ФБ5	ФБ 24.4.6-Т	256	0,543	1,3	139,008	332,8
ФБ6	ФБ 12.4.6-Т	71	0,265	0,64	18,815	45,44
ФБ7	ФБ 9.4.6-Т	132	0,198	0,47	26,136	62,04
ФЗ	2,8×2,8×1,5	6	5,7	-	34,2	-

РОЗДІЛ 3

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

3.1 Охорона праці

3.1.1 Техніка безпеки при роботі із механізмами

Вантажопідйомні машини є одними з основних засобів, що використовуються на будівельних майданчиках для переміщення важких вантажів. Їх правильна ‘пристроїв, які забезпечують безпеку під час роботи. Основні пристрої безпеки включають кінцеві вимикачі, які автоматично зупиняють рух кранів при досягненні їх технічних меж. Це дозволяє запобігти перевантаженню механізмів, а також їх поломкам або аваріям, що можуть виникнути через неправильне управління технікою.

Окрім кінцевих вимикачів, важливими елементами безпеки є блокувальні контакти. Вони забезпечують захист від несанкціонованого доступу в небезпечні зони крана, такі як кабіна управління або люк для виходу на настил мосту. Блокування доступу забезпечує мінімізацію ризику травмування персоналу, який може перебувати в цих зонах під час роботи. Такі заходи є обов'язковими для всіх типів вантажопідйомних машин, включаючи стрілові, порталні та баштові крани.

Іншим важливим елементом є обмежувачі вантажопідйомності, які встановлюються на кранах для того, щоб забезпечити їх безпечну роботу в межах допустимих навантажень. Ці прилади призначені для запобігання аваріям, що можуть виникнути через підйом вантажів, вага яких перевищує допустимі норми для конкретної машини. Крім того, обмежувачі перекосу є важливим елементом для забезпечення стабільності роботи крана, запобігаючи його небезпечному перекосу, що може статися через нерівномірне навантаження на одну з опор.

Щоб забезпечити додаткову безпеку, на всіх кранах повинні бути встановлені анометри, які автоматично подають звуковий сигнал при досягненні небезпечних швидкостей вітру, що можуть знижувати стійкість техніки. Це особливо важливо для роботи з кранами, які працюють на висоті або при великих вантажах, де сильний вітер може викликати аварії. Крім того, автоматичний

сигналізатор небезпечної напруги попереджає про наближення стріли крана до ліній електропередач, що забезпечує безпеку робітників від електричних уражень.

3.1.2 Охорона праці під час виконання основних технологічних процесів

Безпека на будівництві залежить від точного виконання усіх технологічних норм і стандартів, визначених нормативними актами, такими як ДБН А.3.2-2-2009. Цей стандарт є основним для забезпечення охорони праці під час виконання будівельно-монтажних робіт. Важливими аспектами безпеки є правильне розташування будівельних конструкцій та техніки, організація безпечного проходу робітників і забезпечення адекватних санітарно-побутових умов на майданчику.

Кожен об'єкт будівництва повинен мати відповідну проектну документацію, яка враховує не тільки розташування техніки і складування матеріалів, але й заходи безпеки при виконанні робіт на висоті, під час підйому вантажів або виконання робіт із механізмами. Важливою частиною документації є визначення меж небезпечних зон, встановлення тимчасових огорож та забезпечення правильного доступу до робочих місць.

Особливу увагу слід приділяти безпеці при роботі з підйомними кранами та іншими механізмами. Робітники повинні бути навчені правильному використанню цих машин, а також дотримуватись усіх вимог до їх експлуатації. Наприклад, при роботі з кранами важливо уникати перевантаження, неправильного обв'язування вантажів та порушень технології, що може призвести до аварійних ситуацій. Крім того, необхідно чітко дотримуватись інструкцій з безпеки при переміщенні матеріалів і конструкцій на великій висоті, а також виконувати монтажні роботи з урахуванням вимог до стійкості конструкцій.

3.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Надзвичайні ситуації на будівництві можуть виникати внаслідок різних факторів, таких як порушення технологічних процесів, стихійні лиха або аварії. Усі

ці ситуації потребують ретельної підготовки та чіткої організації заходів безпеки. Щоб мінімізувати ризики, на будівельному майданчику повинна бути розроблена система дій у разі надзвичайних ситуацій, що включає евакуаційні маршрути, місця збору працівників та призначення відповідальних осіб.

Окрему увагу варто приділити тренуванням та інструктажам, що проводяться регулярно для працівників. Інструктажі повинні охоплювати основні аспекти безпеки, такі як використання засобів індивідуального захисту (респіраторів, захисних окулярів, спецодягу), порядок евакуації, а також дії в разі виникнення пожежі або інших катастроф. Всі працівники мають бути добре підготовлені до екстрених ситуацій, зокрема, знати, як використовувати вогнегасники, аптечки та інші засоби для забезпечення першої допомоги.

Основні види надзвичайних ситуацій на будівництві включають:

- Пожежі – найбільш ймовірна надзвичайна ситуація на будівництві, що потребує постійного моніторингу та готовності до ліквідації вогню.
- Обвалення конструкцій – може бути викликано порушеннями в технології будівництва або природними катастрофами, тому кожен об'єкт повинен мати чітко визначену систему моніторингу за станом конструкцій.
- Хімічні витoki – можливі при використанні токсичних речовин, що є частиною будівельних матеріалів або використовуються в спеціальних роботах.
- Природні катастрофи (землетруси, повені, буревії) – актуальні для деяких регіонів, де такі явища можуть значно ускладнити будівельні роботи.

3.3 Висновки по розділу 3

Будівництво є складною та потенційно небезпечною діяльністю, яка вимагає чіткого дотримання норм охорони праці та безпеки. Використання важкої техніки, робота на висоті, а також контакт з небезпечними матеріалами створюють потенційні загрози для працівників. Для забезпечення безпеки важливо впроваджувати регулярні інструктажі, контролювати стан техніки, дотримуватись правил експлуатації та використовувати засоби індивідуального захисту.

Будівельні підприємства повинні створювати чіткі системи безпеки для кожного етапу робіт, забезпечувати відповідну підготовку працівників, а також здійснювати моніторинг ризиків на кожному етапі будівництва. Тільки за таких умов можна досягти високих стандартів безпеки і звести до мінімуму ймовірність аварій і травм на будівельних майданчиках.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В процесі виконання дипломної роботи було спроектовано житловий 9-поверховий будинок у м. Київ.

Було виконано наступні кроки:

- Розроблено планувальні рішення;
- Розроблено конструктивні рішення;
- Виконано теплотехнічний розрахунок;
- Виконано технологічні розрахунки;

Під час виконання роботи було використано усі навички та знання, які здобуті під час курсу навчання.

В процесі роботи було набуто нових навичок проектування громадських будівель, вивчено нормативні джерела, отримано досвід у роботі з проектними програмами.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Сучасні будівельні матеріали та конструкції: навчальний посібник / В.В. Малахов, Л.І. Лавренюк. Одеса: ОДАБА, 2023. 120 с.
2. Методичні рекомендації до курсового проєкту “Житловий мікрорайон” / В.А. Єксарьов, О.І. Арсірій. Одеса: ОДАБА, 2021. 48 с.
3. Біоніка в дизайні середовища: силабус навчальної дисципліни / Р.В. Кюнцлі, Б.А. Яворський. Львів: ЛНУП, 2024. 90 с.
4. Матеріалознавство і технологія конструкційних матеріалів: навч. посібник / П.М. Полянський, І.П. Атаманюк. Миколаїв: МНАУ, 2021. 84 с.
5. Архітектурні стилі XX століття: методичні рекомендації / Г.О. Осиченко. Харків: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2021. 28 с.
6. Основи охорони праці: навчальний посібник / М.П. Гандзюк, Є.П. Желебо, М.О. Халімовський. Київ: Центр учбової літератури, 2020. 312 с.
7. Залізобетонні конструкції промислових будівель. Сейсмостійкість будівель та споруд: силабус / О.Ф. Майстренко. Одеса: ОДАБА, 2024. 120 с.
8. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 220 с.
9. Естетика та композиція ландшафту. Проектування ландшафтних об'єктів: навчальний посібник / В.У. Дідик, Т.М. Максимюк. Львів: Видавництво Львівської політехніки, перевид. 2023. 244 с.
10. Архітектура будівель та споруд. Книга 5. Промислові будівлі: підручник / П.М. Куліков, В.О. Плоский, Г.В. Гетун. Кам'янець-Подільський: Рута, 2020. 816 с.
11. . ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Камінь і кам'яні конструкції. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 98 с.
12. . ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Стандарти проектування. Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. 199 с.

13. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будівель і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 73 с.
14. ДБН В.2.6-33:2018. Проекти зовнішніх стін з утепленням фасаду. Вимоги до дизайну. Київ: Мінрегіон України, 2018. 19 с.
15. ДБН В.2.2-15:2019. Житлові будинки. Основні положення. Київ: Мінрегіон України, 2019. 95 с.
16. ДБН В.2.1-10:2018. Фундаменти будівель. Основні положення проектування. Київ: Мінрегіон України, 2018. 36 с.
17. ДБН В.1.1-7:2017. Протипожежний захист будівельних майданчиків. Київ: Мінрегіон України, 2017. 41 с.
18. ДСТУ Б В.2.6-2:2009. Бетонні та залізобетонні вироби. Загальні технічні умови. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 41 с.
19. . ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об'єктів. Київ: Мінрегіонбуд України, 2013. 30 с.
20. ДСТУ Б СЕН/TS 14816:2013. Стаціонарні системи вогнеборства. Проектування, монтаж та обслуговування. Київ: Мінрегіон України, 2013. 45 с.